



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

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PRESAS ANTIGUAS
DE MAMPOSTERÍA

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

PRESENTA:
MARÍA LAURA ROBLES AVILÉS

TUTOR:
DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN
INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

COTUTOR:
DR. ROBERTO MELI PIRALLA
INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

Instituto de Ingeniería, Ciudad Universitaria, México D.F., Enero 2016

JURADO ASIGNADO:

PRESIDENTE: DR. ROBERTO MELI PIRALLA

SECRETARIO: DR. ALBERTO JAIME PAREDES

1ER. SUPLENTE: DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN

2DO. SUPLENTE: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

3ER. SUPLENTE: M.I. LEONARDO FLORES CORONA

LUGAR DÓNDE SE REALIZÓ LA TESIS: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN

FIRMA

COTUTOR DE TESIS:

DR. ROBERTO MELI PIRALLA

FIRMA

Dedicatoria

A Dios, porque “la Sabiduría es luz y no se opaca; se muestra con gusto a los que la aman, se deja encontrar por los que la aman” (Sabiduría 6:12-9).

A mi esposo por ayudarme e impulsarme a cumplir mis metas, a llegar cada día más lejos, a sentirse feliz por mis logros y crecer con ellos juntos día a día.

A mi madre Rebeca Avilés, por ser un gran ejemplo, como persona, mujer, profesionista y sobre todo madre.

A mi padre Andrés Robles, que me ha enseñado que el amor por lo que haces es la mejor guía para ser feliz y seguir adelante, sin importar los obstáculos que se presenten.

A mi familia en general, que siempre ha sido un gran apoyo de diferente forma cada uno pero importante a cada momento.

A mis amigos Rodrigo Martín Sánchez Flores y Brianda Basurto Scott, porque en los momentos más difíciles siempre los tuve cerca.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México, en particular a la Facultad de Estudios Superiores Acatlán, por darme las herramientas necesarias para servir a mi país y a la sociedad, con conocimiento, ética, orgullo y amor.

A mi tutor el Dr. Fernando Peña Mondragón, por guiarme en estos años para la elaboración del trabajo de tesis, por los comentarios y correcciones que se presentaron. Además, por brindarme una formación de investigador y ayudarme a explotar mis capacidades como ingeniera.

A mi cotutor el Dr. Roberto Meli por el tiempo invertido en el desarrollo de este trabajo, las recomendaciones y sugerencias para concluir con éxito esta etapa como estudiante. Pero principalmente por brindarme la oportunidad de conocerlo un poco más.

Al Dr. Alberto Jaime Paredes por las observaciones y aportaciones de este trabajo, así como los consejos de vida que llegaron a surgir durante las revisiones minuciosas de este trabajo.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por el apoyo económico brindado durante mis estudios para dedicarme de tiempo completo en mi formación como Maestra en Ingeniería.

Al Instituto de Ingeniería UNAM, por los diferentes tipos de beca asignados durante la maestría, el espacio de trabajo, el equipo y sobre todo por la gran experiencia tanto laboral como personal que llevaré conmigo.

Al M.I. Leonardo Flores y el Dr. José Alberto Escobar, por su disposición a formar parte de mi jurado, así como a las revisiones hechas en este trabajo.

Índice

| | |
|--|----|
| RESUMEN..... | 7 |
| ABSTRACT..... | 8 |
| INTRODUCCIÓN | 9 |
| Objetivos y alcances..... | 9 |
| CAPÍTULO I. ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LAS PRESAS EN MÉXICO | 10 |
| 1.1. Época prehispánica..... | 11 |
| 1.2. Época colonial | 13 |
| 1.3. Periodo post-independencia y Porfiriato..... | 15 |
| CAPÍTULO II. ASPECTOS ESTRUCTURALES..... | 18 |
| 2.1. Tipos de presa..... | 18 |
| 2.2. Descripción del proceso constructivo y diseño estructural | 21 |
| 2.3. Tipologías de falla comunes..... | 25 |
| 2.3.1. Falla por volteo..... | 25 |
| 2.3.2. Falla por deslizamiento..... | 26 |
| 2.4. Afectaciones producidas por fallas en México | 26 |
| 2.5. Ejemplos de normativa | 27 |
| 2.5.1. Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-DEOIH-RCDF, 2004)..... | 28 |
| 2.5.2. Diseño de Presas de Mampostería conforme con la Secretaría de Agricultura, Ganadería, desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA, 2009) | 34 |
| 2.5.3. Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo (CFE, 2008) | 43 |
| CAPÍTULO III. PROCESO PRELIMINAR DE ANÁLISIS..... | 45 |
| 3.1. Propiedades mecánicas de los materiales, geometría y condiciones de carga..... | 46 |
| 3.2. Revisión geométrica por el método de Creager (1917) | 48 |
| 3.3. Revisión estructural por las NTC-DEOIH-RCDF (2004)..... | 51 |
| 3.4. Revisión estructural por el método de SAGARPA (2009)..... | 52 |

| | | |
|--|---|----|
| 3.5. | Comparación de los métodos de revisión..... | 54 |
| CAPÍTULO IV. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS NUMÉRICO..... | | 55 |
| 4.1. | Método de los elementos rígidos | 55 |
| 4.2. | Proceso de validación del programa de análisis..... | 62 |
| 4.2.1. | Análisis por peso propio | 64 |
| 4.2.2. | Análisis por presión hidrostática (PH) | 65 |
| 4.2.3. | Análisis por peso propio más presión hidrostática (PP+PH) | 67 |
| 4.2.4. | Análisis por peso propio más presión hidrostática más subpresión más incremento del tirante de agua por encima de la corona (PP+PH+S+I) | 68 |
| 4.3. | Comentarios finales..... | 70 |
| CAPÍTULO V. ANÁLISIS NUMÉRICO..... | | 71 |
| 5.1. | Presa El Cajón..... | 71 |
| 5.2. | Presa El Refugio..... | 81 |
| 5.3. | Análisis comparativo de resultados | 86 |
| CONCLUSIONES | | 87 |
| REFERENCIAS..... | | 88 |

RESUMEN

México posee un número importante de presas de mampostería, las cuales fueron construidas entre los siglos XVII al XIX y además aún se encuentran en funcionamiento. Sin embargo, no se ha realizado un análisis para garantizar su estabilidad estructural, lo cual es un problema, pues la falla de este tipo de estructuras generaría grandes pérdidas económicas, humanas y en este caso particular históricas. Además, en las últimas décadas el asentamiento de fraccionamientos aguas abajo de la cortina ha generado una zona de riesgo para sus habitantes, por lo cual toma mayor importancia el garantizar un buen comportamiento estructural de este tipo de estructuras. En este trabajo se consideraron dos presas de mampostería para observar su comportamiento estructural e identificar los principales mecanismos de falla. Para un primer análisis se realizó una revisión con los métodos tradicionales basados en la posición de la fuerza resultante dentro del tercio medio, con la sorpresa de que ninguna de las dos cumplía con las condiciones mínimas de estabilidad de los métodos tradicionales, no obstante, ninguna presenta daño, por lo que fue necesario realizar análisis más refinados para comprender por qué aún se encuentran en pie.

Con base en los resultados obtenidos se decidió estudiar el comportamiento estructural de las presas utilizando el Método de los Elementos Rígidos (MER); esta metodología considera elementos cuadriláteros indeformables, que se comportan como cuerpos rígidos que pueden tener dos desplazamientos lineales y un giro. Los elementos se encuentran unidos por dos resortes axiales, separados a una distancia para poder contemplar el giro; además, de un tercer resorte de cortante al centro cada lado del elemento. Estos resortes representan las propiedades mecánicas de los materiales, así como los esfuerzos y deformaciones de cada uno de los resortes, correspondientes al área tributaria de cada uno.

El MER es un modelo semi-continuo, es decir, las condiciones de contacto no cambian durante el análisis y existe una relativa continuidad entre los elementos, pero se permite una cierta separación o deslizamiento entre las superficies de contacto. Para demostrar que los resultados arrojados por el programa basado en el MER son adecuados para el estudio de presas, se realizó una validación con base en los resultados presentados en la literatura. Finalmente las presas consideradas anteriormente fueron revisadas con el MER y se realizó un análisis paramétrico para identificar las propiedades mecánicas que tienen mayor influencia en su comportamiento estructural, así como los principales mecanismos de falla.

ABSTRACT

Mexico has an important number of masonry dams, which were constructed during 17th to 19th century and until now continue in operation. On the other hand, they have never been analyzed and their failure or the collapse would produce economic and human losses, including the historical value. Also some populations have been established downstream of many dams, resulting in an increased risk; that is the importance of the structural stability is essential to prevent a disaster. However, the dam selected was analyzed by traditional methods (based on the resultant in the middle third for overturning and the angle of inclination with the vertical of the resultant for sliding), but it has not the minimum stability requirements and the worst is that it is not the only one.

Based on the obtained results, the structural assessment of ancient masonry dams were studied by the Rigid Elements Method (REM). These elements are quadrilateral and have the kinematics of rigid bodies with two linear displacements and one rotation. Three springs connect the common side between two rigid elements or the restrained sides. These connections are two axial springs, separated by a distance that take into account a flexural moment, and one shear spring at the middle of the side. The springs represent the mechanical characteristics of the material, and the strains and stresses of each spring represent the average strain and stresses inside each element, according to a tributary volume.

The REM is a semi-continuous model. Initial contacts do not change during the analysis and a relative continuity among elements exists. Overlapping, separation or sliding between two adjacent elements can exist; numerically, these mean compression, tension or shear and sliding on the connecting sides. The effective performance of the proposed model is demonstrated by numerical validation and comparisons with some numerical models presented in the literature. These elements are considering non lineal behavior and was made a parametric study to identify the mechanical properties that have more influence in the structural behavior.

INTRODUCCIÓN

La conservación de los monumentos históricos es muy importante para una sociedad, pues son una muestra tangible de la evolución de la humanidad a lo largo del tiempo. Sin embargo, estas estructuras de preferencia no sólo deben ser conservadas, deben utilizarse y mantenerse vivas, es por ello que garantizar su estabilidad estructural es primordial.

Las obras históricas de carácter civil, como es el caso de las presas tienen un tiempo de vida útil mayor al de otro tipo de estructuras, es por eso que muchas de ellas tienen más de cien años y aún se encuentran en funcionamiento. No obstante, el cambio de uso del suelo a lo largo del tiempo se ha modificado y se han establecido zonas habitacionales aguas abajo de la cortina, poniendo a la población en riesgo; las pérdidas económicas, humanas e históricas de este tipo de estructuras serían catastróficas.

Para este trabajo se analizaron dos presas de mampostería, inicialmente con métodos tradicionales, basado en el equilibrio de fuerzas, de los cuales se observó que ninguna de las dos presas cumple con las condiciones mínimas de estabilidad por volteo; sin embargo, ambas funcionan hasta ahora sin presentar algún tipo de daño. Es por eso que se debe encontrar una respuesta para explicar la estabilidad de dichas presas. Una forma de hacerlo es a través de análisis más refinados para comprender su comportamiento estructural de una forma más clara.

Se realizaron diferentes modelos en el programa XPRESAS, basado en el método de los elementos rígidos, el cual utiliza un medio semicontinuo, capaz de realizar análisis no lineales. Para las presas estudiadas en este trabajo se fueron variando las propiedades mecánicas de los materiales en un análisis paramétrico, para identificar el parámetro de mayor influencia en el comportamiento estructural y poder explicar cómo es que las cortinas no tienen ningún tipo de daño si la resultante de las fuerzas no se encuentra dentro del tercio medio de la base. Además, con esta variación fue posible identificar los diferentes mecanismos de falla que se podrían presentar en este tipo de estructuras.

Objetivos y alcances

El objetivo principal de este trabajo es entender el comportamiento estructural de las presas antiguas de mampostería construidas en México.

Como objetivos particulares se tienen:

- Identificar los principales mecanismos de falla
- Evaluar las propiedades mecánicas de la mampostería que más influyen en el comportamiento estructural
- Determinación del factor de seguridad para dos presas

Para los análisis únicamente se considerarán las cargas estáticas de la presión hidrostática y de los azolves, actuantes sobre dos presas representativas de mampostería.

CAPÍTULO I. ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LAS PRESAS EN MÉXICO

Los monumentos históricos son todas aquellas estructuras que poseen un valor artístico, económico, cultural, arquitectónico o ingenieril que hay que conservar, por ejemplo: edificios, casas, templos, puentes, presas, entre otros. Tanto en las civilizaciones antiguas como en las modernas estas estructuras son construidas para satisfacer una necesidad humana. En este trabajo se habla exclusivamente de presas antiguas de mampostería, las cuales han sido de gran importancia para el desarrollo de los seres humanos, ya que la escasez de agua, en muchos lugares o de temporal, ocasionó la necesidad almacenarla y abastecer a la población con el vital líquido durante largos periodos de sequía.

A lo largo de la historia, las grandes civilizaciones se han establecido en zonas donde existe una fuente hídrica importante, como ejemplo tenemos la civilización egipcia, la cual prosperó a las orillas del río Nilo; así mismo, la civilización china que floreció a las orillas de los ríos Hoang-Ho (río amarillo) y Yan-Tse-Kiang (río azul), entre otras.

Desafortunadamente, hay regiones en las que los ríos no tienen un flujo constante durante el año, zonas que dependen únicamente del agua de lluvia u otras en las que prácticamente no la hay. Por ello desde épocas muy antiguas se han desarrollado métodos de almacenamiento, distribución y desvío de agua.

La presa más antigua de la que se tiene conocimiento es la presa de Jawa, la cual se encuentra en Jordania a 100 km de Ammán, se calcula es del año 3000 A.C. (figura 1.1); otra presa muy antigua está localizada en Sadd-el-Kafara, cerca del Cairo y data del 2600 A.C. (Bretas, 2012). Ambas presas se encuentran a mitad del desierto, aunque ahora se encuentran en ruinas, en su tiempo fueron indispensables para el crecimiento y desarrollo de las poblaciones que se establecieron en ese lugar. De igual modo, existieron otras civilizaciones en todo el mundo, que para sobrevivir a las condiciones extremas impuestas por la naturaleza se vieron obligados a hacer uso de su ingenio creando diversas técnicas constructivas.



Figura 1.1. Presa de Jawa (Telis, 2007)

En el caso de las presas como de cualquier otro tipo de estructura antigua es importante tener claro su origen. Para ello, es necesario realizar una investigación histórica, pues con ello se tendrá un entendimiento global del estado actual de la estructura, dando así una mejor solución al problema (Peña, 2010). Cada civilización tiene sus propios métodos constructivos pues se adaptan a las condiciones y a los materiales existentes del lugar donde se establecieron. En este trabajo de investigación se analizarán las presas de mampostería en México, para poder brindar un marco teórico más amplio; se muestra una breve reseña de la evolución que han tenido las obras civiles, principalmente las presas, desde la época colonial hasta inicios del siglo XX.

1.1. Época prehispánica

Es importante destacar que muchos de los pueblos indígenas que habitaron lo que hoy es el territorio mexicano desarrollaron grandes civilizaciones a las orillas de ríos y lagunas, por ejemplo: los Olmecas se establecieron a las orillas de los ríos Coatzacoalcos y Papaloapan entre Veracruz y Tabasco, la Maya que se asentó a las orillas de los ríos Usumacinta, Grijalva, Hondo, entre otros, en los estados de Yucatán, Quintana Roo, Campeche, Chiapas y Tabasco, también en Belice, Guatemala, Honduras y El Salvador. Además, está el caso de la cultura Azteca que por cuestiones políticas, culturales y religiosas diseñaron sistemas de piso que les permitió habitar sobre el lago de Texcoco. Estos son sólo algunos ejemplos de muchos que se han dado a lo largo del tiempo en todo el mundo, ya que el agua es el líquido más importante para los seres vivos, pues a partir de ella se da la vida, se desarrollan actividades como la agricultura y la ganadería, sumando a esto su disponibilidad brinda una mejor calidad de vida para el ser humano.

Las tribus nómadas que llegaron al continente comenzaron a establecerse en un cierto lugar, buscando en la mayoría de los casos las mejores condiciones climáticas volviéndose sedentarias al descubrir la agricultura, con el paso de los años estas poblaciones se volvieron más numerosas, por lo que fue necesario crear técnicas de suministro de agua para consumo humano y riego. La recopilación histórica realizada por Comisión Nacional del Agua (CONAGUA, 2009), señala que las culturas prehispánicas construyeron obras hidráulicas con diversas funciones (figura 1.2), como son:

- Captación, conducción, almacenamiento y distribución de agua para usos domésticos, aguas pluviales, perennes superficiales y subterráneas.
- Conducción, control y drenaje de aguas pluviales para evitar inundaciones.
- Conducción y drenaje de aguas de desecho (negras) de las poblaciones rurales y urbanas.
- Provisión de agua para la irrigación agrícola.
- Recreación y ritualidad.

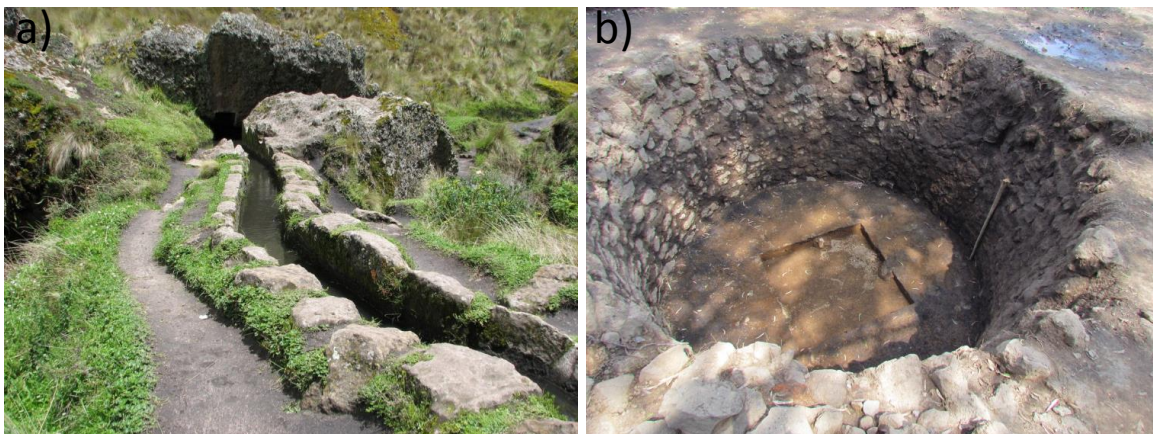


Figura 1.2. a) Acueducto prehispánico, b) Pozo prehispánico (Dirección General de Conocimientos de la Universidad Autónoma del Estado de Morelos, DDC UAEM, 2014)

En general, se puede decir que las obras fueron de pequeña y mediana escala, con algunas excepciones, como es el caso de la presa de Teopantecuanitlan en Guerrero, en un sitio olmeca, poblado entre 1400 y 600 A.C. En las zonas donde las construcciones fueron de tipo permanente, el agua era proveniente de manantiales, ríos y arroyos de caudal constante.

Las instalaciones básicas para el riego consistieron en presas, de las que fundamentalmente hubo de dos tipos: almacenadoras permanentes y derivadoras. También se construyeron canales de distribución, depósitos o embalses secundarios para regular el flujo enviado por los canales y elevar el nivel para irrigar mayor cantidad de tierra. Los materiales principales con los que se solían construir presas y canales fueron: tierra, piedra, estacas, ramas, madera, céspedes, barro, piedra con estuco, argamasa-calicanto, entre otros (CONAGUA, 2009). En el norte del país existen registros en los que para el almacenamiento de agua los habitantes forman unos canastos con estacas entretejidas de ramas de árboles, los llenaban de tierra y piedras y los abandonaban en medio de la corriente, la cual los lleva al sitio en donde la acequia se separa del río (Rojas, 2011).

Durante la época prehispánica la construcción de las presas derivadoras fue más común que las presas de almacenamiento por dos razones principales: La primera de ellas fue que la mayoría de las construcciones hidráulicas trabajaban por gravedad debido a la inexistencia de máquinas para elevar agua. La segunda fue porque las presas de almacenamiento tenían problemas de azolvamiento de los vasos debido al constante acarreo de arena, grava y piedras. Por su parte, al ser la irrigación el principal uso de las corrientes, el diseño y flexibilidad de las presas derivadoras no oponen mayor resistencia a las crecientes al quedar sumergidas (Rojas, 2011).

Las presas al ser derivadoras fueron reconstruidas después de la temporada de lluvias, es por eso que no se tiene en la actualidad mucha información al respecto, aunque se han podido identificar estas presas en dos códices, el Lienzo de Zacatepec número 2 (figura 1.3) y el Códice Santa María Asunción (Rojas, 2011).

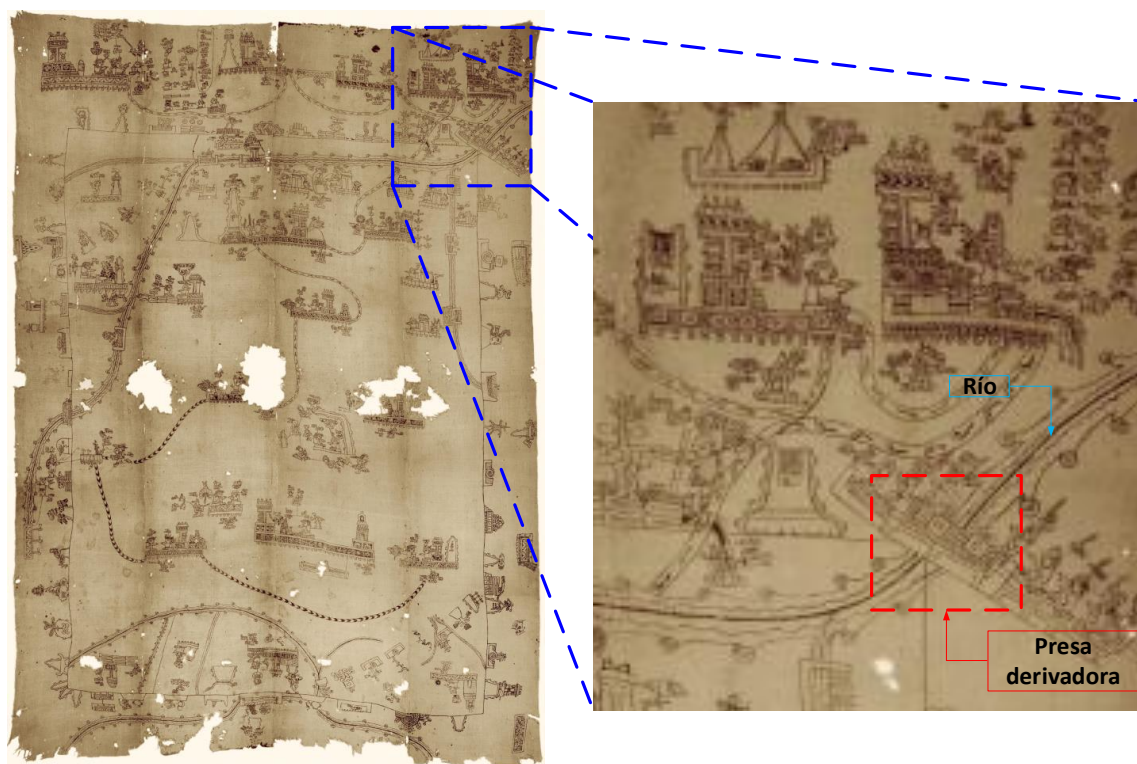


Figura 1.3. Lienzo de Zacatepec número 2 (Biblioteca Nacional de Antropología e Historia, Instituto Nacional de Antropología e Historia, BNAH-INAH, 2014)

Los Aztecas, bajo la dirección de Netzahualcóyotl alrededor del año de 1450, hicieron presas de tierra en el Valle de México para protegerse de las inundaciones. En la figura 1.4 se muestra el albarradón que dividía los lagos de Texcoco y Xaltocan (Marsal y Reséndiz, 1975). Así mismo, en el año 1418 con la asesoría de Nezahualcoyotl, se llevó a cabo la construcción del primer acueducto de Chapultepec, el cual transportaría las aguas del manantial de Chapultepec hasta el centro de Tenochtitlán, la base del acueducto estaba formada por balsas de carrizos y morillos que fueron fijados al fondo de la laguna por medio de estacas y hundiéndolas cargados con céspedes, piedras y lodo; estas bases se alinearon dejando espacios o cortaduras para la circulación de agua de la laguna. Ya fijadas y asentadas las bases, se construyeron en la parte superior el caño, de barro reforzado con estacas y morillos, por no tener piedra ni cal; este barro era compactado a golpes formando un caño de una sola pieza; en las cortaduras colocaron piezas de árboles ahuecados con fuego (Peña y Levi, 1989)



Figura 1.4. El albarradón de Nezahualcoyotl, época prehispánica, siglo XX, estado actual (Sistema de Aguas de la Ciudad de México, 2013, Muñoz, 1999, Arredondo, 2015)

1.2. Época colonial

Muchos de los elementos estructurales existieron por igual en Europa y en Mesoamérica, aunque con algunas diferencias, como por ejemplo las presas de tierra llamadas azud, que son muy similares a las mexicanas. Sin embargo, la ruptura de la presa Estrecho Riente de 42 m en España desalentó a los ingenieros europeos a la utilización de presas altas de tierra, que hasta época reciente, solo recurrían a este tipo de presas en valles anchos y cuando la altura requerida era pequeña. Durante el inicio de la época novohispana, la mayoría de los sistemas hidráulicos prehispánicos fue utilizada por los españoles sin mayores modificaciones, pero pronto transformaron técnicamente estos sistemas con la incorporación de nuevas máquinas, por la necesidad de irrigar porciones territoriales continuas y de mayores dimensiones (CONAGUA, 2009).

En esta época se dio una verdadera revolución tecnológica, pues no solo los procesos constructivos eran totalmente diferentes, también las herramientas, los materiales y la maquinaria. De tal forma que cambiaron completamente la planeación y construcción de las obras hidráulicas de captación, almacenamiento, distribución y drenaje, pues al haber mayor número de herramientas que facilitaran el trabajo humano, la obra se hacía más eficiente, dando la posibilidad de hacer obras de mayor tamaño en menor tiempo. Algunas de las aportaciones más importantes dentro de los procesos constructivos son: palancas, ruedas hidráulicas, poleas, tornos, molinos, tornillos, sifones invertidos, compuertas deslizantes, carretas, carretillas, que con los animales de trabajo, facilitaron en gran medida el transporte de materiales y personas (CONAGUA, 2009).

Las obras hidráulicas más representativas de la época colonial son los acueductos sobre arquerías, de los cuales aún se pueden apreciar algunos en pie, como es el caso de los Arcos de Tembleque (figura 1.5a) que se caracterizan por su esbeltez y su estado de conservación, en el estado de Hidalgo, siendo el más antiguo. Dentro de los acueductos importantes también se encuentra Arcos del Sitio en el Estado de México, que se caracterizan por su gran altura en una arquería de tres niveles (figura 1.5b) además se pueden encontrar en buen estado los de Zacatecas, Querétaro y Michoacán. Estos acueductos coloniales contaban con complementos como fuentes y pilas, donde los usuarios se proveían del vital líquido; una de las fuentes mejor conservada, notable y antigua es la de Chiapa de Corzo, en el estado de Chiapas (CONAGUA, 2009).



Figura 1.5. a) Acueducto de Tembleque (<http://teotihuacanomeyocan.com.mx/Colonial.html>),
b) Acueducto de los Arcos del Sitio (Jorge65coria, 2014)

Las presas coloniales fueron construidas con piedra cortada, ajustada y cementada; presas con contrafuertes y presas de almacenamiento sobre corrientes perennes, además de otros elementos arquitectónicos como cornisas, remates de los muros o caballetes, sardineles y gárgolas (CONAGUA, 2009). El mejor documento sobre la descripción de obras hidráulicas de esta época se encuentra en los anales de Cuautitlán, donde el relato comienza con la llegada de los Cholua a la región, donde los chichimecas residentes los colocaron en un punto cercano al propio Cuautitlán, con la esperanza de que las furiosas avenidas del río los arrastraran u optaran por irse. Lejos de amedrentarse, pusieron manos a la obra y decidieron cambiar el curso fluvial. Lo excavaron durante dos años, hasta terminar una represa. Enseguida invirtieron siete años en limpiar y restaurar el cauce original del río para convertirlo en un canal de riego. La represa se hizo con vigas enhiestas que se colocaron juntas en el nuevo canal, “con lo cual la acequia se represó del todo a todo, y por eso se cambió y torció el agua, y por eso ahora entra el río en Citlaltepec”.

Más tarde, en 1587, comenzaron los problemas por la repartición del agua, en particular con un molinero que abrió una acequia arriba de la presa de los indios, para encaminarla a su molino y dejando sin agua los canales de riego indígenas. El sistema tenía cuatro acequias principales, de acuerdo con los campesinos, había una represa de barro que reparaban cada año, en tiempos de la seca y durante la época de lluvias la represa no existía. Con la desecación de la laguna de Totoltepec se decidió crear una presa almacenamiento permanente, construida de mampostería de calicanto, que contó con tomas y dactas (abertura u orificio hecho en un depósito de agua para dar salida a una cantidad determinada de ella) para distribuir el líquido y con compuertas para los casos necesarios, es decir, una caja distribuidora al nuevo estilo (Rojas et al., 1974)

La figura 1.6 muestra el estado actual de la presa de Cuautitlán; el propósito de la obra es el control de avenidas y el agua se utiliza para riego, la cortina es rígida, de mampostería con contrafuertes, tiene una altura de 12 m y una longitud de 333 m (CONAGUA, 2015). Sin embargo, presenta problemas graves de crecimiento de vegetación en la cortina (figura 1.6-a), el nivel de agua al borde de la corona y de azolvamiento (figura 1.6-b).



Figura 1.6. Presa Angulo (Cuautitlán) a) Nivel de agua al borde de la corona (Jaime, 2015),
b) Nivel de azolvamiento (Jaime, 2015)

1.3. Periodo post-independencia y Porfiriato

Durante los primeros años del México independiente las edificaciones de mayor envergadura que se levantaban eran de carácter militar o eclesiástico; las civiles, además de que eran pocas, generalmente las contrataban las familias pudientes y de hacendados; o bien, en el mejor de los casos, las oligarquías provincianas patrocinaban la construcción y el mejoramiento de caminos o represas. El beneficio social que de éstas se obtenía era casi nulo por su carácter de exclusividad, pues una buena parte de la población quedaba al margen del uso de estas pequeñas obras (Montoya et al., 1996). Además, se utilizaron las obras de la colonia, sin dar mantenimiento alguno, provocando en ellas un deterioro rápido y considerable.

Lograr la estabilidad en México fue un proceso lento, pues en este periodo se llevaron a cabo varias batallas, dejando al país con grandes deudas, además, tras la independencia, México aún no contaba con obras adecuadas que pudieran alejar las aguas pluviales y de desecho de las zonas urbanas, y era poco o casi nulo el abastecimiento de agua en la mayor parte del país, sobre todo en las comunidades rurales.

Más adelante, en el año de 1884 llega al poder el Presidente Porfirio Díaz, el cual lo mantuvo hasta 1911 cuando inicia la revolución mexicana, a este periodo de 27 años se le conoce como el Porfiriato. Díaz marca la pauta del desarrollo de los servicios públicos del país, contribuyendo a la creación de una infraestructura que se requería para el desarrollo de las actividades sociales, políticas, económicas y educativas. La construcción de obras hidráulicas en esta época implicó cuantiosos recursos humanos y económicos, pero sobre todo, la utilización de la técnica más avanzada en ingeniería al nivel de los países más desarrollados del mundo (Montoya et al., 1996).

Al iniciarse el siglo XX la prensa mexicana e internacional reconocían el avance material de México y era referencia obligada citar el intrincado tendido de vías férreas, la aparición de líneas telegráficas y telefónicas, los trabajos portuarios y, desde luego, los esfuerzos emprendidos en lograr el desagüe de la Ciudad de México.

Junto a las obras realizadas por la administración porfirista, los industriales y hacendados emprendían trabajos de infraestructura para la producción. Así, por ejemplo, un cuerpo de ingenieros trabajaban en 1907 para don Luis García Pimentel, hacendado y político prominente del estado de Morelos, quien invirtió la fantástica suma de 166 dólares en la construcción de túneles, canales, acueductos, presas, acequias, puentes y válvulas de administración para traer agua desde el río Cuautla hasta su hacienda en Tenango, distante 90 km.

Otro ejemplo de la infraestructura hidráulica desarrollada por particulares, son los trabajos para instalar una planta hidroeléctrica, utilizando el agua del río de San Miguel Hila para dotar de energía a la fábrica textil de San Idefonso, empresa de capital francés (Montoya et al., 1996). Así mismo, la Presa Santa Genoveva (figura 1.7), la cual fue construida en 1891 por el hacendado Luis Recil García en el municipio de Mexquitic de Carmona, San Luis Potosí. El propósito de la presa es el almacenamiento y el uso del agua es para riego. Tienen una cortina rígida de mampostería de calicanto, de 24 m de altura y 141 m de longitud (CONAGUA, 2015).

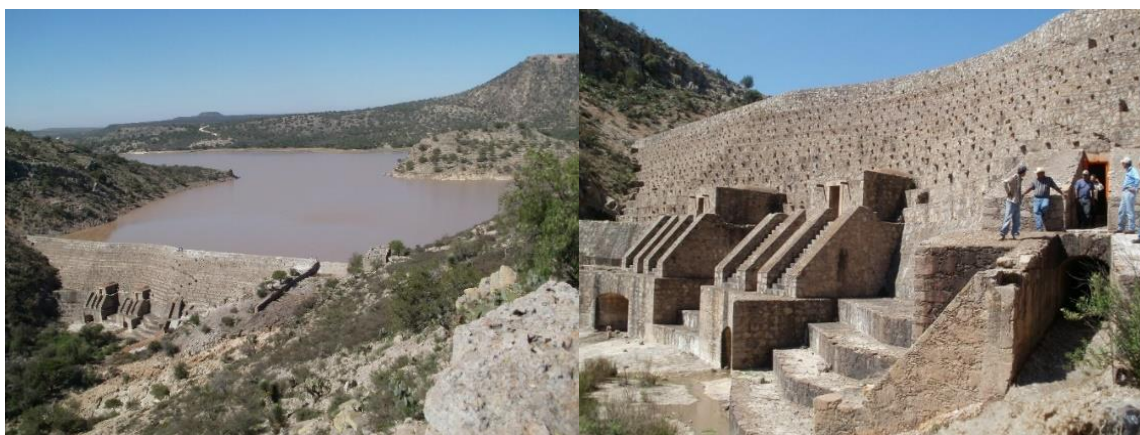


Figura 1.7. Presa Santa Genoveva (CONAGUA, 2015)

Tanto las obras públicas como las privadas eran testimonio de un México moderno que en septiembre de 1910 celebró con lujo, derroche y entusiasmo las fiestas del Centenario de la Independencia, bajo la guía política del presidente Porfirio Díaz (Montoya et al., 1996). Dentro de las celebraciones del centenario de la independencia se inauguró la presa Luis Espinoza en el Estado de México, la cual era parte de la hacienda San Juan Casa Blanca, la presa es rígida de mampostería con una altura máxima de

20 m y 478 m de longitud. En 1965, 32 habitantes del municipio que carecían de tierras ejidales le hicieron un orificio a la cortina de aproximadamente 2.50 m de altura por 1.5 m de ancho en la margen derecha con el objeto de evitar que almacenara y poder sembrar dentro del vaso; desde entonces la presa no funciona como tal.

El comienzo del siglo XX muestra un rápido desarrollo tecnológico desde sus inicios en todas las áreas, incluyendo la constructiva. En México se comenzó con la construcción de las primeras plantas generadoras de electricidad a partir de corrientes de agua es decir las hidroeléctricas, siendo la primera de ellas la presa de Necaxa inaugurada en 1905, en su época fue la más grande y moderna del mundo. Para su construcción se emplearon las técnicas constructivas más modernas, dejando a un lado las presas de mampostería para dar lugar a un nuevo tipo de cortina permanente, las presas de tierra y enrocamiento que más que una sustitución de la mampostería son una evolución, pues dan la posibilidad de construir una cortina de mayor altura y longitud, además de ser flexibles y permitir ciertas deformaciones.

La popularización de estas construcciones se dio a raíz de la creación de la Comisión Nacional de Irrigación en 1926, hoy Comisión Nacional del Agua. Marsal y Resendiz, (1975) consideran dos tipos de presas de tierra: presas de relleno hidráulico y presas de materiales compactados.

Establecen que las presas de relleno hidráulico se caracterizan fundamentalmente en que los materiales integrantes de la sección, incluyendo a los finos del corazón y a los granulares relativamente gruesos de los respaldos permeables, son atacados en la cantera y conducidos a la cortina por medios hidráulicos. Las fronteras de lo que debe considerarse el núcleo impermeable y las secciones permeables son, en general, variables. La desventaja más importante es que los materiales son colocados en estado suelto, por tanto, la resistencia al corte es menor y tanto la compresibilidad como la susceptibilidad a licuación, mayores que en cortinas de materiales compactados. El abaratamiento de los costos de colocación por capas y el desarrollo de equipos de compactación cada vez más eficientes, han contribuido a que la alternativa de presa de relleno hidráulico haya quedado relegado al olvido, desde los años cincuenta. Un ejemplo de este tipo de presas es la de Necaxa.

En 1907 con la invención del rodillo pata de cabra se construye la presa Drum en Inglaterra, que es la primera construida de materiales compactados (Marsal y Resendiz, 1975). En México, desde la creación de Ingeniería Experimental, en la Comisión Nacional de Irrigación, se impone el requisito de la compactación para construir las terracerías de obras hidráulicas. El desarrollo de las presas de tierra compactada está ligado estrechamente a los estudios de laboratorio sobre las propiedades de suelos finos y granulares gruesos sometidos a compactación. Paralelamente se construyen equipos adecuados, entre ellos, rodillos pata de cabra, lisos, con y sin vibradores, de llanta de hule, algunos para roca, pisones neumáticos, tractores, entre otros. Estos conjuntamente con la fabricación de camiones veloces de gran tamaño, palas mecánicas eficientes y el desarrollo de métodos más racionales para la explotación de la roca, han contribuido a reducir los costos y al mismo tiempo a construir las presas en lapsos más cortos. Las presas de tierra se pueden clasificar en cinco según los materiales que conforman la cortina.

1. Presa homogénea
2. Presa homogénea con filtros
3. Presa de materiales graduados
4. Presa de enrocamiento
5. Presa con delantal o con pantalla impermeable

CAPÍTULO II. ASPECTOS ESTRUCTURALES

Durante las diferentes etapas de la historia de México se muestra como las presas han cambiado a lo largo del tiempo. Desafortunadamente con el paso de los años, el deterioro y la falta de mantenimiento provoca en muchos casos el rápido deterioro y en ocasiones la pérdida total de la estructura y a su vez los valores históricos que ha adquirido a lo largo del tiempo. Sin embargo, muchas de estas presas aún se encuentran en funcionamiento y el aumento de la población ha provocado que se construyan fraccionamientos habitacionales aguas abajo de las cortinas, poniendo a la población en una zona de riesgo, considerando que no se sabe el estado actual de la cortina. No obstante, parte de la conservación es mantener viva la estructura, es decir, que siga en funcionamiento y que sea útil para la comunidad, siempre y cuando se pueda garantizar su seguridad estructural.

Una presa se define como un muro de piedra u otro material que se construye a través de un río, arroyo o canal, para almacenar el agua a fin de derivarla o regular su curso fuera del cauce (Real Academia Española, RAE, 2015). Las presas de mampostería son estructuras permanentes construidas con piedra, arena y cemento, ubicadas de forma transversal a la corriente dentro de un cauce o una cárcava, con el fin de reducir la velocidad del escurrimiento superficial, retener azolves y almacenar agua (CONAGUA, 2009).

2.1. Tipos de presa

En México existe un número importante de presas, hasta el momento se cuentan con 5,700 conforme al catálogo de CONAGUA (2015). La figura 2.1 muestra la clasificación de las presas según el tipo de cortina y de material; además, la tabla 2.1 muestra el número de presas que hay en el inventario de CONAGUA (2015) según el tipo de material con el cual fueron construidas.



Figura 2.1. Clasificación de presas (CONAGUA, 2015)

Debido al número y la clasificación de las presas los alcances de análisis son muy amplios. Sin embargo, para una investigación es necesario acotar el tema. En este trabajo sólo se considera el análisis de presas de calicanto conforme a la clasificación de CONAGUA ya que la mayoría de las presas que se construyeron con este material aún continúan en funcionamiento y fueron construidas entre el siglo XVIII e inicios del XX.

Tabla 2.1. Presas existentes (CONAGUA, 2015)

| Material de construcción | Número de presas | Material de construcción | Número de presas |
|--|------------------|---|------------------|
| Concreto | 319 | Materiales graduados | 472 |
| Concreto compactado con rodillo | 13 | Materiales graduados con cara de concreto | 4 |
| Concreto reforzado | 21 | Enrocamiento | 91 |
| Concreto ciclópeo | 13 | Enrocamiento con cara de concreto | 29 |
| Colcreto* | 6 | Mampostería | 861 |
| Homogénea de tierra | 2361 | Calicanto | 48 |
| Homogénea de tierra con cara de concreto | 17 | Mampostería de ladrillo | 6 |
| Homogénea de tierra con protección de enrocamiento | 398 | Bloques labrados | 6 |
| Homogénea con diafragma | 5 | Muro con respaldo de tierra | 104 |
| Homogénea de relleno hidráulico | 5 | Muro con respaldo de roca | 7 |
| Suelo cemento | 0 | Fragmentos de roca y alambre | 9 |
| Jales | 17 | Otros | 18 |

Calicanto es el nombre que se le da a la mampostería constituida de piedra irregular y canto rodado, ligada con un mortero de cal, arena y tierra. Se caracteriza por ser un material muy resistente a la intemperie y a la humedad, de ahí que las presas se construyeran de esta forma y que aún se encuentren en funcionamiento. En cuanto a su comportamiento estructural, es el mismo que los otros tipos de mampostería, por lo que para fines prácticos de este trabajo el calicanto se va a generalizar como mampostería.

La tabla 2.2 enlista las presas de mampostería de calicanto que existen en México, su localización y año de construcción. Se puede observar que la mayor parte se construyeron en la zona centro del país debido a la concentración de la población y en la zona norte caracterizada por ser muy árida, mientras que en la zona sur por su clima tropical y la abundancia de ríos de flujo constante, el número de presas de almacenamiento menor. Así mismo, la figura 2.2 muestra una gráfica donde se encuentra resumida la tabla 2.2 por el siglo en el que fueron construidas. En ella se puede observar que durante el siglo XIX la construcción de presas de mampostería tuvo un mayor crecimiento que se mantuvo hasta inicios del siglo XX, en el que fueron reemplazadas por presas de concreto y de tierra y enrocamiento.

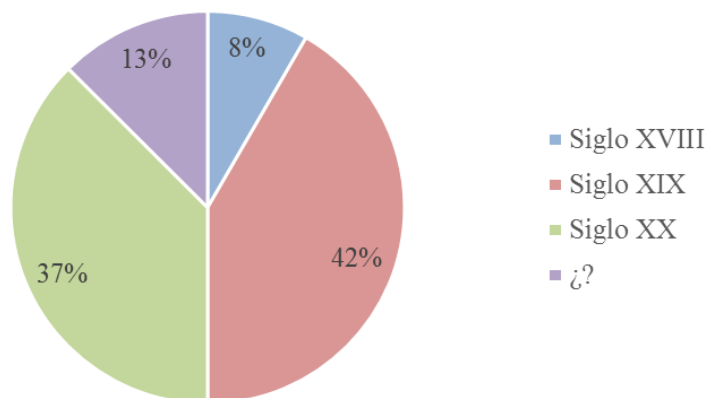


Figura 2.2. Porcentaje de presas de mampostería de calicanto por siglos (CONAGUA, 2015)

Tabla 2.2. Presas de calicanto (CONAGUA 2015)

| N° | Nombre oficial | Nombre común | Estado | Municipio | Vol. al NAMO (hm3) | Año de construcción |
|----|-----------------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|--------------------|---------------------|
| 1 | El Espejo | Mandujano | Guanajuato | Apaseo el Alto | 10.14 | 1748 |
| 2 | La Olla | La Olla | Guanajuato | Guanajuato | 0.07 | 1749 |
| 3 | Der. Saucillo | Derivadora la toma | Aguascalientes | Rincón de Romos | 0.14 | 1750 |
| 4 | San Blas | Pabellón | Aguascalientes | Rincón de Romos | 0.53 | 1755 |
| 5 | Los Arquitos | Los Arcos | Aguascalientes | Jesús María | 0.5 | 1800 |
| 6 | San Lucas | San Lucas | Guanajuato | Jerécuaro | 2.99 | 1809 |
| 7 | Sauceda | Sauceda | Aguascalientes | Asientos | 0.6 | 1831 |
| 8 | Santiago Mexquititlán | Dominica o San Felipe | Querétaro | Amealco | 3.89 | 1870 |
| 9 | San Francisco | San José de Varilla | Guanajuato | San Felipe Pánuco | 1.66 | 1880 |
| 10 | El Cajón | Jiriquilla | Querétaro | Querétaro | 0.53 | 1880 |
| 11 | El Astillero | El Llano o La Sierrita | Hidalgo | Alfajayucan | 0.9 | 1880 |
| 12 | Santa Lucía | Santa Lucía | Hidalgo | Chapatongo | 1.34 | 1882 |
| 13 | Coculán | Coculán | Jalisco | Cocula | 0.1677 | 1883 |
| 14 | Tanque Villa González | Tanque Villa González | Zacatecas | Villa Geonzález | 0.05 | 1890 |
| 15 | El Pinto | El Pinto | Querétaro | Querétaro | 2.04 | 1890 |
| 16 | Santa Genoveva | Santa Genoveva | San Luis Potosí | Mexquitic | 6.022 | 1891 |
| 17 | Gavillero | Gavillero | Hidalgo | Huichapan | 0.18 | 1893 |
| 18 | Bocas | Bocas | San Luis Potosí | San Luis Potosí | 1.24 | 1895 |
| 19 | El Refugio Carranco | El Refugio | San Luis Potosí | Villa de Reyes | 0.31 | 1895 |
| 20 | San Isidro | San Isidro | Guanajuato | Acámbaro | 19.99 | S. XIX |
| 21 | Cabras | Cabras | San Luis Potosí | Villa de Reyes | 0.2 | S. XIX |
| 22 | Boye | Boye | Hidalgo | Huichapan | 0.06 | S. XIX |
| 23 | La Toma | La Toma | Hidalgo | Chapatongo | 0.03 | S. XIX |
| 24 | El Salto | El Salto | Hidalgo | Chapatongo | 0.1 | S. XIX |
| 25 | Los Ángeles | Mompani | Querétaro | Querétaro | 0.6605 | 1900 |
| 26 | Cerro Prieto | Cerro Prieto | San Luis Potosí | Santa María del Río | 0.72 | 1900 |
| 27 | Escalante | Cerro Prieto o Tanque Buena Vista | San Luis Potosí | Mexquitic | 0.15 | 1900 |
| 28 | Guao | Guadalupe | San Luis Potosí | Villa de Reyes | 0.5 | 1900 |
| 29 | Moctezuma | La Boquilla | San Luis Potosí | Moctezuma | 0.006 | 1900 |
| 30 | La Parada III | Presa de Abajo o Guname | San Luis Potosí | Venado | 0.1 | 1900 |
| 31 | San José | San José | Guanajuato | Guanajuato | ??? | 1900 |
| 32 | Alvaro Obregón | Alvaro Obregón | San Luis Potosí | Charcas | 0.4 | 1900 |
| 33 | Calicanto | Calicanto | Jalisco | Atotonilco el Alto | 0.19 | 1903 |
| 34 | Llano las Rosas | Las Rosas | Michoacán | Chucándiro | 0.6 | 1903 |
| 35 | Laguna la Honda | Laguna la Honda | Zacatecas | Miguel Auza | 2 | 1903 |
| 36 | El Arco | El Arco | Edo. Mex. | Esatdo de México | 0.31 | 1905 |
| 37 | El Carmen | El Carmen | Hidalgo | Huichapan | 0.361 | 1911 |
| 38 | El Molino Viejo | El Molino Viejo | Jalisco | Cocula | 0.7 | 1913 |
| 39 | La Boquilla | Miguel Auza | Zacatecas | Miguel Auza | 0.7554 | 1920 |
| 40 | San Bartolo | San Bartolo | Aguascalientes | Aguascalientes | 0.95 | 1921 |
| 41 | San Martín | Parajes o La Presa | Jalisco | Cocula | 0.2 | 1943 |
| 42 | Der. Las Cañas | Der. Las Cañas | Michoacán | Puruandiro | ??? | 1960 |
| 43 | San José de Gpe | Guadalupe | Aguascalientes | Jesús María | 1 | ??? |
| 44 | Calicanto 2 | Calicanto 3 | Jalisco | Ixtlahuacan | ??? | ??? |
| 45 | El Matorral | El Matorral | San Luis Potosí | Venado | 0.7 | ??? |
| 46 | Der. Santo Tomas | Der. Santo Tomas | San Luis Potosí | Mexquitic | ??? | ??? |
| 47 | Calicanto | San Juan Guelavila | Oaxaca | Oaxaca | ??? | ??? |
| 48 | El Banco | El Banco | San Luis Potosí | Villa de Arriaga | 0.25 | ??? |

2.2. Descripción del proceso constructivo y diseño estructural

Creager (1917) menciona que en el proceso para el diseño de la presa se consideraba de gran importancia realizar una serie de estudios preliminares, los cuales determinaban el mejor lugar para la ubicación de la cortina tomando en cuenta las condiciones del terreno, las vías de acceso y los recursos disponibles en la zona. Posteriormente, la selección del tipo de presa que se construía se basaba muchas veces en la experiencia y criterio del ingeniero. Las presas podrían ser de gravedad de mampostería, de arco de mampostería, de terraplén, de madera, entre otras. En este caso únicamente se analizarán presas de gravedad de mampostería, las cuales se caracterizan por ser las más duraderas al paso del tiempo y las que menor mantenimiento requieren.

Una vez determinado el tipo de presa se procedía a estimar las diferentes fuerzas actuantes sobre la cortina, dichas fuerzas se representan gráficamente en la figura 2.3.

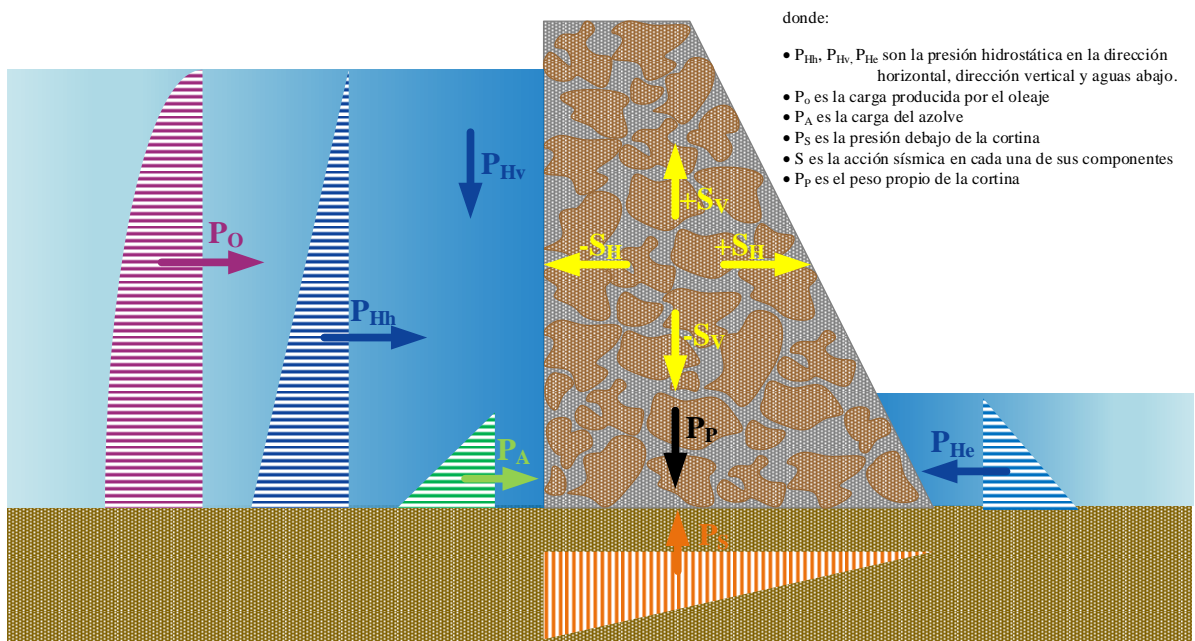


Figura 2.3. Fuerzas actuantes

Como todo diseño, se deben considerar las cargas de mayor influencia dependiendo del lugar donde fue construida la cortina y el diseño está basado en equilibrio de fuerzas y mecánica de materiales. Con base en las condiciones del terreno Creager (1917) menciona que se determina la altura máxima de la cortina y con ello el ancho de la corona, el cual corresponde de un 15% hasta un 10% de la altura total de la cortina, mientras que el ancho de la base se calcula mediante un proceso iterativo siguiendo seis reglas básicas para garantizar la estabilidad estructural de la cortina.

La aplicación de estas reglas se hacía de forma gradual de arriba hacia abajo haciendo que la resultante de las fuerzas estuviera siempre dentro del tercio medio y aumentando el ancho de la base cuando fuera necesario, además, para optimizar la sección se añadían contrafuertes considerando al área tributaria de influencia.

A continuación se describirán cada una de las seis reglas básicas para el diseño de las presas, de acuerdo con Creager (1917).

1. Localización de la fuerza resultante

Esta regla establece que los esfuerzos de tensión no deben existir en ningún punto de la cortina bajo ninguna acción de carga. Para presas con juntas rectangulares todas las fuerzas que actúan sobre la presa deben permanecer dentro del tercio medio aun cuando se encuentre vacía. Para las que no son rectangulares la resultante generalmente cae cerca del centro de gravedad. La tabla 2.3 muestra las ecuaciones propuestas por Creager (1917) para determinar la posición de la resultante (ecuación 2.1), la cual debía permanecer dentro del tercio medio.

Tabla 2.3. Ecuaciones para el cálculo de la posición de la resultante (Creager, 1917)

| | Fuerzas | Momentos | |
|-----------------------------|------------------------|--|--|
| Fuerzas verticales | Peso de la mampostería | $w_1 LH$ | $-\frac{w_1 L^2 H}{6}$ |
| | Subpresión | $-\frac{cw_2 hL}{2}$ | $\frac{cw_2 hL^2}{6}$ |
| | Suma | $\Sigma(W) = w_1 LH - \frac{cw_2 hL}{2}$ | $\Sigma(Wx) = \frac{cw_2 hL^2}{6} - \frac{w_1 L^2 H}{6}$ |
| Fuerzas horizontales | Presión del azolve | $\frac{w_3 h^2}{2} \left(\frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} \right)$ | $P'' = \frac{2w_3 h^3}{9} \left(\frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} \right)$ |
| | Presión hidrostática | $\frac{w_2 h^2}{2}$ | $\frac{w_2 h^3}{6}$ |
| | Suma | $\Sigma(P) = \frac{w_3 h^2}{2} \left(\frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} \right) + \frac{w_2 h^2}{2}$ | $\Sigma(Px) = \frac{2w_3 h^3}{9} \left(\frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} \right) + \frac{w_2 h^3}{6}$ |

Distancia horizontal del centro de momentos (pie de la cortina) a la resultante

$$z = \frac{\Sigma(Wx) + \Sigma(Px)}{\Sigma(W)}$$

$$= \frac{\frac{cw_2 hL^2}{6} - \frac{w_1 L^2 H}{6} + \frac{2w_3 h^3}{9} \left(\frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} \right) + \frac{w_2 h^3}{6}}{w_1 LH - \frac{cw_2 hL}{2}} \quad (2.1)$$

Donde:

w_1 = peso volumétrico de la mampostería

w_2 = peso volumétrico del agua

w_3 = peso volumétrico del azolve

L = espesor de la corona

H = Altura total de la cortina

c = Porcentaje de la base sujeto a subpresión

h = distancia vertical (desde la superficie del agua, altura de la mampostería, altura del azolve)

α = ángulo de reposo del azolve

$\Sigma(P)$ = Suma algebraica de todas las fuerzas horizontales

$\Sigma(Px)$ = Suma algebraica de todos los momentos horizontales

$\Sigma(W)$ = Suma algebraica de todas las fuerzas verticales

$\Sigma(Wx)$ = Suma algebraica de todos los momentos verticales

2. Determinar la inclinación de la fuerza resultante

La resultante de todas las fuerzas actuantes en el plano horizontal $\Sigma(P)$ pueden hacer que la cortina deslice en su base. Las resistencias a cortante y a la fricción deben ser lo suficiente mente grandes para poder evitar el deslizamiento. Para ello únicamente se considera la resistencia de fricción debido a las fuerzas verticales que actúa sobre la presa $\Sigma(W)$.

Si μ representa el coeficiente de fricción estático del material, entonces $\mu\Sigma(W)$ será la resistencia friccionante al deslizamiento. Por equilibrio, $\mu\Sigma(W)$ debe ser mayor o igual que $\Sigma(P)$. Que puede ser expresado como se muestra en la ecuación 2.2.

$$\begin{aligned} \mu\Sigma(W) &\geq \Sigma(P) \\ \text{ó,} \\ \frac{\Sigma(P)}{\Sigma(W)} &= \tan\theta \leq \mu \end{aligned} \quad (2.2)$$

donde θ es el ángulo de inclinación de la resultante R con respecto a la vertical.

Para presas cimentadas sobre tierra es necesario aplicar un factor de seguridad S que generalmente toma valores de 3 o más (Creager, 1917)

$$\frac{\Sigma(P)}{\Sigma(W)} = \tan\theta \leq \frac{\mu}{S} \quad (2.3)$$

3. Calcular los esfuerzos de compresión

Debido a las cargas verticales y al momento de volteo producido por las cargas horizontales, se presenta una cierta concentración de esfuerzos de compresión en la base de la cortina, por lo que es necesario realizar una revisión de los esfuerzos de compresión actuantes al pie y al talón de la cortina, garantizando que estos no superen la resistencia del material. Además es importante recordar que los esfuerzos horizontales y verticales son las componentes de una resultante máxima con una cierta inclinación.

Al pie de la cortina aguas arriba (ecuación 2.4)

$$p'_v = \frac{2\Sigma(W)}{l} \left(2 - \frac{3u}{l}\right) + p'_u \quad (2.4)$$

Al pie de la cortina aguas abajo (ecuación 2.5)

$$p''_v = \frac{2\Sigma(W)}{l} \left(\frac{3u}{l} - 1\right) + p''_u \quad (2.5)$$

donde:

p'_v = Esfuerzo de compresión aguas arriba

p''_v = Esfuerzo de compresión aguas abajo

p'_u = elevación efectiva aguas arriba

p''_u = elevación efectiva aguas abajo

u = distancia horizontal desde el extremo aguas abajo hasta el punto de intersección de la resultante.

l = longitud horizontal desconocida en la base

Al pie de la cortina aguas arriba (ecuación 2.6)

$$p'_i = p'_v \sec(\theta)^2 \quad (2.6)$$

Al pie de la cortina aguas abajo (ecuación 2.7)

$$p''_i = p''_v \sec(\theta)^2 \quad (2.7)$$

donde:

p'_i = Esfuerzo de compresión total aguas arriba

p''_i = Esfuerzo de compresión total aguas abajo

θ = ángulo de inclinación de la resultante

4. Calcular los esfuerzos de tensión en el plano vertical

La inclinación de los esfuerzos de cortante con respecto al plano vertical en la cara aguas abajo de la cortina se debe limitar asegurándose de que se puedan resistir todos los posibles esfuerzos de tensión en el plano vertical. La inclinación permitida, Φ' , de la cara debe estar en función del coeficiente de fricción y el coeficiente de asentamiento de la cimentación, las ecuaciones que se presentan para la obtención de Φ' son empíricas.

Para cimentación de tierra (ecuación 2.8)

$$\tan \phi' \leq \sqrt{\frac{10}{H'}} \quad (2.8)$$

Para cimentación en roca (ecuación 2.9 u 2.10)

$$\left. \begin{array}{l} \tan \phi' \leq \frac{4}{3} f \\ \text{ó} \end{array} \right\} \text{Permitiendo escoger el más bajo} \quad (2.9)$$

$$\left. \begin{array}{l} \tan \phi' \leq \sqrt{\frac{10}{H'}} \end{array} \right\} \quad (2.10)$$

5. Obtener el factor de seguridad

El significado usual de la expresión “factor de seguridad”, en el diseño estructural, es el valor obtenido la carga actuante entre la carga que se ha adoptado en el diseño, el cual siempre debe

ser mayor a uno para cumplir con los requisitos mínimos de seguridad. Todas las fuerzas actuantes en la cortina deben estar del lado de la seguridad y todos los esfuerzos de diseño proporcionarán un amplio margen contra la ruptura de la presa.

Generalmente los factores de seguridad de este tipo de obras se les asignaba un valor de tres (Creager, 1917), en el cual, el margen de seguridad puede variar considerablemente y depende en gran medida del uso que se le dé a la presa, de la magnitud de la obra, de la probabilidad de daño, de la pérdida de vidas que resultarían con la falla.

6. Detallar el diseño y proceso constructivo

Si bien en este trabajo únicamente se hizo una revisión de presas existentes, es importante mencionar que ya se consideraba necesario tener un respaldo de todo el proceso de diseño, por lo que se recomendaba detallar toda la información. Esto comienza desde las visitas de campo, donde se especifican las condiciones del terreno, vías de acceso y recursos disponibles. Posteriormente, la descripción de la memoria de cálculo, la cual debe ser clara y detallada. Finalmente, en el proceso constructivo, el ingeniero debe supervisar que los materiales empleados en la estructura tengan la calidad para garantizar los factores de seguridad de la presa, que sean impermeables y duraderos. Todas las modificaciones adoptadas deben especificarse y estas no deben de alterar las consideraciones utilizadas durante el diseño.

2.3. Tipologías de falla comunes

Una de las causas por la cual las estructuras pueden fallar es por el deterioro y la falta de mantenimiento. En el caso de las presas es muy importante tener en cuenta que el colapso de este tipo de estructuras generaría un número importante de pérdidas humanas y económicas debido a la fuerza del agua, a los materiales que arrastra y las inundaciones; sumado a esto, en el caso de las presas antiguas se perderían los valores intrínsecos que ha adquirido la estructura a lo largo del tiempo, como son: historia, arquitectura, ingeniería, entre otros. En general, las presas tienen factores de seguridad altos por los largos periodos de retorno con los que fueron diseñadas, pero hay que tomar en cuenta que su vida útil está en función del mantenimiento.

Las presas pueden tener una falla gradual o súbita. El daño en la estructura depende de las causas que lo originan y del tipo de cortina que se tiene. Las fallas más comunes en presas de tierra son por desbordamiento, filtraciones, problemas en la cimentación y acción del oleaje. En las presas de gravedad son el volteo y el deslizamiento; mientras que en las presas de arco son el desprendimiento de rocas, saturación, carga excesiva en la cortina por inundación, cortante, desbordamiento y por el desgaste en la cimentación (Singh y Quiroga, 1987).

2.3.1. Falla por volteo

El volteo de una presa de mampostería se presenta cuando la cortina pierde estabilidad, debido a que la resultante de las fuerzas verticales cae fuera de la sección de la cortina. Es importante mantener la resultante de las fuerzas dentro del tercio medio de la sección transversal de la cortina, ya que de no ser así se presentarían esfuerzos de tensión en la base. Como efecto secundario estos esfuerzos provocan agrietamiento en la mampostería permitiendo la filtración de agua, lo que conlleva a tener cargas de subpresión, las cuales incrementan las fuerzas actuantes llevando a la cortina al colapso. Para que la

carga resultante de presiones se mantenga dentro del tercio medio es necesario mantener el momento resultante de las cargas actuantes en equilibrio con el momento de las fuerzas resistentes. Las fallas por volteo pueden ser a su vez de tres tipos: volteo de una parte de la cortina (figura 2.4-a), volteo en la base de la cortina (figura 2.4-b) y volteo en la base de la cimentación (figura 2.4-c).

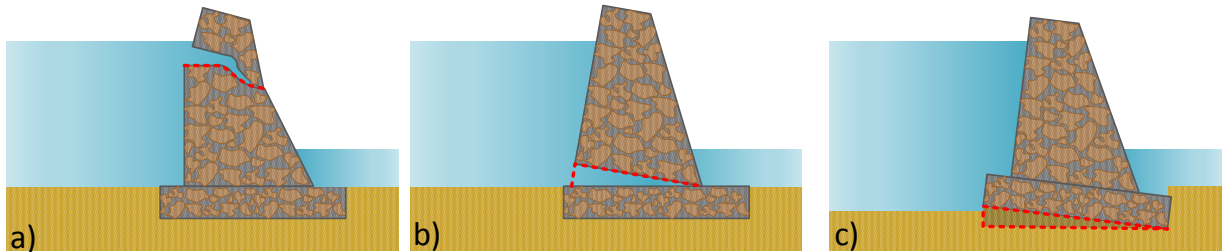


Figura 2.4. Mecanismos de falla por volteo a) en la cortina, b) en la base de la cortina, c) en la cimentación

2.3.2. Falla por deslizamiento

La falla por deslizamiento se produce cuando las fuerzas horizontales generan grandes esfuerzos de cortante y se supera la resistencia del material produciendo la falla a lo largo del plano más débil. Por ello, el deslizamiento de la cortina puede presentarse en tres formas: entre la cortina y la cimentación (figura 2.5-a), el deslizamiento de la cortina junto con la cimentación (figura 2.5-a) y en un plano débil de la cimentación (figura 2.5-a).

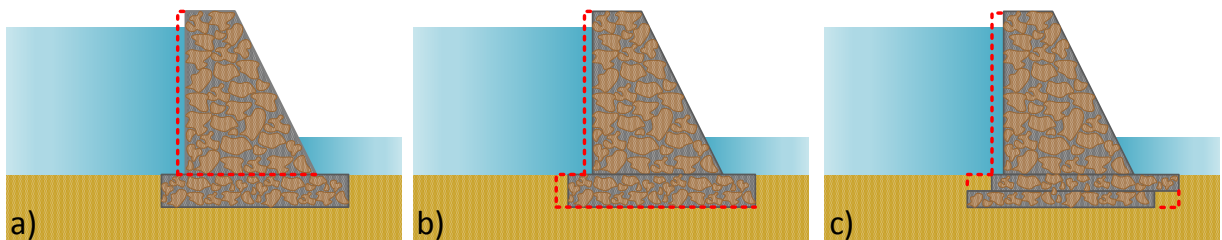


Figura 2.5. Mecanismos de falla por deslizamiento a) en la base de la cortina, b) en la base de la cimentación, c) en la cimentación

2.4. Afectaciones producidas por fallas en México

Existen diversas organizaciones a nivel mundial encargadas de la seguridad de presas, entre ellas se puede mencionar la International Commission on Large Dams (ICOLD) la cual crea foros para el intercambio de conocimiento y experiencia en la ingeniería de presas. Además, se asegura que las presas que se construyen sean seguras, eficientes, económicas y sin efectos perjudiciales sobre el medioambiente. ICOLD llevó a cabo un amplio estudio sobre incidentes en presas: “Lessons from Dam Incidents” (1974), “Deterioration of Dam and Reservoirs” (1983) y “Dams Failures Statistical Analysis” (1995), las cuales muestran los desastres más importantes en el mundo ocasionados por presas de cualquier tipo (Sánchez, 2007).

En el caso de México, se encuentra documentada la falla por deslizamiento del dique Pescaditos en Temascal de la presa Presidente Alemán, Oaxaca. En el cual se presentó un deslizamiento de ambos respaldos del enrocamiento en una zona que tenía 14 m de altura, después de una intensa lluvia, cuando

el nivel de agua estaba aún abajo del pie del dique. Es probable que este deslizamiento se haya debido a la falla de compactación del material impermeable colocado entre el contacto del corazón y el enrocamiento, debido a que durante la construcción se llevaron los niveles de la arcilla a elevaciones superiores a las del enrocamiento y a las propiedades de la arcilla en que quedó desplantado. Para mejorar las condiciones de estabilidad de esta estructura, se colocaron bermas en ambos paramentos exteriores. Hasta la fecha no se han observado asentamientos ni grietas en la corona de este dique (CONAGUA, 2015).

Se han observado también fallas por tubificación, como es el caso de la presa La Laguna (Sistema Necaxa, Puebla) en 1968, por lo que hubo que reparar un tramo de la cortina. Así mismo, en 1999, los niveles de los embalses de la presa Tenango, tuvieron una de sus máximas elevaciones, y se observaron movimientos en el dique que indicaban una posible falla en el talud (Marsal et al., 1945).

Las fallas por erosión de taludes, debido al oleaje, con pérdida parcial del enrocamiento se observaron en la presa Abelardo Rodríguez (Sonora), pues en 1992-1993 se cambió la cresta de vertedor de libre a controlada mediante dos compuertas radiales. En 1998 se sobreelevaron las rejillas de la toma; debido al azolve que ya pasaba el antiguo umbral de la toma se reparó el tanque amortiguador cuyas losas de fondo se fracturaron por subpresión. En la presa Marte R. Gómez (El azúcar), en Tamaulipas, se cambiaron las agujas por unas nuevas, pues las anteriores fueron destruidas por desbordamiento. Finalmente, La Presa del Conejo (Durango) fue rehabilitada en 1947, ya que tuvo problemas por desbordamiento (CONAGUA, 2015).

En el caso de las presas de mampostería, Bitrán et al. (2003) informan que durante el año 2002 se produjeron lluvias importantes en los estados de Zacatecas y San Luis Potosí, que provocaron la falla de las presas “Dolores” (La Ventilla) Villa de Reyes, San Luis Potosí y “El Capulín” en Villa García, Zacatecas. Se trata de presas cuyas cortinas fueron construidas hace más de 100 años, a base de bloques de mampostería con contrafuertes en la presa “Dolores” y con un terraplén de apoyo en El Capulín. Las fallas de estas presas ocasionaron varias muertes, así como cuantiosos daños en la agricultura, ganadería, vivienda y servicios municipales. En ambos casos, las cortinas de las presas tenían deficiencias de operación y defectos estructurales, ya que antes de su falla se encontraban muy azolvadas y con filtraciones en algunas zonas del cuerpo de las cortinas.

Por otra parte, se tiene conocimiento de que existía un crecimiento incontrolado de vegetación aguas abajo de las cortinas, y que las obras de excedencias se encontraban clausuradas, o cerradas intencionalmente para elevar el nivel de almacenamiento de la presa, aspectos que al no ser corregidos, pusieron en riesgo la seguridad de las presas. A estos hechos desfavorables se suman los aumentos de la altura por encima de la corona que se realizaron en la cortina de la presa “Dolores”, sin criterios ingenieriles, para aumentar su capacidad de almacenamiento y regulación de avenidas que se vio reducida por la gran acumulación de azolves en el vaso de la presa.

2.5. Ejemplos de normativa

Si bien las estructuras que se analizaron para este trabajo tienen más de cien años es importante que todas las estructuras que aún se encuentran en funcionamiento cumplan con las condiciones de la norma vigente, es por eso que a continuación se dan los requerimientos de diseño y revisión de presas de mampostería. Por otro lado, si bien la normativa presentada en esta sección es reciente, con respecto a la

fecha de realización de este trabajo, es importante destacar que aún se basan en la posición de la fuerza resultante dentro del tercio medio de la base.

2.5.1. Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-DEOIH-RCDF, 2004)

Análisis previos

Al igual que en el método de Creager, las NTC-DEOIH-RCDF (2004) mencionan que para el diseño de una presa es necesario realizar una serie de estudios preliminares tomando en cuenta todos aquellos aspectos físicos, químicos, climáticos e hidrológicos que conforman una cuenca y sus escurrimientos, superficiales y subterráneos, así como los aspectos socioeconómicos de sus asentamientos humanos, incluida la industria, la agricultura, la ganadería y la recreación, la ecología y sus ramificaciones, que inciden o tendrán relación con las obras hidráulicas que se planean.

Las presas que se tratan en este trabajo tienen más de 100 años y los usos del agua que se tenían al inicio no son los que se tienen ahora. Además, una de las principales razones por las que es necesario evaluar la seguridad estructural de las presas, es porque con el paso de los años la población ha aumentado y en las últimas décadas se han establecido comunidades aguas abajo de las cortinas.

Diseño estructural

Las NTC-DEOIH-RCDF (2004) indican los requisitos que deben cumplir en el proyecto, ejecución y mantenimiento de una edificación hidráulica para lograr un nivel de seguridad adecuado contra fallas estructurales, así como un comportamiento estructural aceptable en condiciones normales de operación. Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir lo siguiente:

- Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida útil.
- No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que correspondan a condiciones normales de servicio.

El proceso de diseño de una presa de gravedad, como muchos otros diseños de ingeniería, es a base de aproximaciones sucesivas. El diseño consiste en proponer una geometría inicial, se analiza su comportamiento frente a las solicitaciones a las que se someterá durante su horizonte de vida y haciendo los ajustes necesarios se llegará a la sección óptima. Las acciones que se deben revisar, para que una cortina de gravedad sea estable, son: volteo, deslizamiento y esfuerzos excesivos.

La ubicación en planta de la cortina, debe estar basada en estudios geológicos y topográficos. Hasta donde sea posible, se debe buscar regularidad para el trazo en planta. Dentro del diseño cuando sea posible y conveniente, la corona se utilizará como camino. El ancho de la corona será como mínimo 1.50 m para presas mampostería de hasta 30 m de altura. Cuando la cimentación es relativamente incompresible y no se dispone de mayor información, la profundidad de la cimentación será igual al 1% de la altura de la cortina. El talud de la presa, aguas abajo será, el que resulte de la ecuación 2.11, donde γ_m es el peso específico del material en toneladas por metro cúbico. Siendo este talud, un primer intento en el proceso, de la obtención del talud final.

$$K = \sqrt{\frac{1}{\gamma_m - 1}} \quad (2.11)$$

El diseño de la cortina debe considerar las combinaciones de cargas debidas a condiciones ordinarias extremas de operación y al efecto de posibles cargas extraordinarias, las cuales se enuncian a continuación:

A) Cargas ordinarias

Peso propio, presión hidrostática (al nivel de agua máximo ordinario N A M O), subpresión normal bajo la suposición que los drenes funcionan como se ha planeado, empuje de azolves, empuje de hielo.

B) Cargas extraordinarias

Las mismas anteriores pero suponiendo el vaso lleno hasta el nivel de aguas máximo extraordinario (N A M E).

C) Cargas ordinarias y sismo

Las cargas del caso A) y las fuerzas sísmicas, suponiendo la subpresión normal. - Por seguridad se debe hacer una revisión bajo la suposición que los drenes no funcionan normalmente, es decir, considerando el total de la supresión.

La tabla 2.4 muestra los factores de seguridad aceptables para cada condición de cargas.

Tabla 2.4. Rango del factor de seguridad

| Combinación de cargas | Factor de Seguridad (F.S.) |
|-----------------------|----------------------------|
| A | 3 |
| B | 2.7 |
| C | 2.7 |

Es necesario conocer el valor de los esfuerzos máximos de compresión (los principales), los cuales deben ser menores que la resistencia del material. En este diseño no se permite la existencia de esfuerzos de tensión en el talón de la presa. Los esfuerzos en el plano de contacto con el terreno se calcularán mediante la fórmula de la escuadría a flexión de la teoría de vigas (ecuación 2.12).

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{I}y \quad (2.12)$$

donde:

P = suma de las fuerzas verticales en toneladas

M = suma de momentos, en ton.-metro

A = área de la base, en metros cuadrados

I = momento de inercia centroidal de la base en metros cuartos

Y = abscisa de $B = L/2$, en metros

La resistencia de diseño para los esfuerzos de compresión está en función del factor de reducción por compresión como se muestra en la ecuación 2.13.

$$\text{Resistencia de diseño} = \text{resistencia última} / F. S. \quad (2.13)$$

donde $F. S.$ es el factor de seguridad cuyo valor se puede tomar según los casos siguientes:

$F. S. = 3$ para combinaciones de carga ordinaria

$F. S. = 2$ para combinaciones de carga extraordinaria

$F. S. = 1$ para combinaciones de carga extrema

Para que no haya deslizamiento se debe cumplir que el coeficiente de fricción cortante (F.C.) sea mayor que el factor de seguridad F.S., donde $F.C.$ se deberá calcular mediante la ecuación 2.14. A diferencia del método Creager, las NTC-DEOIH-RCDF (2004) toman en cuenta para el diseño la influencia de la cohesión del material para la resistencia por deslizamiento. Esto hace que el diseño sea menos conservador.

$$F.C. > F.S.$$

$$F.C. = \frac{cA + N \tan \phi}{\Sigma \text{Fuerzas horizontales}} \quad (2.14)$$

donde:

c = cohesión

ϕ = ángulo de fricción interna

N = fuerza normal

A = área de la superficie de desplante o de la sección horizontal a un nivel z cualquiera al que se esté realizando el análisis.

Cálculo de las cargas actuantes

Conforme con las combinaciones de cargas mencionadas anterior mente es necesario hacer el cálculo de los empujes y presiones que actúan sobre este tipo de estructuras, los cuales se considerarán bidimensionalmente y son los debidos principalmente al empuje hidrostático, subpresión, empuje de azolves y sismo; cuya forma de evaluarlos es la siguiente:

A) Empuje hidrostático

En el cálculo del empuje hidrostático se considera por separado la componente horizontal (Eh) y el peso del agua que actúa sobre el talud del talón, si lo hay (Pa), subdividiendo éste en componentes según figuras simples. El empuje horizontal y el peso del agua se calcularán para diferentes condiciones de llenado del vaso según el caso de combinación de cargas de que se trate. Los empujes del agua del lado de aguas abajo se desprecian.

El empuje hidrostático horizontal, es igual al volumen de la cuña de distribución de presiones, aplicado a un tercio de la altura del agua Ha , es decir (ecuación 2.15):

$$E_h = \frac{\gamma_a H_a^2}{2} \quad (2.15)$$

El peso del agua es igual al volumen del agua por el peso volumétrico de la misma que se encuentra sobre el talón de la cortina, aplicado en el centro de gravedad del volumen.

B) Subpresión

La subpresión se calcula subdividiendo el diagrama de subpresiones en figuras simples y trabajando con las componentes que así se obtienen de los niveles de agua aguas arriba y aguas abajo de la cortina. Para determinar el diagrama de subpresiones, deben ser acordes con la combinación de cargas que se esté analizando. En el caso de existir una línea de drenes, el factor de reducción de la subpresión “*k*”, será de 0.25. La reducción de la subpresión se calcula con la ecuación 2.16, donde h_1 y h_2 es la carga de agua aguas arriba y aguas abajo respectivamente de la presa.

$$S = k\gamma_a(h_1 - h_2) \quad (2.16)$$

C) Empuje de azolves

Los azolves que acarrea la corriente se depositan en el vaso y ejercen empujes en el paramento agua arriba de la cortina. Cuando el paramento aguas arriba tiene algún talud, el empuje horizontal D_h será producido por el suelo y el empuje vertical D_v será el peso del mismo (peso de la cuña con $\gamma' = 0.92$ ton/m³). La forma de calcular el empuje horizontal (empuje activo de Rankine), es con la ecuación 2.17.

$$D_h = \frac{\gamma' h_d^2}{2} * \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.17)$$

donde:

γ' = peso del material sumergido ($\gamma' = 0.36$ ton/m³)

ϕ = ángulo de fricción interna

hd = profundidad de la capacidad de azolves

D) Sismo

En el método convencional de análisis de una presa de gravedad se utiliza un procedimiento pseudoestático de cálculo sísmico. Así, en el cuerpo de la cortina se consideran fuerzas horizontales correspondientes a cada figura en que se haya subdividido la sección para el cálculo del peso propio (Ti). Estas fuerzas se evaluarán aplicando el factor o coeficiente sísmico a los pesos respectivos, y se supondrán actuando en el centro de gravedad de cada parte de la sección de la cortina y en el sentido más desfavorable. El coeficiente sísmico λ será el coeficiente sísmico regional λ_o (tabla 2.5, exclusiva para el Valle de México) que corresponda a la región sísmica en que se ubicará la presa, afectado de un factor de 1.33 para tomar en cuenta la magnitud relativa de los daños en caso de falla por sismo. Por otra parte, debe adicionarse el efecto del sismo en el agua embalsada. Este se calcula como una fuerza horizontal resultante de la parábola de Westergaard con las consideraciones de Zangar que se resumen en las ecuaciones 2.18 y 2.19.

Tabla 2.5. Coeficiente sísmico regional

| Zona | λ | λ_o |
|--------------------|-------------|-------------|
| Zona de lomas | 0.16 | 0.04 |
| Zona de transición | 0.32 | 0.08 |
| Zona de lago | 0.40 - 0.45 | 0.10 - 0.11 |

$$T_a = \alpha \frac{C_m}{2} \gamma_a \lambda H_a \sec \theta \quad (18)$$

$$Z_{T_a} = \beta h_a \quad (19)$$

donde:

- T_a = fuerza por sismo en el agua
 α = coeficiente en función de h_a/H_a (Tabla 2.6)
 C_m = coeficiente en función del paramento aguas arriba (Tabla 2.7)
 λ = coeficiente sísmico de diseño
 H_a = profundidad de la cimentación de la cortina
 θ = ángulo de inclinación del paramento de aguas arriba con la vertical
 Z_{T_a} = altura de la línea de acción de T_a sobre el plano de análisis.
 β = coeficiente en función de h_a/H_a (Tabla 2.6)
 h_a = profundidad del plano de análisis.

Tabla 2.6. Coeficientes α y β

| h_a/H_a | α | β |
|-----------|----------|---------|
| 0 | 0 | 0.389 |
| 0.1 | 0.04 | 0.385 |
| 0.2 | 0.11 | 0.384 |
| 0.3 | 0.22 | 0.384 |
| 0.4 | 0.35 | 0.384 |
| 0.5 | 0.51 | 0.385 |
| 0.6 | 0.68 | 0.387 |
| 0.7 | 0.87 | 0.390 |
| 0.8 | 1.06 | 0.394 |
| 0.9 | 1.24 | 0.397 |
| 1.0 | 1.44 | 0.402 |

Tabla 2.7 Coeficiente C_m

| θ | C_m |
|----------|-------|
| 0 | 0.73 |
| 10 | 0.67 |
| 20 | 0.61 |
| 30 | 0.54 |
| 40 | 0.46 |
| 50 | 0.38 |
| 60 | 0.29 |
| 70 | 0.21 |
| 80 | 0.11 |
| 90 | 0 |

Se deberá verificar que en cada sección, la fuerza normal de diseño no exceda a la fuerza resistente dada por la ecuación 2.20.

$$P_R = \left(1 - \frac{2e}{t}\right) A t f_m^* \quad (2.20)$$

donde:

- P_R = presión resistente
 t = peralte de la sección
 $A t$ = área de la sección
 e = excentricidad con la que actúa la carga

La ecuación 2.20 es válida cuando la relación entre la altura del elemento de mampostería y el peralte de su sección no excede de 5.

$$\frac{H}{t} \leq 5$$

Cuando dicha relación se encuentre entre 5 y 10 la resistencia se tomará igual al 80 % de la calculada con la misma expresión.

Cuando la relación exceda de 10 deberán tomarse en cuenta los efectos de esbeltez. Cuando no se cumpla lo anterior, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor entre el 80 % y el que resulte con la ecuación 2.21.

$$F_R = \left(1 - \frac{2e}{t}\right) \left(1 - \left[\frac{H'}{30t}\right]^2\right) \quad (2.21)$$

Donde:

t = Espesor del muro

e = excentricidad calculada para la carga vertical, más una excentricidad accidental igual a $t/24$

H' = altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altura no restringida

H , según lo siguiente:

$H' = 2H$, para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior

$H' = 0.8 H$, para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro

$H' = H$, para muros extremos en que se apoyan las losas

La fuerza cortante actuante no excederá de la resistencia obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente denunciado anteriormente.

El volteo de la cortina se evita pasando la resultante dentro del tercio medio de la base. Otra forma de evitar el volteo es que el resultado de dividir la suma de las fuerzas verticales entre la suma de los momentos de las fuerzas horizontales sea mayor que 2.

$$\frac{\sum MF_v}{\sum MF_h} > 2 \quad (2.22)$$

No habrá deslizamiento cuando el coeficiente de fricción de los materiales en contacto, sea mayor que el cociente de dividir la suma de las fuerzas horizontales entre la suma de las fuerzas verticales que actúen en la estructura, y despreciando la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales en el plano de deslizamiento:

$$\frac{\sum MF_h}{\sum MF_v} > \mu \quad (2.23)$$

donde μ es el coeficiente de fricción.

Las NTC-DEOIH-RCDF (2004) exigen una cierta calidad de los materiales que se utilizan para la edificación de estructuras hidráulicas de mampostería de fragmentos de roca y deben cumplir con los siguientes requisitos:

Resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación.- 15MPa

Resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación.- 10MPa

Absorción máxima comprobada.- 4 %

Resistencia al intemperismo con máxima pérdida de peso después de cinco ciclos en solución saturada de sulfato de sodio.- 10 %

De acuerdo con el proyecto los fragmentos de roca pueden ser labrados o no, en la apariencia del elemento estructural.

No se aceptará el empleo de rocas redondeadas ni las de cantos rodados.

Cuando menos, el 75 % del volumen del elemento estructural se construirá con fragmentos cuyo peso mínimo será de 300 N cada una.

La mampostería puede ser de rocas como:

- Chiluca
- Basalto
- Recinto
- Piedra brasa

El mortero que se utilizará en el junteo para formar la mampostería será a base de cemento - arena, en proporción 1:3. El cemento deberá ser tipo V y se le adicionará un aditivo impermeabilizante integral. Se proscribe la utilización de cal para la mezcla de junteo.

Para el diseño a compresión f^*m y a cortante V^* se tomará como:

$$f^*m = 2 \text{ MPa} \quad V^* = 0.06 \text{ MPa},$$

siempre que la resistencia a la compresión del mortero sea no menor que 5MPa.

2.5.2. Diseño de Presas de Mampostería conforme con la Secretaría de Agricultura, Ganadería, desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA, 2009)

a) Condiciones para establecer una presa de mampostería

Las presas de mampostería se deberán construir al final de una serie de estructuras de control de los escurrimientos y azolves, y en un sitio apropiado tratando de maximizar el vaso de almacenamiento y la vida útil de la presa, ya que de lo contrario se corre el riesgo de que se llene de azolve en muy poco tiempo.

Este tipo de presas pueden construirse en aquellas zonas donde pueda obtenerse piedra de buena calidad y apropiada para trabajos de albañilería; durante su construcción, es conveniente utilizar piedras lo más uniformes posibles, de tal manera que la cantidad de mortero necesaria para juntarlas, sea mínimo y permita a su vez un mayor avance de obra por jornada de trabajo.

Para asegurar el éxito de la estructura, hay que darle especial atención a los empotramientos y a la longitud de la base, cuidando que éstos sean lo suficientemente grandes para asegurar la estabilidad de la presa.

También es importante considerar la profundidad del cauce o cárcava ya que a partir de ésta se determina la altura de la presa, el volumen de la obra y su costo. Por lo general, las presas de mampostería se construyen con la finalidad de cubrir la totalidad de la profundidad de la cárcava.

Para realizar el diseño de una presa de mampostería se deben considerar los siguientes puntos:

- a. Determinar el sitio más adecuado para la construcción de la presa.
- b. Determinar la pendiente del cauce en el sitio seleccionado.
- c. Obtener en campo la sección transversal de la cárcava o del cauce en el sitio donde se desea construir la presa.
- d. Calcular los gastos de diseño utilizando el método simplificado de las huellas máximas.
- e. Estimar el escurrimiento máximo que tiene lugar en la sección transversal levantada a fin de diseñar la capacidad máxima del vertedor.
- f. Diseñar el vertedor a fin de satisfacer la capacidad de descarga del escurrimiento máximo.
- g. Realizar el cálculo estructural de la presa, que constituye el análisis de cada fuerza que actúa sobre el muro y determina la estabilidad de la obra.
- h. Considerar el diseño de un colchón hidráulico a fin de evitar que la fuerza de la caída del agua desalojada a través del vertedor origine la socavación del lecho aguas abajo y el deterioro de las paredes laterales que pongan en peligro la estabilidad de la estructura.
- i. Considerar los empotramientos mínimos requeridos en ambas márgenes de la cárcava con el fin de evitar filtraciones que debiliten la seguridad de la obra.
- j. Determinar los volúmenes de excavación y de obra que la construcción demande, de acuerdo con la dureza del suelo y las condiciones físicas del lecho del cauce o de la cárcava.

b) Diseño de la presa de mampostería

1. Gasto máximo en el cauce

Se realiza usando el método de las huellas máximas empleando la ecuación 2.24.

$$Q = A * v \quad (2.24)$$

donde:

Q = Escurrimiento máximo (m^3/s)

A = Área hidráulica de la sección (m^2)

v = Velocidad del flujo (m/s)

el área hidráulica se determina dibujando el perfil de la sección con los datos obtenidos en campo del levantamiento de la sección y el valor de la huella máxima de mojado de ambos márgenes del cauce, como se muestra en la Figura 2.6.

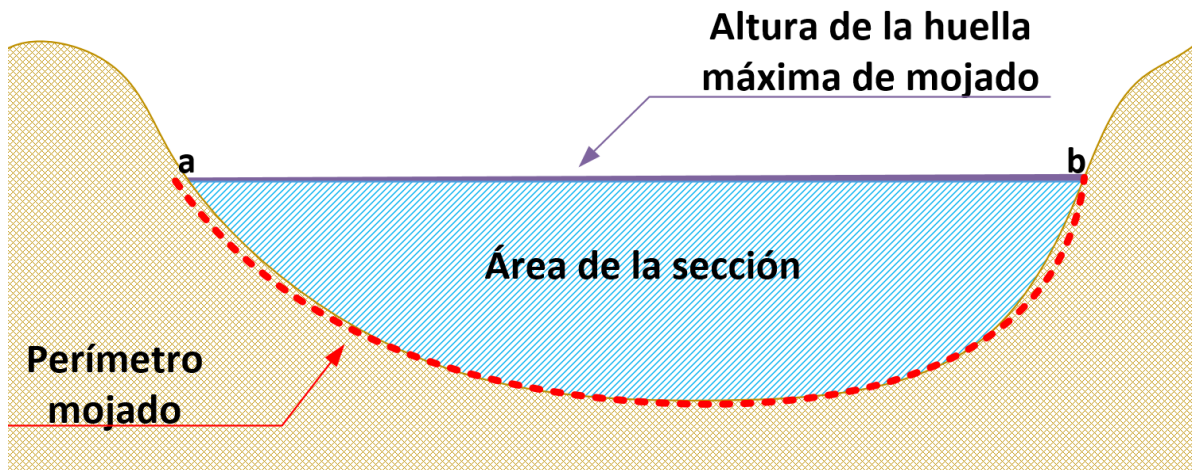


Figura 2.6. Elementos de una sección transversal

Para calcular la velocidad del flujo o de la corriente, se utiliza la fórmula de Manning (ecuación 2.25):

$$v = \frac{r^{2/3} s^{1/2}}{n} \quad (2.25)$$

donde:

- v = Velocidad del flujo (m/s)
- r = Radio hidráulico de la sección (m)
- s = Pendiente de la sección (m/m)
- n = Coeficiente de rugosidad (adim.)

Cada variable se calcula de la manera siguiente:

- a. Radio hidráulico. Es la relación que existe entre el área hidráulica de la sección y el perímetro de mojado (ecuación 2.26).

$$r = \frac{A}{P} \quad (2.26)$$

donde:

- r = Radio hidráulico (m)
- A = Área de la sección (m²)
- P = Perímetro de mojado (m)

El perímetro de mojado se determina de la Figura 2.6 y considera la línea de mojado (a-b) a través de las paredes del cauce.

- b. Pendiente de la sección. Se determina la pendiente media de la parte del cauce o de la cárcava en donde se pretende ubicar la estructura y se expresa en metro/metro.

c. Coeficiente de rugosidad. Este valor está en función de las características de la cárcava tales como pedregosidad y vegetación.

2. Carga sobre la cresta del vertedor

La descarga de los vertedores de las presas de control se calcula mediante la ecuación 2.27:

$$Q = C_v * L * H_d^{3/2} \quad (2.27)$$

donde:

Q = Gasto de descarga (m^3/s)

C_v = Coeficiente del vertedor (adim.)

L = Longitud efectiva del vertedor (m)

H_d = Carga sobre la cresta del vertedor (m)

La longitud efectiva del vertedor se considera de al menos un tercio del ancho del cauce o cárcava y el coeficiente del vertedor es de 1.45 ya que se trata de vertedores de cresta ancha y sección longitudinal rectangular.

Como se conoce el gasto máximo del cauce, la carga sobre la cresta del vertedor se despeja de la ecuación 2.27 dejándolo en función de la longitud efectiva del vertedor para su diseño, obteniéndose la ecuación 2.28.

$$H_d = \left[\frac{Q}{C_v * L} \right]^{2/3} \quad (2.28)$$

c) Diseño estructural

El diseño que se desarrolla a continuación se hizo considerando únicamente presas de tipo gravedad en las que todas las fuerzas que intervienen en la estabilidad de la obra son equilibradas por el propio peso de la estructura. En este método de diseño se busca que la resultante de las fuerzas actuantes quede dentro del tercio medio de la base de la presa, evitando con ello que se presenten tensiones.

La Figura 2.7 muestra las diferentes fuerzas que actúan en una presa de gravedad.

Definición de variables:

h = Altura efectiva de la presa (m)

H_t = Altura total de la presa (m)

B = Ancho de la base (m)

e = Ancho de la corona (m)

H_l = Bordo libre (m)

H_d = Carga sobre la cresta del vertedor (m)

F = Empuje hidrostático (kg)

W_1 = Peso de la sec. rectangular de la cortina (kg)

W_2 = Peso de la sección triangular de la cortina (kg)

K = Coeficiente de subpresión (adim.)

γ = Peso específico de la mampostería (kg/m^3)

ω = Peso específico del agua con sedimentos (kg/m^3)

S = Subpresión (kg)

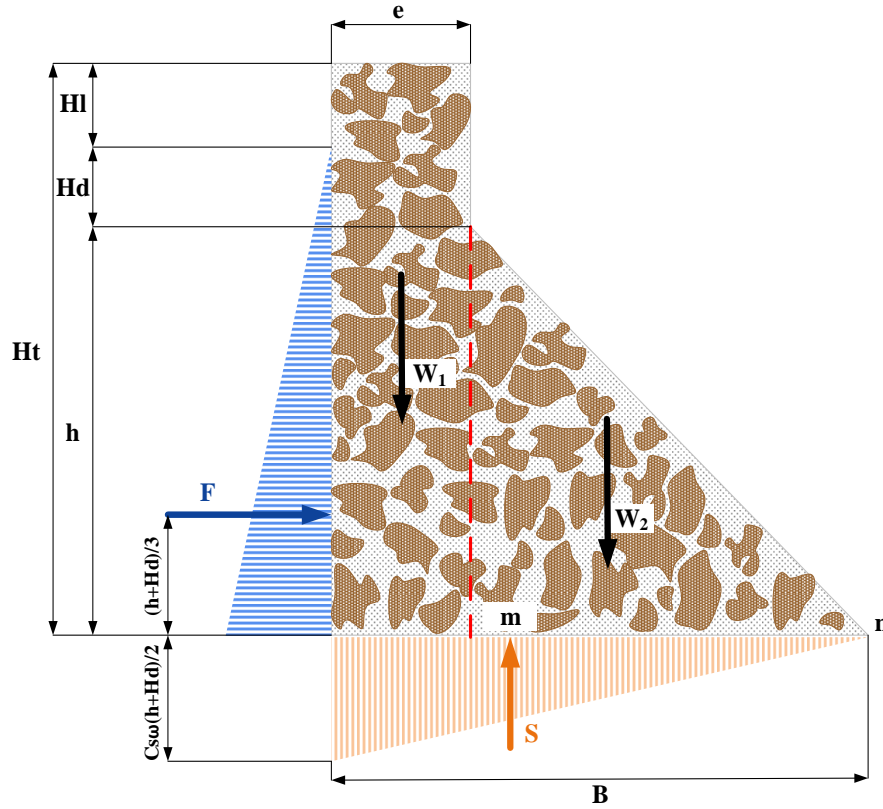


Figura 2.7. Fuerzas que actúan en una presa de gravedad

1. Cálculo del ancho de la corona “e”. Para realizar este cálculo se deben analizar las fuerzas que actúan sobre la estructura mostrada en la Figura 2.8.

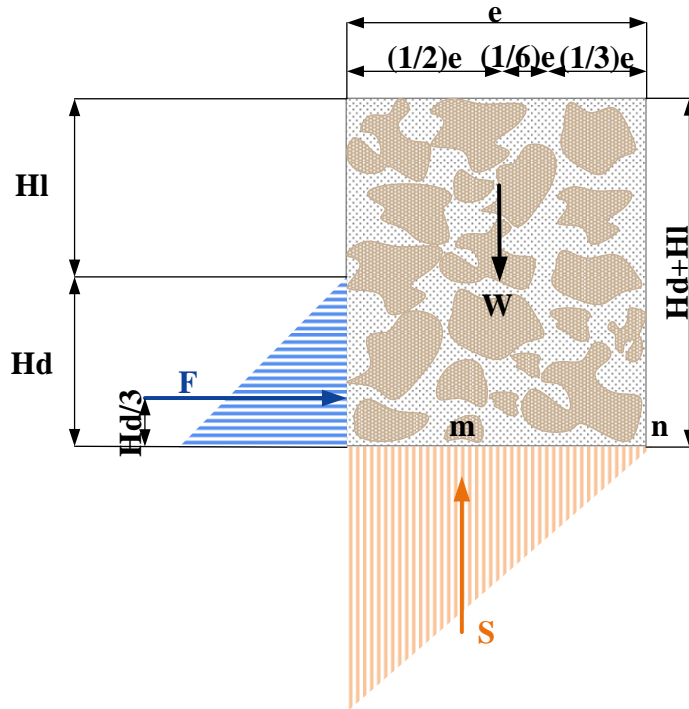


Figura 2.8. Diagrama de esfuerzos para determinar el ancho de la corona

Obteniendo momentos con respecto a “n” se tiene:

| Fuerza (kg) | Brazo (m) | Momento (kg-m) |
|------------------------------|-----------------|----------------------------------|
| $w = \gamma e(Hd + Hl)$ | $-\frac{1}{6}e$ | $-\frac{1}{6}e^2\gamma(Hd + Hl)$ |
| $F = \frac{\omega(Hd)^2}{2}$ | $\frac{1}{3}Hd$ | $\frac{\omega(Hd)^3}{6}$ |
| $S = -\frac{K\omega Hde}{2}$ | $-\frac{1}{3}e$ | $\frac{K\omega Hde^2}{6}$ |

$$\Sigma Mn = \frac{1}{6}K\omega Hde^2 - \frac{1}{6}e^2\gamma(Hd + Hl) + \frac{1}{6}\omega(Hd)^3 \quad (2.29)$$

Para que la resultante pase por el tercio medio, $\Sigma Mn=0$, por lo tanto:

$$\frac{1}{6}K\omega Hde^2 - \frac{1}{6}e^2\gamma(Hd + Hl) + \frac{1}{6}\omega(Hd)^3 = 0 \quad (2.30)$$

Simplificando y despejando “e”:

$$e = \sqrt{\frac{\omega(Hd)^3}{\gamma(Hd + Hl) - K\omega Hd}} \quad (2.31)$$

donde:

e = Ancho de la corona (m)

ω = Peso específico del agua con sedimentos (kg/m³)

γ = Peso específico del material de la cortina (kg/m³)

Hd = Carga de trabajo del vertedor (m)

Hl = Bordo libre (m)

K = Coeficiente de subpresión (adim.)

Los valores de K pueden variar de 0 a 1 ($K=0$ para roca, $K=1/3$ para arcilla, $K=1/2$ para textura franca y $K=2/3$ para arena).

2. Cálculo de la base de la presa “B”. Con base en la Figura 2.7, se procede a obtener los momentos con respecto al punto “n”. Las fuerzas que se consideran en el análisis son:

$W1$ = Peso de la sección rectangular de la cortina (kg)

$W2$ = Peso de la sección triangular de la cortina (kg)

F = Empuje del agua (kg)

S = Subpresión (kg)

Obteniendo momentos con respecto a “n” se tiene:

| Fuerza (kg) | Brazo (m) | Momento (kg-m) |
|-----------------------------------|--------------------------------|--|
| $F = \frac{\omega(h + Hd)^2}{2}$ | $\frac{1}{3}(h + Hd)$ | $\frac{\omega(h + Hd)^3}{6}$ |
| $W_1 = \gamma e(Ht)$ | $-\frac{2}{3}B + \frac{1}{2}e$ | $\frac{1}{2}e^2\gamma(Ht) - \frac{2}{3}B\gamma e(Ht)$ |
| $W_2 = \frac{\gamma h(B - e)}{2}$ | $-\frac{1}{3}B + \frac{2}{3}e$ | $-\frac{2}{6}e^2\gamma h - \frac{1}{6}B^2\gamma h + \frac{3}{6}eB\gamma h$ |
| $S = -\frac{K\omega(h - Hd)B}{2}$ | $-\frac{2}{3}B$ | $\frac{K\omega(h - Hd)B^2}{3}$ |

Para tener la seguridad de que no se presenten tensiones, la resultante de las fuerzas debe pasar por el tercio medio de la base, siendo el límite cuando dicha resultante pasa por “n”, con lo cual la suma de momentos con respecto al punto “n” deberá ser igual a cero, es decir, $\Sigma Mn=0$.

$$\Sigma Mn = \frac{1}{6}\omega(h + Hd)^3 - \frac{1}{2}e^2\gamma(Ht) - \frac{2}{3}B\gamma e(Ht) - \frac{2}{6}e^2\gamma h - \frac{1}{6}B^2\gamma h - \frac{3}{6}eB\gamma h + \frac{1}{3}K\omega(h + Hd)B^2 \quad (2.32)$$

$$\frac{1}{6}\omega(h + Hd)^3 - \frac{3}{6}e^2\gamma(Ht) - \frac{4}{6}B\gamma e(Ht) - \frac{2}{6}e^2\gamma h - \frac{1}{6}B^2\gamma h - \frac{3}{6}eB\gamma h + \frac{2}{6}K\omega(h + Hd)B^2 = 0 \quad (2.33)$$

Realizando operaciones y reordenando términos se tiene:

$$\frac{1}{6}((2K\omega(h + Hd) - \gamma h)B^2 + (-4\gamma e(Ht) - 3e\gamma h)B + (\omega(h + Hd)^3 - 3e^2\gamma(Ht) - 2e^2\gamma h)) = 0 \quad (2.34)$$

Siendo esta última una ecuación cuadrática del tipo $ax^2+bx+c=0$, se puede encontrar el valor de “B” que la satisface por medio de la ecuación general:

$$B = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (2.35)$$

$$a = 2K\omega(h + Hd) - \gamma h \quad (2.36)$$

$$b = 4\gamma e(Ht) + 3e\gamma h \quad (2.37)$$

$$c = \omega(h + Hd)^3 - 3e^2\gamma(Ht) - 2e^2\gamma h \quad (2.38)$$

En las ecuaciones anteriores las variables B , a , b y c ya han sido definidas y para encontrar el valor de “B” es necesario haber calculado antes el valor de “e”, por medio de la ecuación 2.31, obtener los valores de las variables a , b y c , y sustituirlos en la ecuación 2.35.

Una vez calculada la base, se puede utilizar el siguiente procedimiento para verificar la estabilidad de la presa y obtener una economía técnica en las dimensiones de la presa, analizando la Figura 2.9 y siguiendo el siguiente procedimiento.

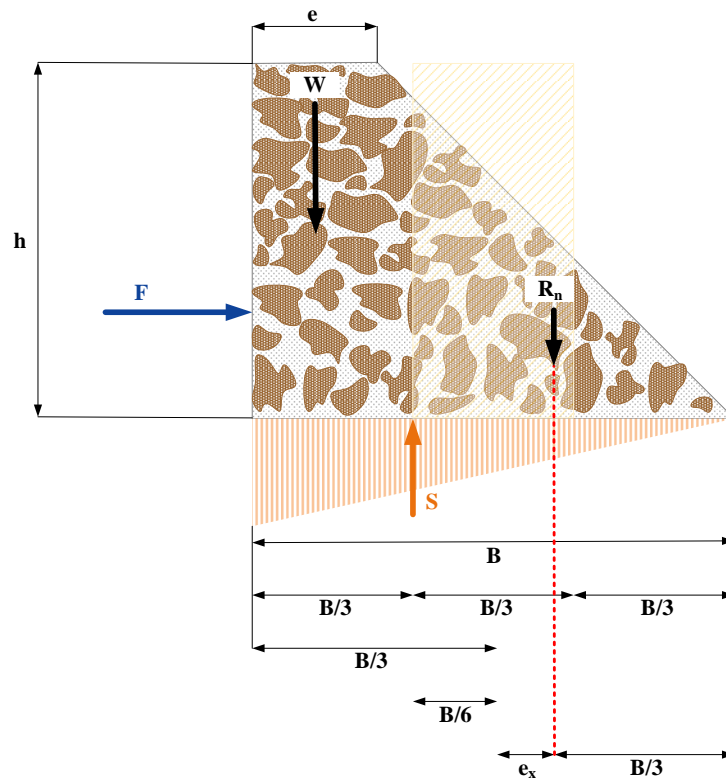


Figura 2.9. Fuerzas y dimensiones de una presa de mampostería

donde:

F = Fuerza de empuje (kg)

h = Altura efectiva de la presa (m)

B = Base de la presa (m)

e = Ancho de la corona (m)

S = Subpresión (kg)

x = Centroide (m)

W = Peso de la presa (kg)

Rn = Resultante normal

ex = excentricidad (m)

z = Brazo de palanca (m)

Con base en la geometría de la Figura 15, se puede hacer uso de la Tabla 2.8:

Tabla 2.8. Centros de gravedad y áreas

| Figura | Centro de gravedad (X) | Área (A) | Producto (XA) |
|--------|-------------------------|--------------------------------------|--|
| | $\frac{e}{2}$ | $e * h$ | $\frac{e^2 h}{2}$ |
| | $\frac{(B - e)}{3} + e$ | $(B - e) * \left(\frac{h}{2}\right)$ | $\left[\frac{(B - e)}{3} + e\right] \left[(B - e) * \left(\frac{h}{2}\right)\right]$ |
| | | $\sum A$ | $\sum AX$ |

A partir de los datos del cuadro anterior y la Figura 2.7, se pueden obtener las siguientes relaciones:

Centro de gravedad de la presa (X), ecuación 2.39:

$$X = \frac{\sum AX}{\sum A} \quad (2.39)$$

Peso de la presa de mampostería (W), ecuación 2.40:

$$W = \gamma \sum A \quad (2.40)$$

Fuerza de empuje de los sedimentos (F), ecuación 2.41:

$$F = \gamma_{az} \left(\frac{h^2}{2} \right) \quad (2.41)$$

γ_{az} = peso específico del azolve (kg/m^3). Puede variar de 1,100 a 1,400 kg/m^3 .

Subpresión del agua (S), ecuación 2.42:

$$S = \frac{K\gamma_a hB}{2} \quad (2.42)$$

γ_a = peso específico del agua = 1,000 kg/m^3 .

La resultante se calcula a partir de la ecuación 2.43:

$$R_n = W - S \quad (2.43)$$

Y el espaciamiento z se calcula con la fórmula 2.44:

$$z = \frac{W(B - X) - F\left(\frac{h}{3}\right) - S\left(2\left(\frac{B}{3}\right)\right)}{R_n} \quad (2.44)$$

Conociendo z se puede calcular la excentricidad (e_x) utilizando la relación de la ecuación 2.45

$$e_x = \frac{B}{2} - z \quad (2.45)$$

Para finalmente calcular un factor de seguridad R a través de la ecuación 2.46, el cual está en función de la excentricidad de la fuerza resistente dentro del tercio medio de la base.

$$R = 600 * \left(\frac{e_x}{B} \right) \quad (2.46)$$

Este procedimiento se realiza por tanteos en donde se afina el valor de la base (B) calculada previamente, hasta obtener una R que se aproxime a 90% pues 100% es el ancho total del tercio medio de la base. Por lo tanto si R es mayor que 90%, es necesario aumentar el tamaño de la base, y desarrollar nuevamente

los cálculos anteriores, pues la resultante se puede encontrar fuera del tercio medio; si R es menor de 90%, hay que reducir el tamaño de la base, pues el diseño es muy conservador.

La “cimentación” debe estar situada a una mayor profundidad que la superficie del “delantal” sobre todo cuando el agua que pasa sobre el vertedor origina una caída sobre su parte posterior, la cual tiende a socavar el fondo de la cárcava y minar al mismo tiempo la base de la estructura y pone en riesgo su estabilidad. En taludes y fondos, el empotramiento generalmente es de 0.50m de ancho y de 0.50m de profundidad pero puede aumentar hasta 1.00m en aquellos casos en que el suelo sea de textura demasiado gruesa y en donde existen muchas grietas en los taludes, lo que indica que se trata de suelos más propensos a erosionarse.

2.5.3. Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo (CFE, 2008)

La Comisión Federal de Electricidad (CFE) en su Manual de Diseño de Obras Civiles (Diseño por sismo, 2008) establece que las presas construidas con materiales de concreto y mampostería también suelen llamarse presas rígidas o impermeables, diferenciándolas de aquellas de tierra y enrocamiento que tienen una mayor flexibilidad o permeabilidad. Las presas de tipo gravedad y contrafuerte se construyen empleando, principalmente, el concreto o la mampostería.

Las presas de mampostería se construyen con piedras naturales sin labrar, ligadas con mortero cemento-arena. Las cortinas tipo gravedad se deben diseñar de tal manera que su estabilidad frente al empuje del agua y otras fuerzas actuantes externas sea proporcionada por su peso propio. La sección transversal típica de una cortina será un triángulo con el paramento aguas arriba casi vertical. Por lo general, la obra de excedencia o vertedor se alojará en la parte central de la cortina, donde también se puede disponer de una o varias galerías a lo largo del eje de la cortina. Las juntas transversales podrán ser planas o ranuradas, que puedan ser inyectadas o no. Estas estructuras requieren de una buena cimentación que posea suficiente resistencia para soportar los esfuerzos transmitidos. Las cortinas de machones o contrafuertes se forman por una serie de placas inclinadas y sostenidas por contrafuertes.

Además considera que la mampostería es un material adecuado para presas de baja altura porque su resistencia a la tensión es prácticamente nula y su resistencia a compresión no es muy alta; para el diseño pone mayor énfasis en los efectos de la orientación de las piedras sobre la estabilidad de la cortina. En comparación con otros efectos tales como desbordamiento o tubificación, las estadísticas de comportamiento sísmico de presas indican que los sismos no son la principal causa de falla, ya que en general funcionan adecuadamente durante estos eventos. El alto grado de seguridad sísmica de las presas puede ser engañoso debido a que existen pocos registros de presas que hayan estado sujetas a sismos intensos. De hecho, casi no existen presas expuestas a su sismo máximo de diseño junto con la condición de vaso lleno. Como el universo estadístico está limitado, la pequeña probabilidad de falla no es tan representativa y confiable. Por lo tanto, teniendo en cuenta las consecuencias catastróficas que puede provocar la falla de una presa y las incertidumbres sobre el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras, su diseño debe ser suficientemente conservador sin menospreciar los aspectos económicos.

Un aspecto digno de resaltar, es que las cortinas de las presas no pueden ser más seguras que sus cimentaciones. Si la cimentación tiene fallas, planos de deslizamiento u otras particularidades geológicas, es primordial efectuar un análisis de la estabilidad de la cimentación. Por esta razón, es preferible que la cimentación se incluya como parte integral del sistema estructural aun cuando en teoría,

la cimentación corresponde a una formación competente. Este análisis es similar al estudio de capacidad de carga que se realiza en el contexto de la mecánica de suelos o rocas. Un análisis integral de cortina y cimentación también permite evaluar, de una forma más eficiente, soluciones en el mejoramiento de la cimentación.

Entre los criterios de diseño sísmico establecidos para presas de concreto y mampostería, los que corresponden al sismo base de operación son claramente definidos y en general bien aceptados. A diferencia de los criterios para el sismo máximo de diseño, en donde, se presentan algunos inconvenientes, lo que lleva a criterios no bien definidos. Esto se debe a que es frecuente encontrar concentraciones de esfuerzos de tensión que rebasan la resistencia del material. Cuando los criterios de diseño no se cumplen, es necesario recurrir a análisis no lineales. Por lo general, al tomar en cuenta los efectos no lineales, como el agrietamiento y los movimientos de las juntas, se redistribuyen los esfuerzos y se proporcionan amortiguamientos adicionales al sistema. Es importante mencionar, que las no linealidades típicas en presas rígidas no son del tipo dúctil, por lo tanto, no es aceptable emplear procedimientos de reducción por ductilidad o linealidad equivalente.

El procedimiento para el diseño propuesto por el manual es el siguiente:

1. Clasificación de las presas según su estructura y tipo de material
 - a. Rígida o flexible
 - b. Mampostería, concreto o tierra y enrocamiento
2. Selección de sismos y combinaciones de carga
3. Clasificación de las presas para fines de análisis sísmico
 - a. Clasificación de los materiales de la cimentación y de las cortinas de tierra y enrocamiento, según su potencial de pérdida de resistencia al corte.
 - b. Clasificación de presas según su daño potencial a la zona aguas abajo.
 - c. Clasificación de sitios para presas según la sismicidad.
 - d. Clasificación de presas según su altura.
4. Criterios de diseño
 - a. Estabilidad contra volteo
 - b. Estabilidad contra deslizamiento
 - c. Margen de seguridad contra esfuerzos excesivos
 - d. Condiciones de servicio
 - e. Respuesta dinámica
 - f. Deformación permanente sísmica
 - g. Estabilidad pos sismo
 - h. Deformación permanente pos sísmica
5. Selección de los métodos de análisis
 - a. Simplificado
 - b. Detallado
 - c. Complejo
6. Cálculo del bordo libre
7. Métodos de análisis
 - a. Interacción cortina-vaso-cimentación
 - b. Modelos de masa virtual y base rígida
 - c. Modelos de subestructuras
 - d. Modelo de sistema integral

CAPÍTULO III. PROCESO PRELIMINAR DE ANÁLISIS

Con la finalidad de entender el comportamiento de este tipo de presas se escogieron dos presas de mampostería con diferentes características. En este capítulo se presenta una breve descripción de cada una de las cortinas conforme al catálogo de presas de CONAGUA (2015). El orden de las presas está dado por la altura máxima de la cortina, la tabla 3.1 muestra un resumen de las características de cada una de las presas que se van a analizar. Así mismo, se muestra la planta y los cortes de cada una de las cortinas de cada presa, sin embargo; es importante mencionar que la escala de la vista en planta es aproximada debido a la falta de información, por lo que se utilizó el programa Google Earth junto con los datos disponibles para obtener la geometría y ajustar la escala. Además, se señalan los diversos elementos estructurales con diferentes colores.

Tabla 3.1 Presas de mampostería a analizar

| Nombre | Ubicación | Altura (m) | Longitud (m) | Base (m) | Construcción |
|----------------------------|-----------------|------------|--------------|----------|--------------|
| El Refugio Carranco | San Luis Potosí | 18 | 114.5 | 14.3 | 1895 |
| El Cajón | Querétaro | 15.5 | 187.60 | 9.5 | 1880 |

La presa El Refugio Carranco (figura 3.3) fue construida en 1895 por particulares, actualmente se encuentra regulada por ejidatarios, está localizada en el municipio Villa de Reyes, San Luis Potosí (21°47'12.5''N, 101°5'25.7''), esta zona es de baja sismicidad. La cortina fue construida con mampostería de piedra irregular, tiene una altura total de 18 m y una longitud 114.5 m, es recta de sección constante, tiene un vertedor de tipo cresta recta con una capacidad de 86m³/s. En 2008 fue sobre-elevada y rehabilitada por el programa de alianza para el campo CONAGUA, gobierno del estado, municipio y usuarios. El propósito de la obra es de almacenamiento y el uso de agua es para riego, abrevadero, acuacultura y pesca. Actualmente, la altura del azolve es de 10.24 m, es decir, un 58% de la altura total de la cortina.

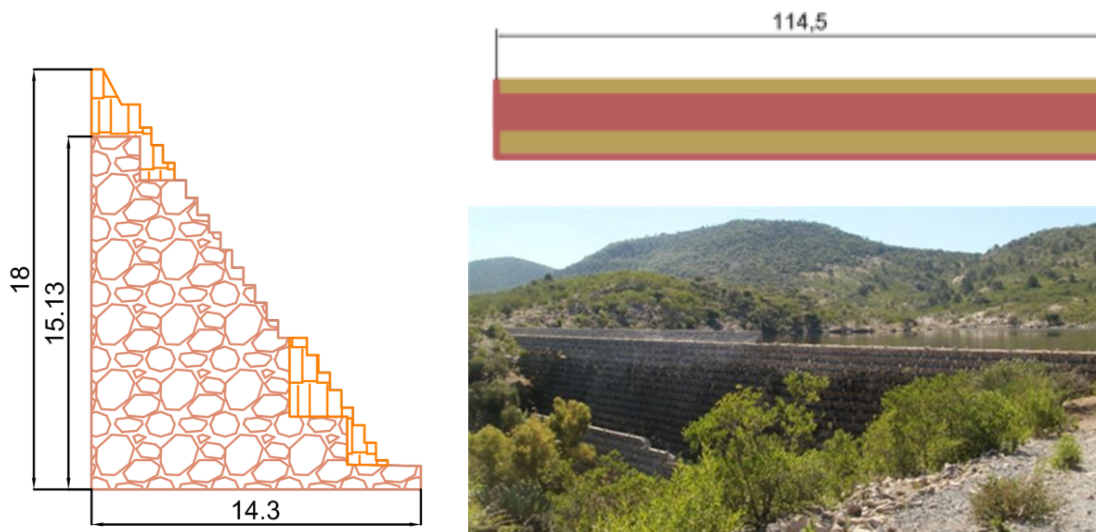


Figura 3.3. Presa El Refugio (CONAGUA, 2015)

La presa El Cajón (figura 3.4) fue construida en el año 1880 por hacendados, actualmente se encuentra regulada por el Desarrollo Inmobiliario Provincia Juriquilla. Se localiza en el municipio de Querétaro, en el estado del mismo nombre ($20^{\circ}41'43.91''N$, $100^{\circ}27'16.5''$), esta zona es de baja sismicidad. La cortina es de mampostería de piedra irregular, tiene una altura total de 15.5 m, una longitud de 187.6 m y un vertedor de tipo cresta recta con una capacidad de $4.8 \text{ m}^3/\text{s}$. En el año de 1998 la empresa CIEPS llevo a cabo los trabajos del proyecto ejecutivo del reforzamiento de la cortina de la presa. El propósito de la obra es de almacenamiento y el uso de agua es para infiltración y recreativo.

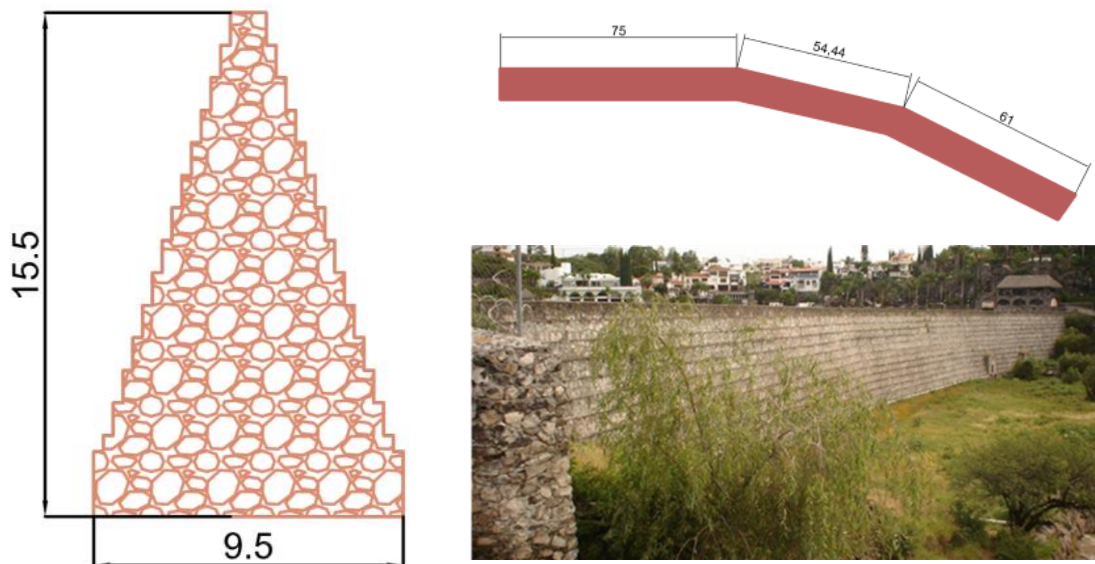


Figura 3.4. Presa El Cajón (CONAGUA, 2015)

3.1. Propiedades mecánicas de los materiales, geometría y condiciones de carga

La mampostería es un material compuesto de la combinación de piedras y mortero. Donde el mortero se encarga de llenar los huecos entre las piedras, propiciar una mejor y más uniforme transmisión de la cargas en el elemento constructivo y permitir el posicionamiento deseado de las piedras, mientras que la piedra se encarga de recibir y resistir las cargas actuantes en el elemento (Meli, 1998). Por lo tanto, el comportamiento global de la mampostería dependerá de la calidad de los materiales, del acomodo y textura de la piedra y de la adherencia que exista entre las piedras y el mortero. Además, para el caso de los monumentos históricos el deterioro es fundamental para la determinación de sus propiedades mecánicas.

El comportamiento típico de la mampostería se caracteriza por tener un mecanismo de falla frágil, eso es, el material falla de manera brusca al alcanzar su capacidad de carga y este efecto se acentúa conforme aumenta la resistencia, por lo que se puede presentar la posibilidad de colapso súbito con pocas señales de daño previo. Además, la resistencia a la tensión es muy baja con respecto a la resistencia de compresión, aproximadamente del orden de un 5 a un 10%, por lo que generalmente se considera nula en el diseño de las estructuras de mampostería sin refuerzo, como es el caso de la de las construcciones antiguas. De tal modo que el diseño se hacía garantizando que sus elementos estructurales trabajen únicamente a compresión.

En el análisis estructural se debe tener precaución con los valores de las propiedades mecánicas de la mampostería que se encuentran en la literatura, principalmente sobre monumentos históricos. Estos deben tomarse solamente como indicativo, ya que la dispersión de propiedades es muy elevada y depende fundamentalmente de las materias primas empleadas, de los métodos de construcción y de las condiciones ambientales, así como de las modificaciones que han tenido los materiales con el tiempo. Sólo mediante la determinación en sitio, sobre la estructura misma o sobre otras de épocas y características constitutivas semejantes, es posible obtener valores razonablemente confiables de las propiedades mecánicas de los materiales (Meli, 1998).

Por otro lado, en el caso de las presas antiguas de mampostería en México no se tiene mucha información sobre pruebas físicas en laboratorio, por lo que es difícil tener valores confiables de las propiedades mecánicas. Para el desarrollo de este trabajo fue necesario recurrir a las propiedades obtenidas experimentalmente para otro tipo de estructuras, como son muros de edificios o presas estudiadas en otros países, que si bien no son ideales, son útiles para tener una idea general de los valores límite que puede tener la mampostería.

Para los análisis se consideraron los valores límite superior tomando como referencia las propiedades mecánicas propuestas por Bretas (2012) excepto la resistencia a tensión residual. Mientras que para los valores límite inferior se consideraron los valores obtenidos por Meli (1998) de pruebas realizadas en muros de mampostería de piedra irregular de edificios de la Ciudad de México, excepto la resistencia a tensión residual, el ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (c).

La resistencia residual a tensión se considera un 10% de su resistencia máxima. Para el valor del ángulo de fricción interna inicial asociado con el modelo Mohr-Coulomb presenta valores con rangos que oscilan entre 30° y 50° en función de las características junta mortero (López et al., 1998). Partiendo de este principio se tomó como valores límite 37° para el mínimo y un poco más del límite para el máximo con un valor de 55° , a partir del ángulo de fricción interna es posible conocer la cohesión utilizando la ecuación 3.1. La tabla 3.2 muestra las propiedades mecánicas límite para la mampostería que se utilizaron para evaluar el comportamiento estructural de las diferentes cortinas.

$$c = \frac{1 + \sin \phi}{2 \cos \phi} f_t \quad (3.1)$$

donde:

f_t = resistencia máxima a tensión

Tabla 3.2. Propiedades mecánicas de los materiales

| | Límite superior | Límite inferior | Cimentación |
|------------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Peso volumétrico | 24kN/m ³ | 20kN/m ³ | 25kN/m ³ |
| Módulo de elasticidad | 10GPa | 2GPa | 10GPa |
| Coefficiente de Poisson | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| Módulo de cortante | 4GPa | 0.8GPa | 4GPa |
| Ángulo de fricción interna | 55° | 37° | Elástico |
| Cohesión | 1.58MPa | 0.2MPa | Elástico |
| Resistencia Compresión máx. | 10MPa | 3MPa | Elástico |
| Resistencia Tensión máx. | 1MPa | 0.2MPa | Elástico |
| Resistencia Tensión res. | 0.01MPa | 0.02MPa | Elástico |

Para todos los análisis se consideraron únicamente dos cargas, la presión hidrostática y el azolve. La presión hidrostática se aplicó como una carga distribuida de forma triangular a la altura de la corona de la cortina. El empuje del azolve se aplicó como un medio viscoso considerando una elevación de dos tercios de la altura total de la cortina; se ha demostrado que el tomar el azolve de este modo da resultados muy semejantes a los obtenidos de un empuje activo o pasivo de mecánica de suelos.

En ese análisis se descartó la influencia de la subpresión sobre la cortina, pues generalmente, en los métodos de diseño se considera para tener un factor de seguridad mayor, pero en el caso de la revisión no es necesario pues ninguna de las presas presenta daños por filtraciones debajo de la cortina; de ser así es muy probable se hubieran volteado. Para tener una idea general de la estabilidad de las cortinas se realizó una primera revisión considerando las propuestas de diseño de Creager (1917), NTC-DEOIH-RCDF (2004) y CONAGUA (2009).

3.2. Revisión geométrica por el método de Creager (1917)

En el capítulo dos se describió la metodología de diseño empleada por Creager, la cual se basa en mantener la posición de la resultante dentro del tercio medio, esta metodología como se mencionó es de principios del siglo XX. Las presas a analizar son más antiguas, por lo que se revisarán para verificar que cumplan con las reglas de diseño propuestas. Como ejemplo se analizará paso a paso la presa El Cajón considerando las propiedades mínimas listadas en la tabla 3.2. Posteriormente, en la tabla 3.3 se muestran los resultados obtenidos para cada una de las cortinas considerando las propiedades mínimas y máximas listadas en la tabla 3.2.

Una primera recomendación dentro del diseño de la cortina es que el ancho de la corona debe estar entre un 10% y un 15% de la altura total de la cortina, conforme con la figura 3.4, la cortina del El Cajón tiene una altura de 15.5 m y un ancho de la corona de 1.1, esto es menor al 10% de la altura, por lo que esta primera recomendación no se cumple.

A continuación se llevaran a cabo las 5 reglas del método de Creager:

Regla 1: Obtención de la posición de la resultante (ecuación 2.1) para la presa El Cajón

- Cálculo de fuerzas y momentos horizontales

$$\Sigma(P) = P_{H_2O} + P_{Az}$$

$$\Sigma(P) = P_{H_2O} + P_{Az} = \frac{10 \text{ kN/m}^3 (15.5)^2}{2} + \frac{3.6 \text{ kN/m}^3 (10.33)^2}{2} = 1,393.45 \text{ kN}$$

$$\Sigma(Px) = P_{H_2O} \left(\frac{1}{3}H\right)(t) + P_{Az} \left(\frac{2}{9}H\right)(t)$$

$$\Sigma(Px) = (1,201.25 \text{ kN}) \left(\frac{1}{3}15.5\text{m}\right)(1\text{m}) + (192.2 \text{ kN}) \left(\frac{2}{9}15.5\text{m}\right)(1\text{m}) = 6,868.48 \text{ kN} - \text{m}$$

- Cálculo de fuerzas verticales

$$\Sigma(W) = W_m + W_{H_2O} + W_{Az}$$

$$\Sigma(Wx) = (W_m)x + (W_{H_2O})x + (W_{Az})x$$

$$W_m = \omega_1 V = \left(20 \text{ kN/m}^3\right)(84.65 \text{ m}^3) = 1,693 \text{ kN}$$

$$(W_m)x = (1,693kN)(4.75m) = 8,041.75kN - m$$

| Cálculo de la presión vertical del agua | | Cálculo de la presión vertical del azolve | |
|---|----------------------|---|--------------------|
| W_{H_2O} (kN) | $(W_{H_2O})x$ (kN-m) | W_{Az} (kN) | $(W_{Az})x$ (kN-m) |
| 3 | 16.71 | 0.9108 | 6.166116 |
| 6 | 35.22 | 2.76 | 19.5132 |
| 9 | 55.53 | 5.52 | 40.6824 |
| 12 | 77.64 | 8.28 | 63.5076 |
| 15 | 101.55 | 11.04 | 87.9888 |
| 18 | 127.26 | 13.8 | 114.126 |
| 21 | 154.77 | 16.56 | 141.9192 |
| 24 | 184.08 | 19.32 | 171.3684 |
| 27 | 215.19 | 22.08 | 202.4736 |
| 30 | 248.1 | 23.46 | 222.1662 |
| 33 | 282.81 | | |
| 36 | 319.32 | | |
| 39 | 357.63 | | |
| 40.5 | 383.535 | | |

$$\Sigma(W) = 1,693 + 313.5 + 123.7 = 2,130.2kN$$

$$\Sigma(Wx) = 8,041.75 + 2,559.34 + 1,069.91 = 11,671kN - m$$

- Posición de la resultante

$$z = \frac{\Sigma(Wx) + \Sigma(Px)}{\Sigma(W)}$$

$$z = \frac{11,671 + (-6,868.5)}{2,130.2} = 2.25m$$

Considerando que la distancia se mide desde el talón de la cortina

$$\text{Tercio medio de la base} = \frac{2}{3}l = 6.33m$$

$$z \leq \frac{2}{3}l \therefore \text{cumple} \rightarrow 8.7 \geq 6.33 \therefore \text{no cumple}$$

Regla 2: Obtención de la inclinación de la resultante (ecuación 2.2) para la presa El Cajón

$$\frac{\Sigma(P)}{\Sigma(W)} = \frac{1,393.45}{2,130.23} = 0.65$$

$$f' = \tan(\theta) = \tan(37^\circ) = 0.75$$

$$\frac{\Sigma(P)}{\Sigma(W)} \leq f' \therefore \text{cumple} \rightarrow 0.65 < 0.75 \therefore \text{cumple}$$

Regla 3: Cálculo de los esfuerzos máximos en la base (ecuación 2.4) para la presa El Cajón

$$p'_v = \frac{2\Sigma(W)}{A_{base}} \left(2 - \frac{3u}{l} \right) + p'_u$$

$$u = \frac{1}{3}l = 3.17m$$

$$p'_v = \frac{2(2,130.23)}{(9.5)} \left(2 - \frac{3(3.17)}{9.5} \right) + 0 = 448.47KPa$$

$$p'_i = p'_v \sec^2 \phi'$$

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{4}{3}f \right) = 45^\circ$$

$$p'_i = 448.47 \sec^2(45^\circ) = 901.03KPa$$

$$p'_i \leq \text{Resistencia máxima a compresión} \rightarrow 901.03 \leq 3,000 \therefore \text{cumple}$$

Regla 4: Inclinación de los esfuerzos de tensión (ecuaciones 2.9 y 2.10) para la presa El Cajón

$$\left. \begin{array}{l} \tan \phi' \leq \frac{4}{3}f \\ \text{ó} \\ \tan \phi' \leq \sqrt{\frac{10}{H'}} \end{array} \right\} \text{Permitiendo escoger el mejor valor}$$

$$\tan \phi' = \tan(45^\circ) = 1$$

$$\frac{4}{3}f = \frac{4}{3}(0.75) = 1 \therefore \text{cumple}$$

$$\sqrt{\frac{10}{H'}} = \sqrt{\frac{10}{15.5}} = 0.80 \therefore \text{no cumple}$$

Como una de las dos condiciones cumple se dice que es aceptable

Regla 5: Factor de seguridad (ecuación 2.3) para la presa El Cajón

$$s = f \frac{\sum(W)}{\sum(P)} = 0.75 \frac{2,130.23}{1,393.45} = 1.15 > 1 \therefore \text{cumple}$$

El factor de seguridad es muy cercano a uno, apenas está por el lado de la seguridad, sin embargo, el método de Creager contempla un factor de seguridad de 3 y actualmente se contempla como factor de seguridad aceptable con un valor de 3 a 2.7 (NTC-DEOIH-RCDF, 2004).

| Tabla 3.3. Resultados obtenidos para cada presa con el método de Creager | | | | | | |
|--|-------------|--------------------------|-----------------------|--------------------|-------------------------|----------------------|
| Presa | Propiedades | Regla 1 (m) | Regla 2 - | Regla 3 (MPa) | Regla 4 - | Regla 5 - |
| El Cajón | Mínimas | 2.25 < 3.16 no cumple | 0.65 < 0.75 cumple | 0.9 < 3 Cumple | 0.27 < 1 no cumple | S=1.15 > 1 cumple |
| | Máximas | 2.6 < 3.16 no cumple | 0.56 < 1.43 cumple | 1 < 10 Cumple | 0.27 < 1.9 no cumple | S= 2.5 > 1 cumple |
| El Refugio | Mínimas | 2.90 < 4.70 no cumple | 0.74 < 0.75 cumple | 0.7 < 3 Cumple | 0.79 < 1 no cumple | S=1.01 > 1 cumple |
| | Máximas | 3.61 < 4.70 no cumple | 0.62 < 1.43 cumple | 0.9 < 10 Cumple | 0.79 < 1 no cumple | S= 2.3 > 1 cumple |

3.3. Revisión estructural por las NTC-DEOIH-RCDF (2004)

Esta metodología al igual que la de Creager se basa en obtener una geometría con la cual la resultante este dentro del tercio medio de la base, de igual modo se muestra el cálculo paso a paso de la estabilidad de la presa El Cajón, por lo que el cálculo de las fuerzas y momentos es el mismo procedimiento para el análisis de las NTC-DEOIH-RCDF (2004) únicamente se hará la sustitución de dichos valores.

- Revisión por volteo para la presa El Cajón

$$x = \frac{\sum(M_v) + \sum(M_h)}{\sum(F_v)}$$

$$x = \frac{11,671 - 6,868.48}{2,130.23} = 2.25\text{m}$$

Considerando que la distancia se mide desde el pie de la cortina

$$\text{Tercio medio de la base} = \frac{1}{3}l = 3.16\text{m}$$

$$x \geq \frac{2}{3}l \therefore \text{cumple} \rightarrow 2.9\text{m} \leq 3.16\text{m} \therefore \text{no cumple}$$

- Revisión por deslizamiento (ecuación 2.14) para la presa El Cajón

$$F.C. = \frac{cA + N \tan \phi}{\sum \text{Fuerzas horizontales}}$$

$$F.C. = \frac{(200)(9.5) + (2,130.23) \tan \phi(37)}{1,393.45} = 2.52$$

$$F.C. > F.S. \therefore \text{cumple} \rightarrow 2.52 < 3 \therefore \text{no cumple}$$

- Revisión de esfuerzos máximos de compresión (ecuación 2.12) para la presa El Cajón

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{I}y$$

$$\sigma = \frac{2,130.23}{9.5} + \frac{(11,671 - 6,868.48)}{71.45} 4.75 = 543.52 \text{KPa}$$

$$\sigma \leq \text{Resistencia máxima a compresión} \rightarrow 543.52 < 3,000 \therefore \text{cumple}$$

- Revisión del talud (ecuación 2.11) para la presa El Cajón

$$K = \sqrt{\frac{1}{\gamma_m - 1}} = \sqrt{\frac{1}{2 - 1}} = 1$$

$$\text{Talud real} = \frac{4.2m}{15.5m} = 0.27$$

$$K = \sqrt{\frac{1}{\gamma_m - 1}} \leq \text{Talud real} \therefore \text{cumple} \rightarrow 1 > 0.27 \therefore \text{no cumple}$$

| Tabla 3.4. Resultados obtenidos para cada presa con el método de las NTC-DEOIH-RCDF (2004) | | | | | |
|--|-------------|-------------------------|------------------------------|--|----------------------|
| Presa | Propiedades | Revisión por volteo (m) | Revisión por deslizamiento - | Revisión por esfuerzos de compresión máximos (MPa) | Revisión del talud - |
| El Cajón | Mínimas | 2.25<3.16 no cumple | 2.52<3 no cumple | 0.54<3 Cumple | 0.27<1 no cumple |
| | Máximas | 2.6<3.16 no cumple | 13.3>3 cumple | 0.68<10 Cumple | 0.27<1 no cumple |
| El Refugio | Mínimas | 2.90<4.70 no cumple | 2.52<3 no cumple | 0.23<3 Cumple | 0.79<1 no cumple |
| | Máximas | 3.61<4.70 no cumple | 14.19>3 cumple | 0.23<3 Cumple | 0.79<1 no cumple |

3.4. Revisión estructural por el método de SAGARPA (2009)

El análisis de SAGARPA también considera la posición de la resultante dentro del tercio medio al igual que Creager, por lo que el cálculo de las fuerzas y momentos es el mismo procedimiento de este método y únicamente se sustituyeron los resultados. Sin embargo, para el cálculo del factor de seguridad el método toma en cuenta la excentricidad de la carga y está en función del ancho de la base. En esta metodología no se considera una revisión por deslizamiento, pues establece que si la resultante se encuentra dentro del tercio medio no debe existir ningún tipo de daño, de no cumplirse esta condición es necesario realizar una nueva propuesta de las dimensiones de la sección, en el caso de diseño, para revisión simplemente no cumple con las condiciones de seguridad de esta metodología.

Cálculo de la resultante (ecuación 2.43) para la presa El Cajón

$$R_n = W - S$$

$$R_n = 2,242.45 - 0 = 2,242.45\text{kN}$$

- Cálculo de la posición de la resultante (ecuación 2.44) para la presa El Cajón

$$z = \frac{W(B - X) - F\left(\frac{h}{3}\right) - S\left(2\left(\frac{B}{3}\right)\right)}{R_n}$$

$$z = \frac{14,318.41 - 8,378.72 - 0}{2,242.45} = 2.65\text{m}$$

- Calculo de la excentricidad (ecuación 2.45) para la presa El Cajón

$$e_x = \frac{B}{2} - z$$

$$e_x = \frac{9.5}{2} - 6.65 = 2.1\text{m}$$

- Cálculo del factor de seguridad (ecuación 2.46) para la presa El Cajón, en este punto es importante señalar que más que un factor de seguridad como lo indica el manual, es un sistema para la optimización de diseño de la base de la cortina como se describió en el capítulo anterior.

$$R = 600 * \left(\frac{e_x}{B}\right) \leq 90\% \rightarrow \text{cumple}$$

$$R = 600 * \left(\frac{2.1}{9.5}\right) = 133\% > 90\% \therefore \text{no cumple}$$

| Tabla 3.5. Resultados obtenidos para cada presa con el método de las CONAGUA | | | |
|--|-------------|-------------------------------|-------------------------|
| Presa | Propiedades | Posición de la resultante (m) | Factor de seguridad - |
| El Cajón | Mínimas | 2.65 < 3.16 no cumple | 133% > 90% no cumple |
| | Máximas | 2.75 < 3.16 no cumple | 126% > 90% no cumple |
| El Refugio | Mínimas | 1.96 < 4.70 no cumple | 217% > 90% no cumple |
| | Máximas | 2.83 < 4.70 no cumple | 181% > 90% no cumple |

3.5. Comparación de los métodos de revisión

En este capítulo se realizó la revisión de las dos presas considerando propiedades índice de los materiales, en los resultados se puede observar claramente que ninguna de las cortinas cumple con la condición de volteo pues en ninguna de ellas la resultante se encuentra dentro del tercio medio de la base; así mismo, sólo en algunos casos se cumple con la condición de seguridad por deslizamiento. En cuanto al factor de seguridad, para el método de SAGARPA ninguna de las presas cumple ya que únicamente se basa en la posición de la resultante; mientras que para el método de Creager divide la capacidad entre la demanda y además toma en cuenta el ángulo de fricción interna, por lo que considerando las propiedades del límite inferior alcanzan un factor de seguridad de 1 y con las del límite superior alcanzan valores del doble.

El diseño de una presa con estas condiciones hoy en día sería inaceptable, sin embargo, es evidente que si estos resultados coincidieran con realidad las dos cortinas hubieran ya colapsado. Por otro lado, estas estructuras tienen más de cien años, se mantienen en pie y además aún funcionan correctamente, por lo que dentro de las suposiciones básicas de todos estos métodos se subestima el comportamiento de la mampostería y por lo tanto no coincide con la realidad.

Esto se debe a que los procedimientos de diseño empleados se basan un método muy conservador al forzar a que la resultante esté dentro del tercio medio. Además, se tiene que asegurar que no se presente esfuerzos de tensión en ninguna parte de la sección. Pues se considera que la resistencia a tensión es nula. Sin embargo, se sabe que la mampostería es capaz de soportar ciertas tensiones, lo cual modifica el comportamiento estructural de las presas.

Para poder entender claramente lo que está pasando en la estructura es importante realizar un análisis más detallado, de este modo se podrá determinar la influencia de las propiedades mecánicas de los materiales en el comportamiento global de la mampostería.

CAPÍTULO IV. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS NUMÉRICO

Hoy en día existen numerosas herramientas para el análisis estructural que simulan satisfactoriamente el comportamiento mecánico de la mampostería, una de las metodologías más utilizadas es la de los elementos finitos, aunque es muy útil en ocasiones resulta ser poco práctica pues demanda muchos recursos humanos y computacionales, por lo que en muchas ocasiones es recomendable recurrir a herramientas de análisis simplificadas que representen el fenómeno de una forma cercana a la realidad. Por ello, para el análisis estructural se seleccionó el Método de los Elementos Rígidos.

4.1. Método de los elementos rígidos

Los elementos rígidos son cuadriláteros interconectados mediante puntos de conexión oportunamente colocados en los lados de interconexión. Las características mecánicas de estos puntos reproducen el comportamiento frágil de la mampostería. Estas características se obtienen mediante un proceso de identificación de parámetros, basado en la equivalencia de la energía de deformación entre los elementos rígidos y el material (Casolo y Peña, 2005). Se utilizó el programa XPRESAS.exe para presas de mampostería, el programa fue desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (I de I UNAM).

A continuación se describe el método de los elementos rígidos, el cual fue utilizado en los análisis numéricos realizados en este trabajo. La descripción del método se basa en los trabajos de Casolo y Peña (2005) y Peña (2001). El método de los elementos rígidos considera a las estructuras de mampostería, que resisten fuerzas en su plano, como un ensamble de elementos rígidos. Estos elementos son cuadriláteros y tienen una cinemática de cuerpos rígidos con dos desplazamientos lineales y una rotación. Los elementos rígidos se conectan entre sí mediante tres puntos de conexión (resortes inelásticos). Estos puntos de conexión son dos normales, separados una distancia para tomar en cuenta un par de fuerzas, y el tercer punto es una conexión de cortante, colocado al centro del lado de conexión.

La mampostería es considerada como un material deformable, pero esta deformación se concentra en los puntos de conexión, mientras que el elemento en sí es indeformable (rígido). Los puntos de conexión se encuentran cinemáticamente desacoplados entre sí. Sin embargo, desde el punto de vista mecánico se encuentran acoplados entre ellos mediante las relaciones constitutivas del material. En otras palabras, los puntos de conexión representan las características mecánicas del material, pero al mismo tiempo representan la capacidad del modelo para tomar en cuenta la separación o deslizamiento entre elementos.

Un modelo de elementos rígidos puede ser considerado como un modelo semicontinuo. En un modelo continuo existe continuidad y compatibilidad entre los elementos, que comparten un mismo nodo, mientras que en un modelo discontinuo los elementos son capaces de separarse o deslizarse entre ellos. En el método de los elementos rígidos puede existir un movimiento relativo entre dos elementos (separación o deslizamiento); sin embargo, las conectividades iniciales del modelo no cambian durante el análisis y una continuidad relativa existe. De hecho, entre dos elementos adyacentes pueden presentarse separación, deslizamiento o yuxtaposición; numéricamente significan tensión, cortante y compresión en los puntos de conexión.

Se asume que cada elemento es independiente en su movimiento, ya que las estructuras de mampostería no pueden ser consideradas continuas, debido a que parte de su deformación se deriva de un movimiento relativo entre elementos; sin embargo, sigue existiendo una relación entre los esfuerzos y las

deformaciones. Las conectividades iniciales no cambian durante el análisis para simplificar el tiempo de cómputo. La idea principal de este método es la de poder analizar en forma simplificada cualquier tipo de estructura de mampostería (independientemente de la geometría o característica del material), que presente un comportamiento en el plano. Motivo por el cual se asigna un comportamiento mecánico al material sobre una base fenomenológica. La discretización debe realizarse de acuerdo con el tipo de elemento estructural. Las propiedades mecánicas de los puntos de conexión deben asignarse según el tipo de mampostería por medio de procesos de identificación.

La formulación se basa en:

- Pequeños desplazamientos y rotaciones
- Elementos cuadriláteros
- Dos elementos continuos comparten todo el lado de conexión
- Las conectividades iniciales no cambian durante el análisis
- Las cargas estáticas son aplicadas en el centro de masa del elemento

De acuerdo con Casolo y Peña (2015) se considera un dominio Ω (estructura de mampostería plana) descrito en términos de su plano medio $\Omega(x,y) \in \mathcal{R}^2$ y discretizado mediante una partición de m elementos rígidos cuadriláteros. Únicamente son permitidos desplazamientos en el plano entre cada par de elementos interconectados (un movimiento de traslación paralelo y uno perpendicular a lo largo del lado en común, así como una rotación). Se define un sistema local de referencia para cada uno de los elementos Ω^i , con el centro fijo en el centro de masas o^i , y el eje ξ paralelo al eje global X .

$$\{o^i, \xi^i, \eta^i\} \quad i = 1, m \quad (4.1)$$

La configuración deformada del dominio Ω se describe en función de la variación de posiciones de los marcos de referencia locales. Las variables u^i, v^i, ψ^i definen los desplazamientos para cada uno de los marcos de referencia con respecto a su posición inicial. Conociendo la coordenada local de un punto $(\xi, \eta) \in \Omega^i$, los desplazamientos $(\Delta x, \Delta y)$ en el plano x - y se evalúa mediante (Figura 4.1).

$$\begin{Bmatrix} \Delta x \\ \Delta y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -\eta \\ 0 & 1 & \xi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^i \\ v^i \\ \psi^i \end{Bmatrix} \quad (47)$$

Los desplazamientos de todos los marcos de referencia se ensamblan en un vector de $3m$ coordenadas lagrangianas, que describe la configuración deformada del sistema

$$\{u^T\} = \{u^1, v^1, \psi^1, u^2, v^2, \psi^2, \dots, u^m, v^m, \psi^m\} \quad (48)$$

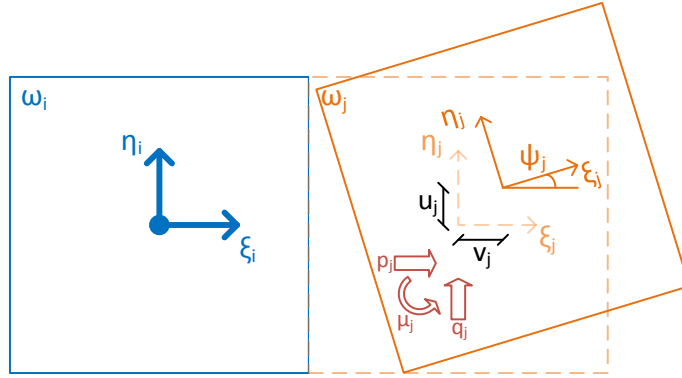


Figura 4.1. Fuerzas y desplazamientos

El comportamiento mecánico de los puntos de conexión se definen mediante las relaciones esfuerzo-deformación del material, por lo que es necesario conocer la deformación normal y cortante en cada uno de los puntos de conexión (lados en común o lados restringidos). De acuerdo con la figura 4.2, el punto indicado con la letra Q en el centro del lado de conexión, es un punto de conexión de cortante, mientras que los puntos P y R , que se encuentran a una distancia igual a b del centro del lado, son puntos de conexión normales. Se obtienen dos deformaciones normales considerando la componente de desplazamientos entre los puntos P y R , perpendiculares al lado y dividiendo este valor entre la distancia $h = h_i + h_j$. La deformación por cortante se obtiene de modo análogo, considerando la componente de desplazamiento paralelo al lado y dividiéndolo por su distancia correspondiente.

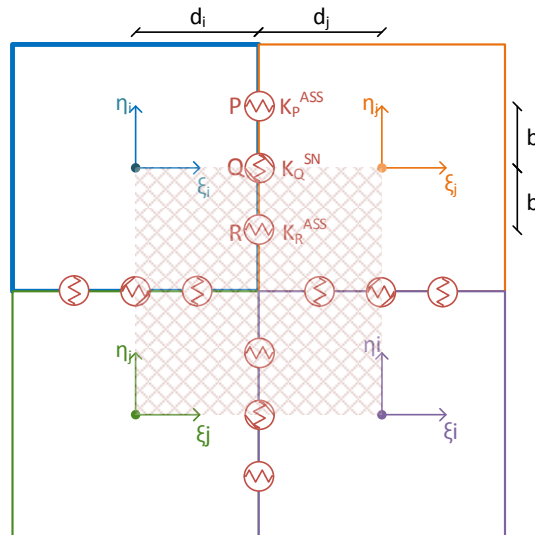


Figura 4.2. Interconexión entre elementos

De este modo, para cada lado de conexión k se tienen tres deformaciones

$$\epsilon_1^P, \epsilon_1^Q, \epsilon_1^R \quad k = 1, \dots, r \quad (49)$$

donde r es el número total de lados de conexión. El vector de deformaciones generalizadas ϵ se ensambla para obtener todas las deformaciones del sistema discreto

$$\{\epsilon\}^T = \{\epsilon_1^P, \epsilon_1^Q, \epsilon_1^R, \epsilon_2^P, \epsilon_2^Q, \epsilon_2^R, \dots, \epsilon_r^P, \epsilon_r^Q, \epsilon_r^R\} \quad (50)$$

Las coordenadas Lagrangianas u de dos elementos adyacentes $(\omega_i - \omega_j)$ se relacionan con las deformaciones ε del lado de conexión $(\omega_i - \omega_j)$ mediante:

$$\{\varepsilon\} = [B]\{u\} \quad (51)$$

donde B es la matriz deformación-desplazamiento para el lado $(\omega_i - \omega_j)$:

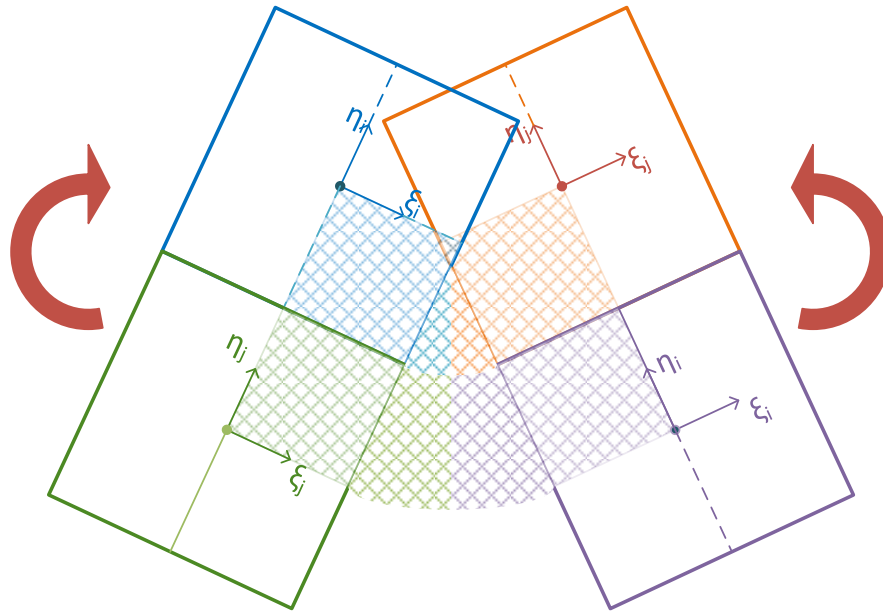
$$[B] = \frac{1}{h_i + h_j} \begin{bmatrix} \cos\alpha_i & \sin\alpha_i & [\sin(\alpha_i - \vartheta)d_i + b] & -\cos\alpha_j & -\sin\alpha_j & -[\sin(\alpha_j - \vartheta)d_j + b] \\ -\sin\alpha_i & \cos\alpha_i & [\cos(\alpha_i - \vartheta)d_i] & \sin\alpha_j & -\cos\alpha_j & -[\cos(\alpha_j - \vartheta)d_j] \\ \cos\alpha_i & \sin\alpha_i & [\sin(\alpha_i - \vartheta)d_i - b] & \cos\alpha_j & -\sin\alpha_j & -[\sin(\alpha_j - \vartheta)d_j - b] \end{bmatrix} \quad (52)$$

donde α_i es el ángulo del lado de conexión del elemento i referido al eje ζ y ϑ es llamado ángulo de distorsión. Si α y ϑ son iguales, entonces el elemento es rectangular y las distancias h y d son también iguales.

Del mismo modo es posible definir el vector de fuerzas p aplicado en el centro de masas del elemento

$$p^T = \{p_1, q_1, \mu_1, p_2, q_2, \mu_2, \dots, p_m, q_m, \mu_m\} \quad (53)$$

donde p y q son fuerzas lineales en dirección x e y y μ es un par de fuerzas (figura 4.3).



Giro de los elementos

Figura 4.3. Giro producido por un par de fuerzas

Para cada uno de los puntos de conexión se define un volumen tributario de acuerdo con la Figura 4.4. Este volumen define la zona de influencia para cada uno de los puntos de conexión. De este modo se ensambla la matriz diagonal de volúmenes tributarios V

$$V = \text{diag}[V_1^P, V_1^Q, V_1^R, V_2^P, V_2^Q, V_2^R, \dots, V_r^P, V_r^Q, V_r^R] \quad (54)$$

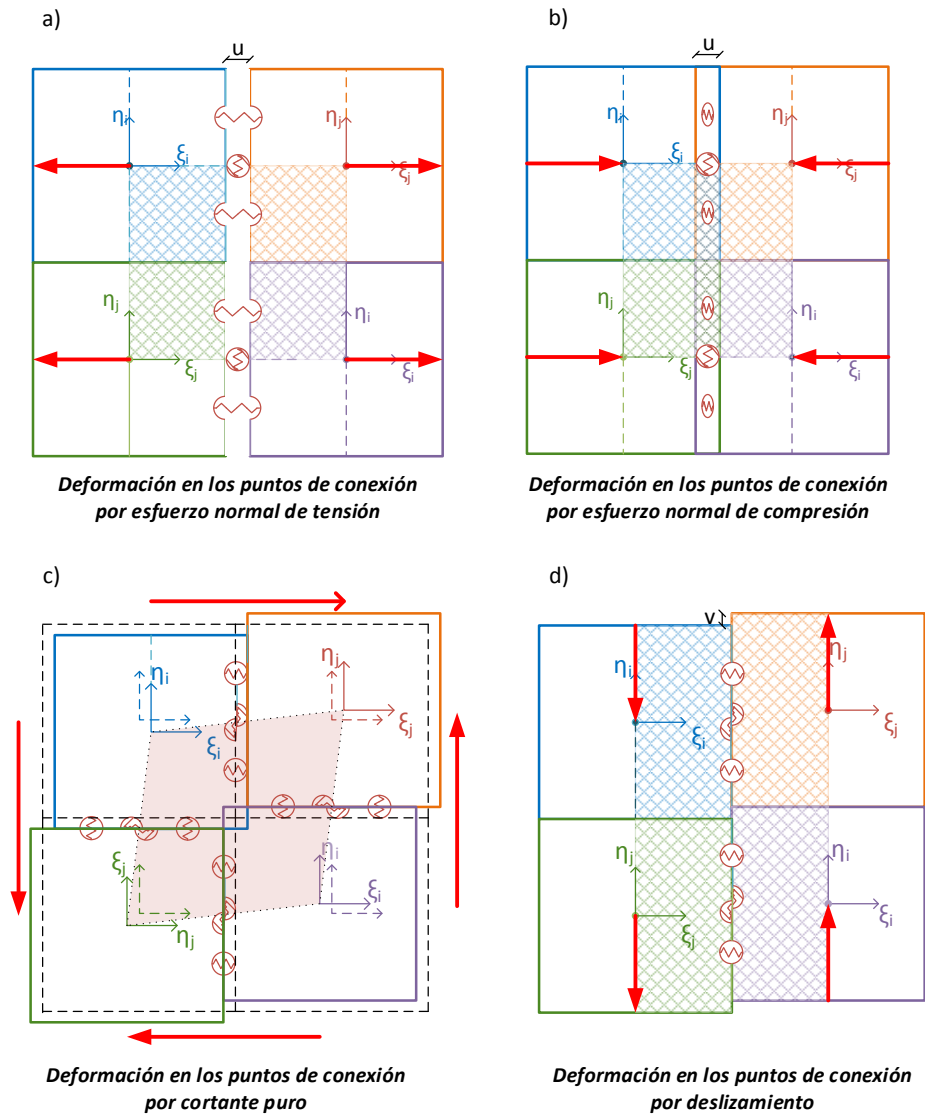


Figura 4.4. Volúmenes tributarios: a) normal de tensión, b) normal de compresión, c) cortante puro, d) cortante por deslizamiento

Por otra parte se asigna una rigidez generalizada a cada uno de los puntos de conexión y se ensamblan en la matriz diagonal D

$$D = \text{diag} [k_1^P, k_1^Q, k_1^R, k_2^P, k_2^Q, k_2^R, \dots, k_r^P, k_r^Q, k_r^R] \quad (55)$$

El vector σ define los esfuerzos medios en los volúmenes de pertinencia asociados a cada uno de los puntos de conexión

$$\{\sigma\}^T = \{\sigma_1^P, \sigma_1^Q, \sigma_1^R, \sigma_2^P, \sigma_2^Q, \sigma_2^R, \dots, \sigma_r^P, \sigma_r^Q, \sigma_r^R\} \quad (56)$$

Se define también la ley constitutiva para cada uno de los puntos de conexión que relaciona los esfuerzos generalizados con las deformaciones generalizadas asociados a cada uno de los volúmenes de pertinencia

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (57)$$

Ahora bien, aplicando el principio del trabajo virtual, se tiene que

$$\bar{W}_E = \bar{u}p \quad (58)$$

$$\bar{W}_I = \bar{\varepsilon}V\sigma = \bar{u}^T B^T VDBu \quad (59)$$

siendo \bar{W}_E y \bar{W}_I los trabajos virtuales externos e internos realizados por el sistema debidos a un desplazamiento virtual arbitrario \bar{u} . Aplicando estos desplazamientos virtuales e igualando trabajos, se obtiene

$$F = B^T VDBu = Ku \quad (60)$$

donde K es la matriz global de rigideces.

Se considera un elemento formado por un material isótropo Ω_{cc} . Para un estado de deformaciones en el plano, la matriz de elasticidad A está dada

$$A = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & 0 \\ A_{21} & A_{22} & 0 \\ 0 & 0 & A_{33} \end{bmatrix} \quad (61)$$

Donde $A_{11} = A_{22} = \frac{E}{1-\nu^2}$, $A_{12} = A_{21} = \frac{\nu E}{1-\nu^2}$, $A_{33} = 2G = \frac{E}{1+\nu^2}$; E es el módulo de Young, ν el coeficiente de Poisson y G el módulo de rigidez cortante. Por otra parte, el vector de esfuerzos Σ y el de deformaciones E son

$$\Sigma^T = \{\Sigma_{11} \quad \Sigma_{22} \quad \Sigma_{12}\} \quad (62)$$

$$E^T = \{E_{11} \quad E_{22} \quad E_{12}\} \quad (63)$$

La rigidez elástica de los puntos de conexión se obtiene igualando la densidad de energía de deformación de los elementos rígidos Π_c con la densidad de energía de deformación del material

$$\Pi_m = \frac{1}{2} E^T A E \quad (64)$$

$$\Pi_c = \frac{1}{2} u^T B^T VDBu = \frac{1}{2} \varepsilon^T D \varepsilon \quad (65)$$

En estas ecuaciones se conocen el vector de deformaciones E , la matriz de elasticidad A y el volumen V del elemento Ω_{cc} . Por lo que si se aplican desplazamientos lagrangianos en los elementos rígidos, para de obtener la misma densidad de energía de deformación de Ω_{cc} , entonces es posible obtener la rigidez elástica de los puntos de conexión. Cabe hacer notar que el presente modelo no toma en cuenta el efecto de Poisson. Para un material isótropo se necesitan dos pruebas básicas: una normal y otra cortante simétrico. De este modo se obtienen las rigideces normales (4.23) y de cortante (4.24)

$$k^P = k^R = A_{11} \quad (66)$$

$$k^Q = A_{33} \quad (67)$$

Asimismo para considerar una variación de esfuerzos lineal cuando se presenta un par de fuerzas μ , los puntos de conexión se separan del centro del lado de conexión l una distancia $b = \frac{l}{2\sqrt{3}}$.

Se pueden utilizar diferentes tipos de curvas para representar la relación esfuerzo deformación de la mampostería (parabólica, multilínea, exponencial). En el caso del programa XPRESAS se consideró un modelo de comportamiento exponencial (figura 4.5).

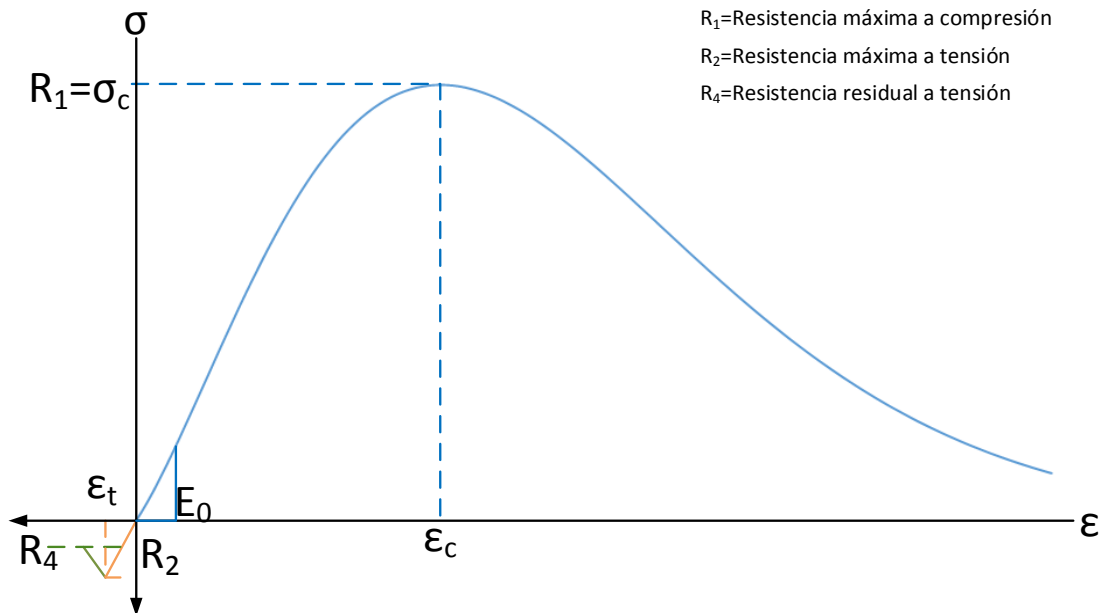


Figura 4.5. Modelo de comportamiento exponencial

Para el caso de compresión normal solamente tres parámetros son necesarios para definir toda la curva: la rigidez inicial (E_0), la resistencia máxima (σ_c) y la deformación última (ϵ_c).

$$\frac{\sigma}{\sigma_c} = \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_c}\right) \exp\left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_c}\right) \quad (68)$$

donde σ y ϵ son la resistencia a compresión y la deformación, a la cual se obtiene la resistencia, respectivamente. La ventaja de este modelo es que para definir la curva completa esfuerzo-deformación únicamente se necesita la rigidez inicial del material E_0 y la resistencia a compresión.

La deformación ϵ_c se obtiene mediante

$$\epsilon_c = \left(\frac{\sigma_c}{E_0}\right) \exp(1) \quad (69)$$

Sustituyendo la ecuación (4.26) en la (4.25), la curva esfuerzo-deformación se puede describir del modo siguiente

$$\sigma = E_0 \exp\left(-\frac{\epsilon}{\epsilon_c}\right) \quad (70)$$

mientras que la rigidez tangente E_t se obtiene con

$$E_t = \left(\frac{\sigma_c}{\varepsilon_c}\right) \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right) \exp\left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right) = E_0 \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right) \exp\left(-\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right) \quad (71)$$

En el caso de la tensión son necesarios tres parámetros: la resistencia máxima, la resistencia residual y la constante $N(N \geq 1)$, que define la pendiente de ablandamiento por tensión. Para el cortante se considera un comportamiento simétrico, por lo que se deben definir cinco parámetros: la rigidez inicial G y la de ablandamiento Gr , la resistencia máxima τ , la residual τ_r y la deformación última. Estas curvas son usadas cuando el cortante se considera desacoplado de la carga normal. En algunos casos este desacoplamiento no representa el comportamiento real de la mampostería, por lo que se debe considerar un criterio de falla tipo Mohr–Coulomb (Peña, 2001), en el cual el comportamiento a cortante de la mampostería es elastoplástico y axialmente dependiente

$$\tau = c - \sigma \tan(\phi) \quad (72)$$

donde c es la cohesión, σ el esfuerzo normal y ϕ el ángulo de fricción interna. En este caso se deben definir cuatro parámetros: rigidez inicial, cohesión, ángulo de fricción interna y deformación última.

4.2. Proceso de validación del programa de análisis

Una parte del análisis numérico es la calibración y validación de la herramienta de análisis, pues este paso nos permite saber si la herramienta seleccionada representa de forma aceptable la realidad. En este capítulo se hará la validación del programa XPRESAS para corroborar que los resultados arrojados por el programa sean confiables. Para ello se compararon los resultados obtenidos por Bretas (2012) de un modelo con el Método de los Elementos Discretos (MED) de una presa de mampostería.

El MED fue desarrollado por Cundall (1971) mediante una aproximación numérica, esta técnica fue desarrollada inicialmente para aplicaciones geotécnicas y de flujo granular. Consiste en simular el comportamiento mecánico de estructuras compuestas por bloques que interactúan entre sí mediante elementos de contacto. Las discontinuidades entre las unidades sólidas se tratan como condiciones de frontera que permiten grandes desplazamientos y rotaciones de las piezas. El contacto entre las unidades sólidas no se basa en elementos de interfase, sino una serie de puntos de contacto. Este método toma en cuenta la separación total entre las piezas y reconoce nuevos contactos automáticamente conforme avanza el cálculo (García, 2007).

La validación del trabajo de Bretas (2012) se toma como parámetro un modelo a escala 1/100, con la geometría de una presa de gravedad, la cual presenta dos discontinuidades. Se realizaron en ella tres pruebas diferentes: la primera para la presión hidrostática de forma creciente hasta llevar a la cortina al colapso; la segunda considera la influencia de la presión hidrostática más la subpresión constante en la base de la cortina para un nivel de agua hasta el borde de la corona. La tercera prueba fue similar a la segunda sólo que la subpresión fue variando con el nivel de agua.

El análisis realizado por Bretas (2012) es en dos dimensiones al igual que el programa XPRESAS. La presa en estudio es la presa Guilhofrei que se encuentra localizada en Concilio de Vieira de Minho, Portugal, fue construida en 1938, la cortina tiene una altura máxima de 49m; vista en planta presenta una pequeña curvatura con una longitud de 190m (figura 4.6).

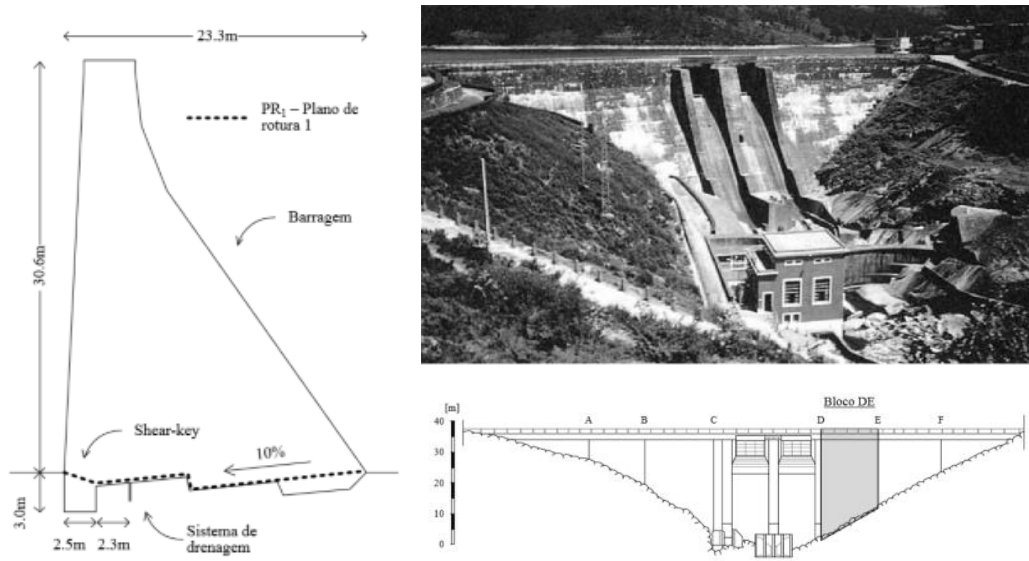


Figura 4.6. Presa Guilhofrei (Bretas, 2012)

Las propiedades mecánicas de los materiales utilizadas para la validación del programa son los valores mostrados en la tabla 3.2 (máximos para la cortina y los elásticos para cimentación), que son exactamente los mismos que los utilizados por Bretas (2012). El tramo que se consideró para el análisis tiene una altura de 30.6m, el mallado de la cortina se realizó lo más parecido al utilizado en el MED, sin embargo, en la cimentación fue necesario utilizar elementos más grandes puesto que el programa XPRESAS se encuentra limitado por el número de apoyos (figura 4.7).

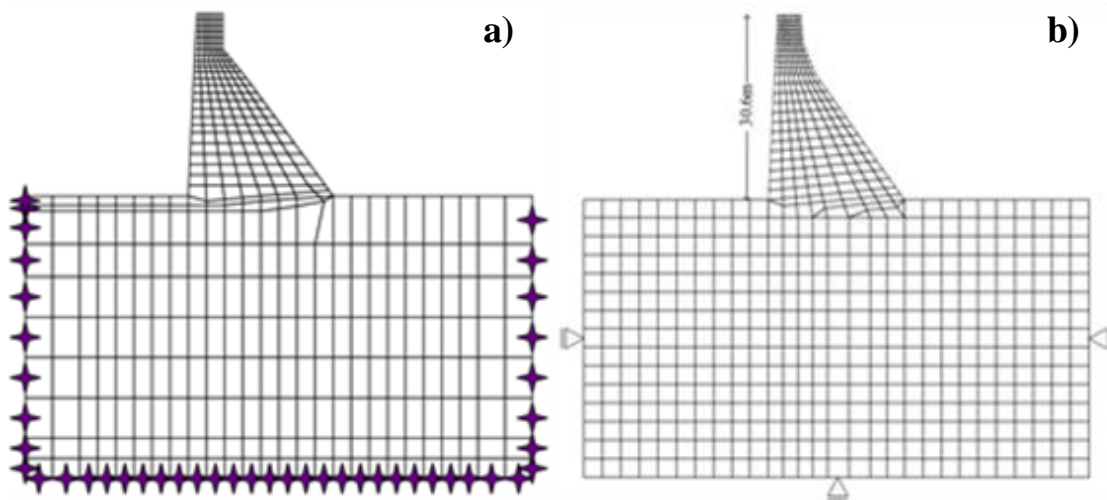


Figura 4.7. a) modelo de elementos rígidos, b) modelo de elementos discretos (Bretas, 2012)

Para la validación se compararon cuatro combinaciones de carga para conocer la influencia que tiene cada una en el comportamiento de la cortina:

1. Peso propio (PP)
2. Presión hidrostática (PH)
3. Peso propio más presión hidrostática (PP+PH)
4. Peso propio más presión hidrostática más subpresión más una inundación de cinco metros por encima de la corona (PP+PH+PS+I)

4.2.1. Análisis por peso propio

Para el análisis de peso propio únicamente se tomó en cuenta el peso volumétrico de la cortina, la tabla 4.1 muestra los resultados obtenidos por Bretas y los obtenidos con XPRESAS, así como el porcentaje de error. Se puede observar que los resultados son prácticamente iguales para ambos modelos ya que para el peso propio y el esfuerzo de compresión los porcentajes de error son menores al 10%, y si bien el error del desplazamiento es mayor numéricamente, este valor no hace gran diferencia físicamente.

Tabla 4.1. Comparación de resultados peso propio

| | Bretas | XPRESAS | Error |
|--|--------|---------|-------|
| Peso propio (MN) | 9.7 | 9.5 | 2% |
| Esfuerzo máximo a compresión (MPa) | 0.94 | 0.87 | 7.4% |
| Desplazamiento máximo horizontal (mm) | 2.5 | 2.1 | 14.5% |

La figura 4.8 muestra la deformada producida por el peso propio de la cortina, en la cual se puede observar que se deforma ligeramente aguas arriba, esto coincide con el fenómeno real, pues la mayor parte de la masa se encuentra a este lado de la cortina para que al aplicar la presión hidrostática las fuerzas se mantengan en equilibrio.

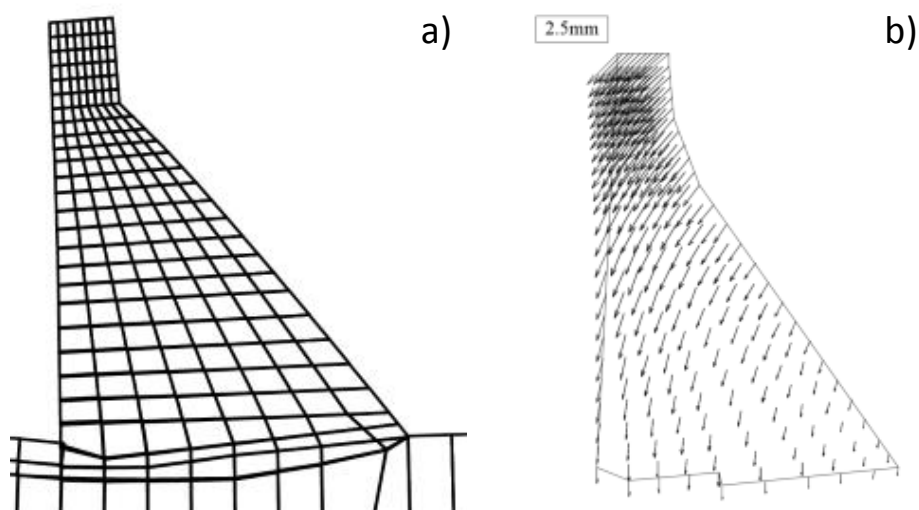


Figura 4.8. Deformada por peso propio, a) modelo de elementos rígidos, b) modelo de elementos discretos (Bretas, 2012)

La figura 4.9 muestra los mapas de esfuerzo principales para los esfuerzos de cortante, normales verticales y horizontales obtenidos con el programa XPRESAS, y el de esfuerzos normales de Bretas. Se puede observar que el esfuerzo máximo es de compresión y se encuentra localizado aguas arriba al pie de la cortina.

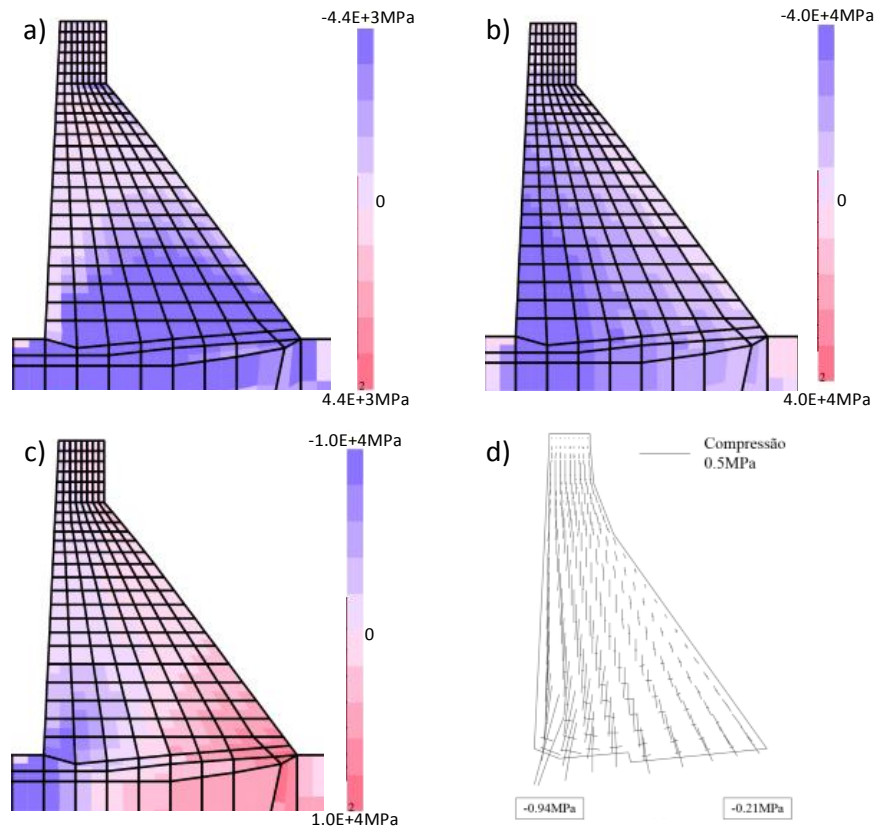


Figura 4.9. Mapas de esfuerzo por peso propio, a) Normales horizontales, b) Normales verticales, c) Cortante, d) Esfuerzos (Bretas, 2012)

4.2.2. Análisis por presión hidrostática (PH)

Se consideró únicamente la presión hidrostática sin tomar en cuenta el peso propio de la cortina, numéricamente fue necesario dar un valor de peso volumétrico muy pequeño para que el programa pudiera resolver las ecuaciones. La resultante de la presión hidrostática fue aproximadamente de 5000kN/m y fue aplicada de forma distribuida en la cortina. La tabla 4.2 muestra los resultados obtenidos, se puede observar que el porcentaje de error aumento con respecto al obtenido con el obtenido por el peso propio de la estructura, sin embargo, los valores de esfuerzo obtenidos por XPRESAS aún se consideran aceptables pues físicamente el incremento no hace gran diferencia en el comportamiento estructural.

Tabla 4.2. Comparación de resultados presión hidrostática

| | Bretas | XPRESAS | Error |
|--|--------|---------|-------|
| Esfuerzo máximo a compresión (MPa) | 0.77 | 0.89 | 15.6% |
| Esfuerzo máximo a tensión (MPa) | 0.84 | 0.76 | 9.5% |
| Desplazamiento máximo horizontal (mm) | 6.5 | 5.7 | 12.3% |

La figura 4.10 muestra la deformada producida por el agua que actúa sobre la cortina, se puede observar que gira ligeramente aguas abajo. Además, La resistencia máxima a compresión de la mampostería en este modelo es de 1MPa, por lo que los esfuerzos de este tipo producidos por la presión hidrostática están muy cerca de la falla, lo cual se ve reflejado en el mapa de daño que indica una concentración de esfuerzos al pie de la cortina aguas abajo (figura 4.10-c).

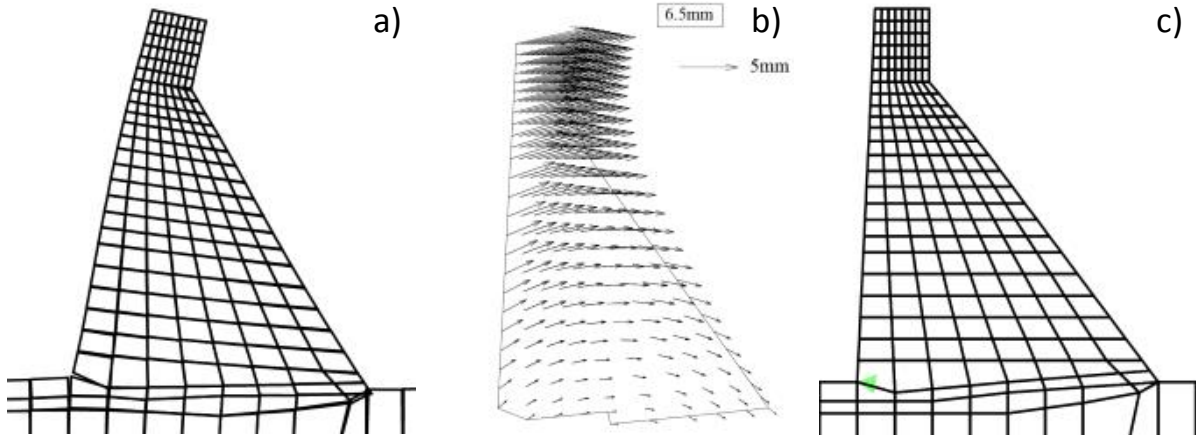


Figura 4.10. Deformada por presión hidrostática, a) modelo de elementos rígidos, b) modelo de elementos discretos (Bretas, 2012), c) Mapa de daño por tensión

La figura 4.11 muestra los mapas de esfuerzos de la presión hidrostática para cortante, normal vertical y horizontal obtenidos con el programa XPRESAS, y el de esfuerzos normales de Bretas. En ellos se puede observar que los esfuerzos de tensión se concentran en la cara aguas arriba de la cortina, mientras que los de compresión se encuentran aguas abajo, principalmente al pie. Los esfuerzos de cortante se observan a lo largo de la base de la cortina.

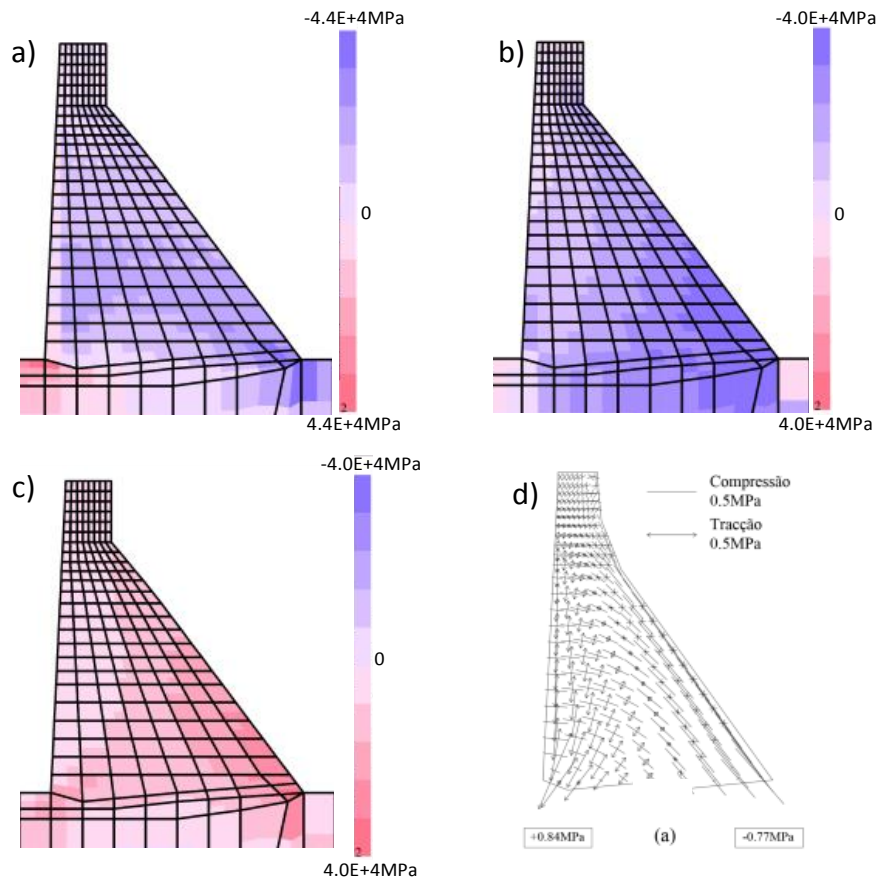


Figura 4.11. Mapas de esfuerzo por presión hidrostática, a) Normales horizontales, b) Normales verticales, c) Cortante, d) Esfuerzos (Bretas, 2012)

4.2.3. Análisis por peso propio más presión hidrostática (PP+PH)

Para este análisis se consideran de forma simultánea los efectos producidos por el peso propio de la cortina y la presión del agua. La tabla 4.3 muestra los resultados obtenidos, en los cuales los porcentajes de error son mayores al 10%, sobretodo en el esfuerzo máximo aguas arriba, sin embargo, este valor es el que se consideró como valor mínimo para la escala de la figura 4.13-d, por lo que no se puede asegurar que este sea el esfuerzo máximo en ese punto. Por otro lado, los esfuerzos en este punto son a compresión y no provoca ningún daño en la estructura. El esfuerzo máximo es de compresión y se encuentra localizado al pie de la cortina aguas abajo, los resultados del programa XPRESAS son aceptables, pues físicamente el error no es representativo.

Tabla 4.3. Comparación de resultados peso propio más presión hidrostática

| | Bretas | RIGID | Error |
|---------------------------------------|--------|-------|-------|
| Esfuerzo máximo aguas arriba (MPa) | -0.29 | -0.38 | 31% |
| Esfuerzo máximo aguas abajo (MPa) | -0.96 | -1.1 | 14.5% |
| Desplazamiento máximo horizontal (mm) | 4 | 3.4 | 15% |

Para esta condición de carga la presa no presenta ningún problema estructural, pues no se presentan esfuerzos cercanos a la máxima resistente. La figura 4.12 muestra la deformada obtenida debido a la presión hidrostática, en este caso el desplazamiento es menor puesto que el peso de la cortina actúa como fuerza resistiva a la presión hidrostática.

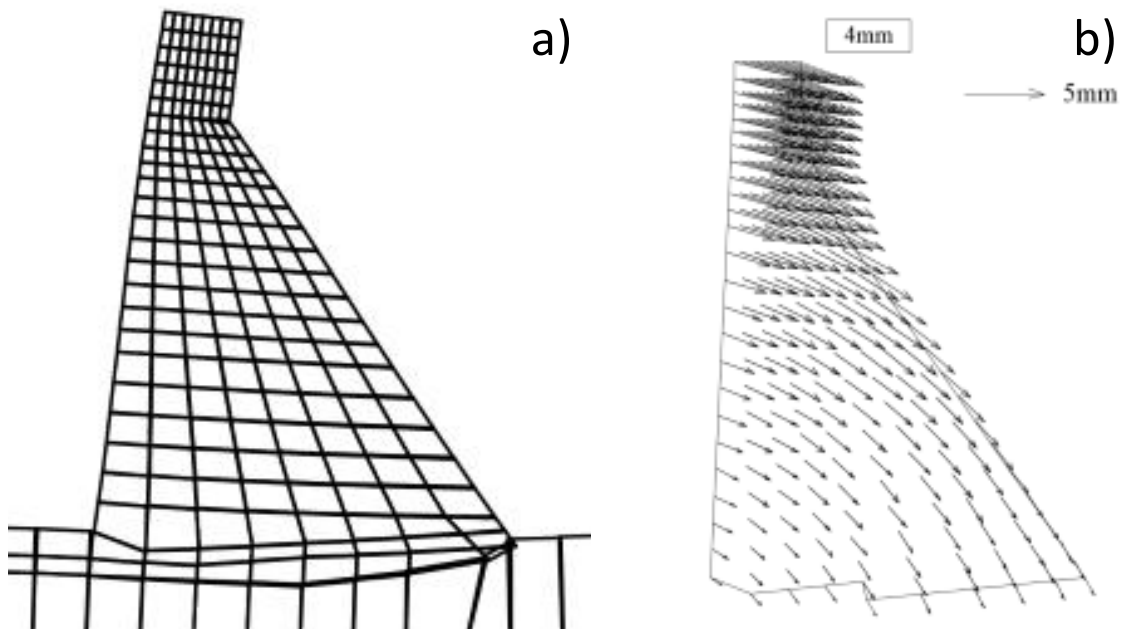


Figura 4.12. Deformada por peso propio más presión hidrostática, a) modelo de elementos rígidos, b) modelo de elementos discretos (Bretas, 2012)

La figura 4.13 muestra los mapas de esfuerzo del peso propio más la presión hidrostática para cortante, normal vertical y horizontal obtenidos con el programa XPRESAS, y el de esfuerzos normales de Bretas. En ellos se puede observar que los esfuerzos de cortante presentes en el análisis anterior se reducen debido al peso propio de la estructura, además en toda la cortina no se presentan esfuerzos de tensión, por lo que la seguridad de la cortina es adecuada para este tipo de carga.

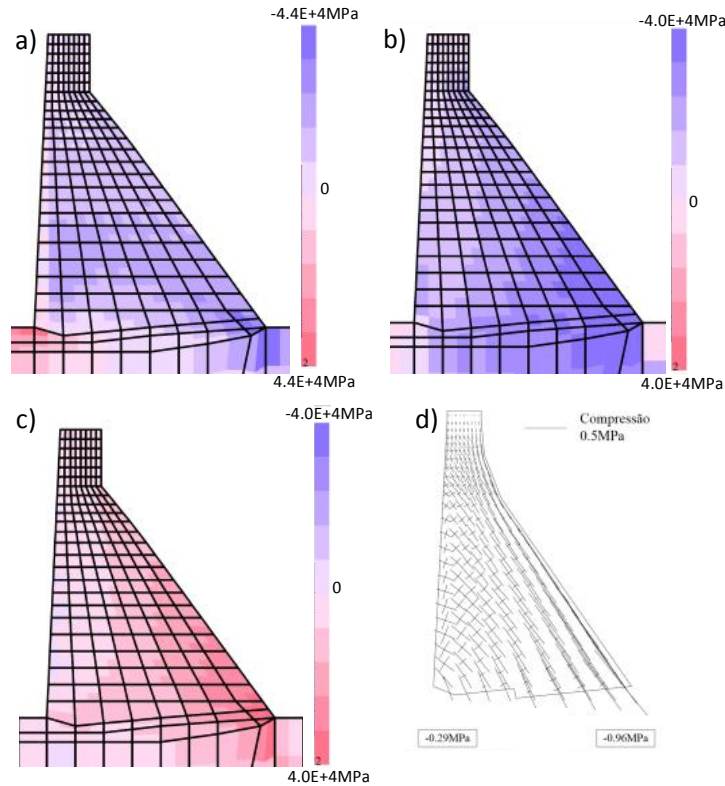


Figura 4.13. Mapas de esfuerzo por peso propio más presión hidrostática, a) Normales horizontales, b) Normales verticales, c) Cortante, d) Esfuerzos (Bretas, 2012)

4.2.4. Análisis por peso propio más presión hidrostática más subpresión más incremento del tirante de agua por encima de la corona (PP+PH+S+I)

Uno de los factores que más influyen en la seguridad de las presas de mampostería son las filtraciones de agua por debajo de la cortina y los incrementos del tirante de agua por encima de la corona, por eso en esta parte se considera la influencia de ambas con una inundación de 5m por encima de la corona que es la altura en la que se presenta la falla, para la subpresión se consideró un valor de 1015kN. En la tabla 4.4 se muestran los resultados obtenidos, en este caso Bretas sólo da a conocer el valor de la compresión máxima el cual es aceptable en comparación del programa XPRESAS.

Tabla 4.4. Comparación de resultados peso propio más presión hidrostática, subpresión e inundación de cinco metros por encima de la corona

| | Bretas | RIGID | Error |
|------------------------------------|--------|-------|-------|
| Esfuerzo máximo a compresión (MPa) | 1.81 | 2.1 | 16% |

En la figura 4.14 se muestran la deformada y el mecanismo de falla, en los cuales se puede observar que la cortina se voltea aguas abajo y los esfuerzos a tensión en la base de la cortina superan la resistencia máxima de la mampostería.

La figura 4.15 muestra los mapas de esfuerzo obtenidos para esta condición de carga, en ellos se puede observar la concentración de esfuerzos en la base de la cortina y dan como resultado la pérdida de estabilidad de la cortina provocando el volteo. Así mismo existe una concentración importante de esfuerzos cortantes a lo alto de toda la cortina aguas abajo.

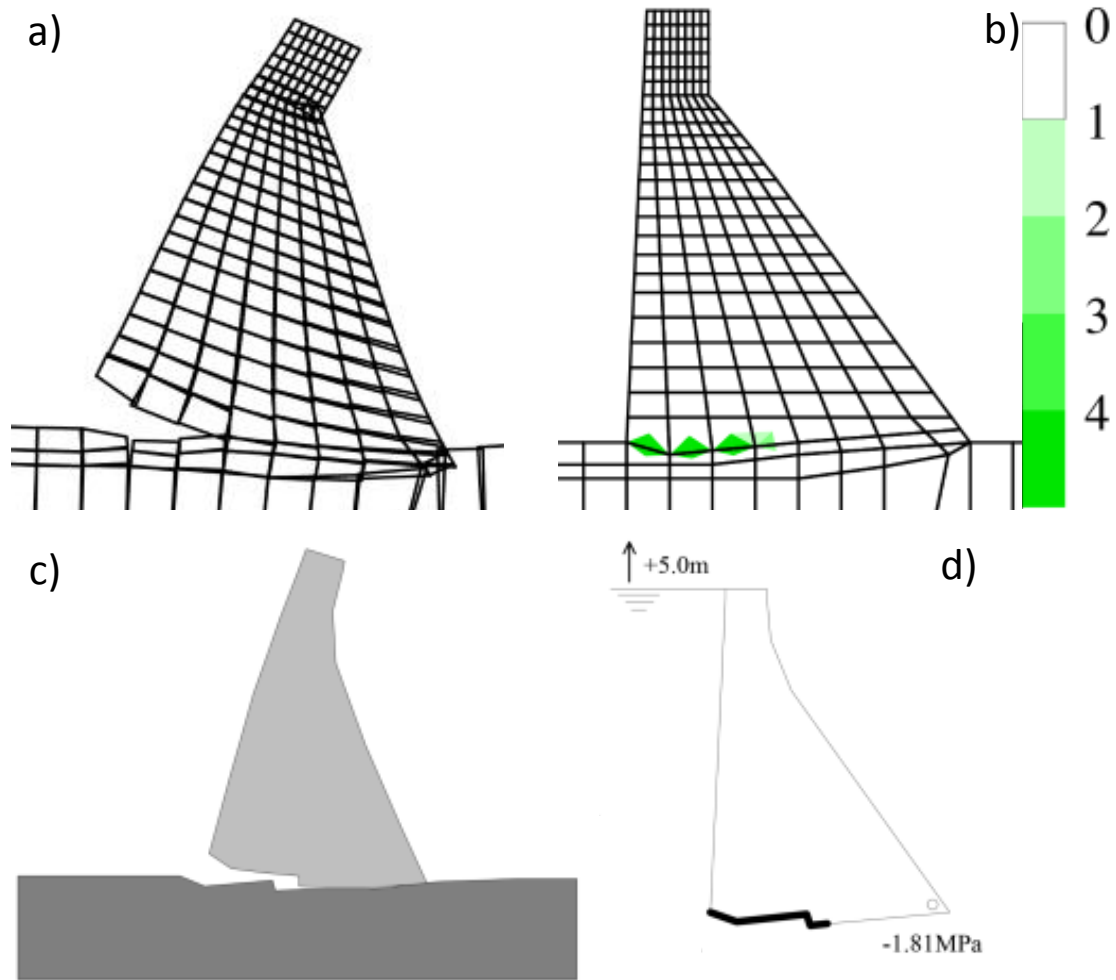


Figura 4.14. Deformada y mecanismo de falla tensión por peso propio más presión hidrostática, subpresión e incremento de cinco metros del tirante de agua por encima de la corona a-b) modelo de elementos rígidos, c-d) modelo de elementos discretos (Bretas, 2012)

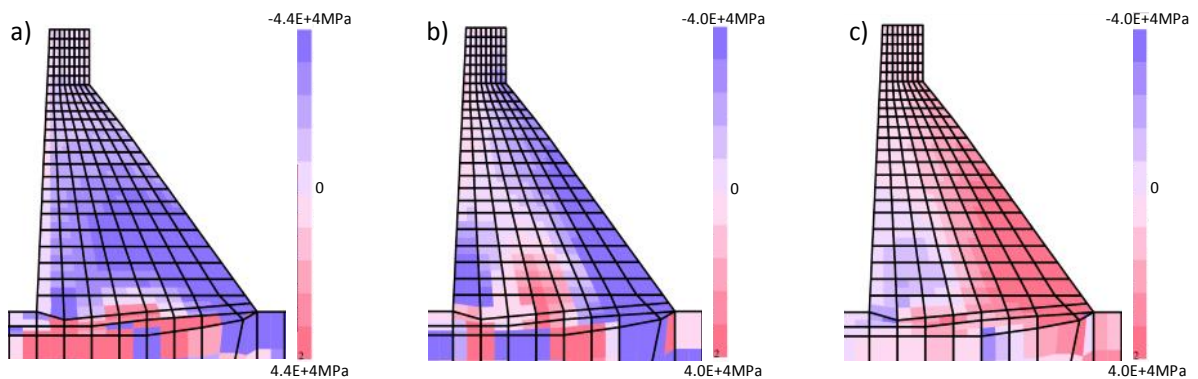


Figura 4.15. Mapas de esfuerzo por peso propio más presión hidrostática, subpresión e incremento de cinco metros del tirante de agua por encima de la corona a) Normales horizontales, b) Normales verticales, c) Cortante

4.3. Comentarios finales

Como se puede observar en todos los análisis con los que se compararon los resultados obtenidos por el método de los elementos rígidos presentan porcentajes de error bajos en la mayoría de los casos, mientras que en los que se muestran errores altos no son significativos físicamente y representan adecuadamente los mecanismos de falla, por lo que el programa XPRESAS es confiable para realizar el análisis no lineal de presas de mampostería ante diferentes tipos de carga estática.

Otra ventaja que tiene el programa XPRESAS, es que se puede obtener sin ningún costo, no requiere de ningún programa para ser instalado, el tiempo de modelado e interpretación de resultados es menor que en modelos tridimensionales, los mapas de esfuerzo y de daño son fáciles de interpretar debido a su interfaz gráfica.

CAPÍTULO V. ANÁLISIS NUMÉRICO

En vista de los resultados obtenidos con los análisis tradicionales, es necesario hacer una revisión más detallada de la seguridad de las presas en cuestión. Para ello se realizaron diversos análisis no lineales de cada cortina utilizando el programa XPRESAS de elementos rígidos. De este modo, para la presa El Cajón se hizo una variación de las propiedades mecánicas de los materiales en un análisis paramétrico, determinado cuál de ellas es la de mayor influencia en el comportamiento estructural de las presas de mampostería. Con estos resultados, fue posible observar los mecanismos de falla comunes en este tipo de construcciones para condiciones de carga más comunes, que son la presión hidrostática y el azolvamiento.

5.1. Presa El Cajón

Como referencia de análisis se tomó como base la presa El Cajón, ya que por tener una sección constante y una geometría regular es más sencillo el modelado y la interpretación de los resultados. Para un primer análisis se consideraron tres modelos diferentes evaluando las siguientes combinaciones:

- Propiedades límite inferior de la tabla 3.2 (Análisis 1)
- Propiedades límite superior de la tabla 3.2 (Análisis 2)
- Propiedades límite inferior de la tabla 3.2 más la cimentación (Análisis 3)

Para cada uno de los modelos se aplicó una sola combinación de carga, la presión hidrostática a la altura de la corona como una carga triangular y se le sumó el empuje ejercido por el azolve a dos tercios de la altura total de la cortina, el azolve fue considerado como un fluido viscoso independiente del agua.

La figura 5.1 muestra los mapas de daño del Análisis 1; en ellos se puede observar que la base de la cortina presenta daño por tensión aguas arriba justo en el talón de la cortina, ya que los esfuerzos que se presentan en esta zona son mayores a 0.2MPa, que es la resistencia máxima a tensión en este modelo. Si este tipo de daño estuviera presente en la cortina real provocaría filtraciones en la base, dependiendo de la profundidad y podría voltear la cortina, lo cual no ha pasado, por lo que la resistencia a tensión de la estructura debe ser mayor a la supuesta en este análisis.

Por otro lado, debido a la deformación de la cortina hacia aguas arriba se produce una concentración de compresión aguas abajo, generando un mecanismo de compresión diagonal al pie de la cortina, que se traduce en daño por cortante como se observa en la figura 5.1-c. La mampostería tiene un muy buen comportamiento ante cargas de compresión, lo cual se observa en la cortina El Cajón, en la cual no se muestra ningún tipo de daño de este tipo y los esfuerzos máximos se encuentran muy lejos de la resistencia máxima a compresión empleada en este análisis.

La figura 5.2 muestra los mapas de esfuerzo para la cortina del análisis 1, en los cuales se puede observar la compresión máxima aguas abajo de la cortina y una concentración importante de tensiones aguas arriba. Los mapas de esfuerzo coinciden con el nivel de daño mostrado en la figura 5.1, los cuales superan la resistencia máxima a tensión propuesta para este primer análisis.

Es evidente que las propiedades mecánicas empleadas en este primer análisis están por debajo de las reales, pues la presa real no presenta ningún tipo de daño; sin embargo, es una buena base para poder identificar los posibles mecanismos de falla. En la figura 5.3 se puede apreciar la deformada de la cortina,

en la cual se observa claramente cómo se levanta aguas arriba y los elementos aguas abajo se comprimen, la falla por volteo es evidente.

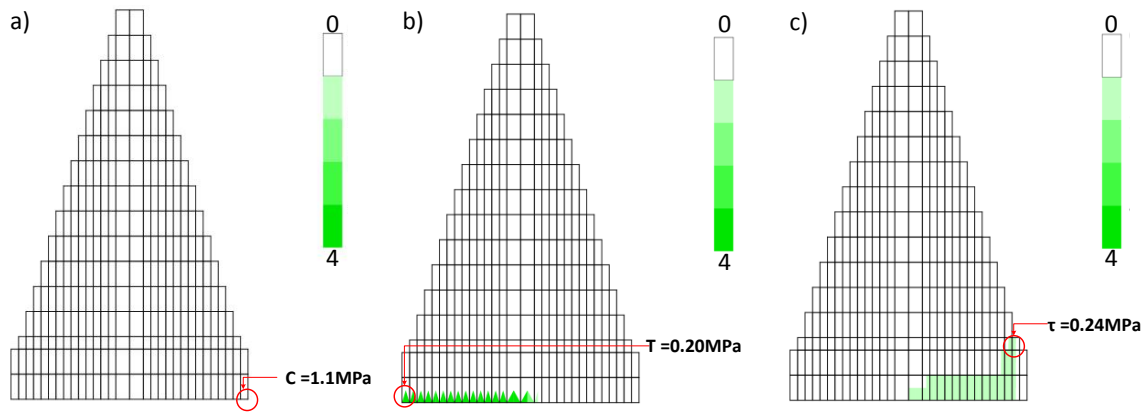


Figura 5.1. Mapas de daño por presión hidrostática más azolve (compresión, tensión y cortante) del análisis 1

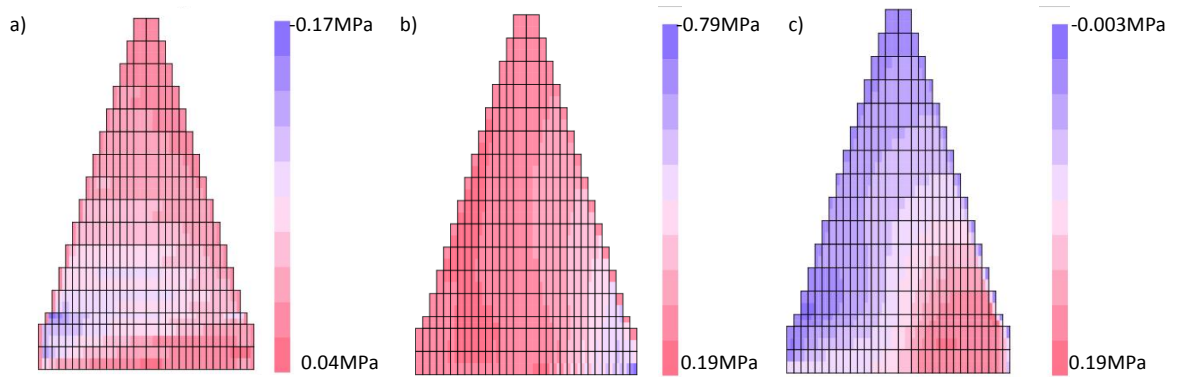


Figura 5.2. Mapas de esfuerzo por presión hidrostática más azolve (Normal horizontal, normal vertical y cortante) del análisis 1

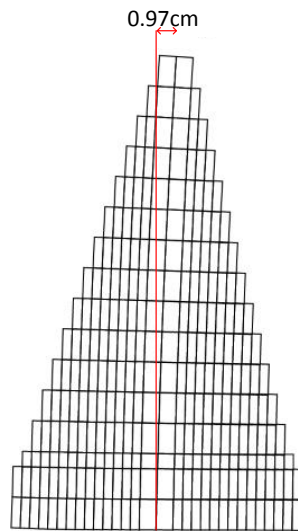


Figura 5.3. Deformada por presión hidrostática más azolve del análisis 1

La figura 5.4 muestra el mapa de daño de la presa El Cajón para el modelo del análisis 2. En este caso, la cortina no presenta ningún tipo de daño, su comportamiento es elástico lineal durante todo el análisis; lo cual va acorde al estado real de la estructura. En la figura 5.5 se puede observar que la distribución de esfuerzos es muy similar a la obtenida con el análisis 1, no obstante, más elementos se encuentran trabajando a compresión y los niveles de tensión en la base no superan la resistencia.

Sin embargo, en caso de que no se conozcan adecuadamente las propiedades mecánicas de los materiales y se utilicen sobre todo valores de la literatura como en este caso, es necesario hacer análisis paramétricos para ver cuáles son los parámetros que más influyen para buscar tener una mejor estimación de ellos. Para un primer análisis se puede considerar válido, pero es importante realizar un análisis paramétrico para determinar las propiedades mecánicas que mejor se ajusten al comportamiento real de la estructura y los parámetros que más influyen en el daño estructural.

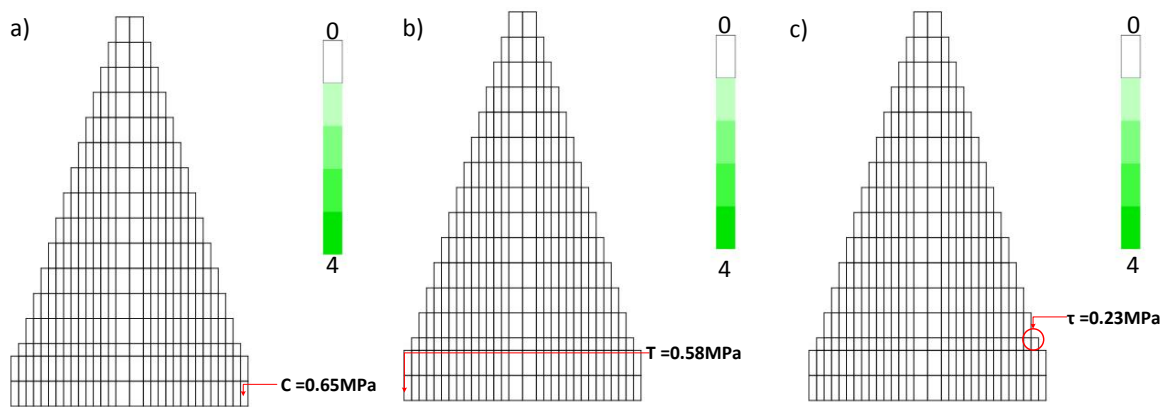


Figura 5.4. Mapas de daño por presión hidrostática más azolve (compresión, tensión y cortante) del análisis 2

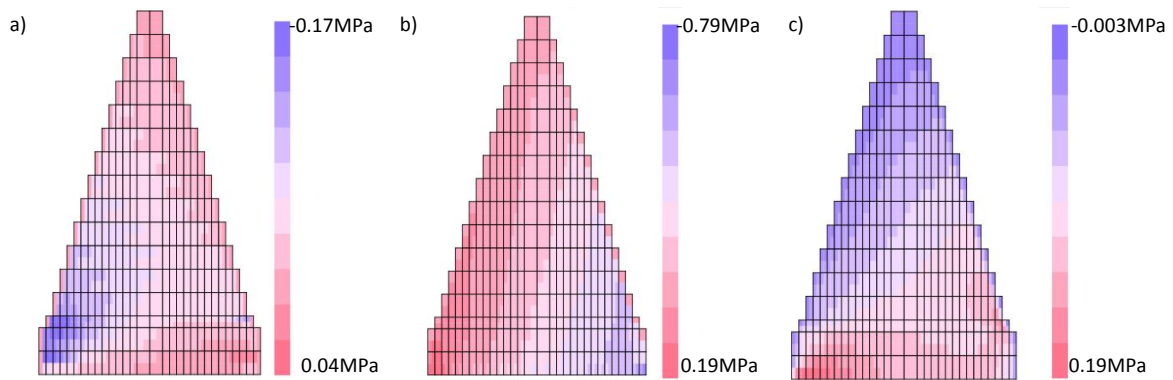


Figura 5.5. Mapas de esfuerzo por presión hidrostática más azolve ((Normal horizontal, normal vertical y cortante) del análisis 2

Finalmente se realizó un análisis para conocer la influencia de la cimentación en el comportamiento de la cortina, esta cimentación se consideró elástica, es decir, se puede deformar pero no presenta fallas durante el análisis. La figura 5.6 muestra el modelo completo de la cortina junto con la cimentación, la cual tiene una profundidad de 24, es decir 1.5 veces la altura total de la cortina. La figura 5.6 muestra también la deformada de la cortina, en la cual la cortina voltea aguas abajo y la cimentación se comprime hacia aguas arriba.

La figura 5.7 muestra los mapas de daño obtenidos para la presa El Cajón del análisis 3. En ella la propagación de daño es muy similar a la obtenida en el análisis 1, sin embargo, los daños por tensión se distribuyen mejor en la cimentación y se disminuye el daño por tensión en la base. Además, el daño por cortante se presenta por deslizamiento en el talón de la cortina, aunque el esfuerzo máximo de cortante se presenta en la base aguas abajo como en el análisis 1; esto se debe a que la deformación de la cimentación disminuye el efecto de compresión diagonal, pero el empuje de la cimentación ocasiona el deslizamiento de la cortina aguas arriba.

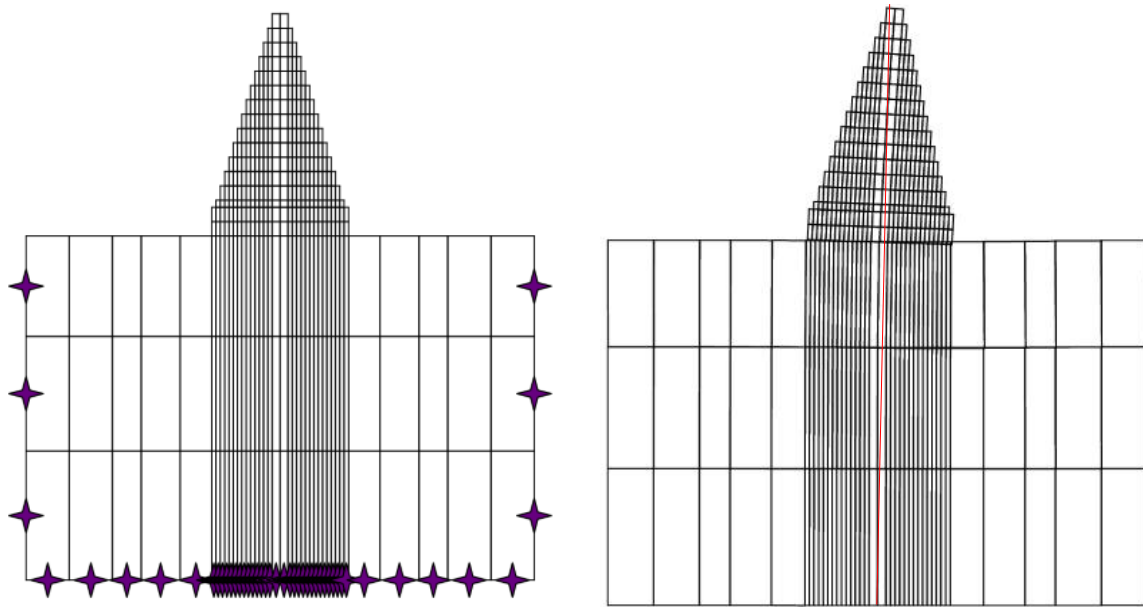


Figura 5.6. Modelo del análisis 3 y su deformada por presión hidrostática más azolve

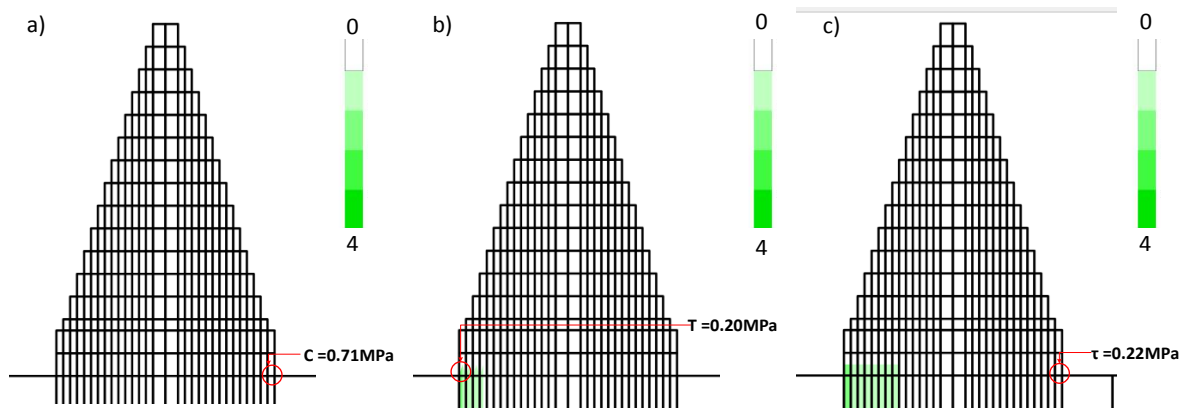


Figura 5.7. Mapas de daño por presión hidrostática más azolve (compresión, tensión y cortante) del análisis 3

La figura 5.8 muestra los mapas de esfuerzo obtenidos del análisis 3, en ellos se puede la distribución es muy parecida a la obtenida durante el análisis 1. Sin embargo, para tener una mejor idea de la influencia de la cimentación es necesario realizar una comparación numérica de ambos análisis; la tabla 5.1 muestra los resultados obtenidos del análisis 1, el análisis 2 y el análisis 3 comparando desplazamientos, esfuerzos máximos a tensión compresión y cortante. De cada uno de ellos se obtuvo el porcentaje de error tomando como base el análisis 1.

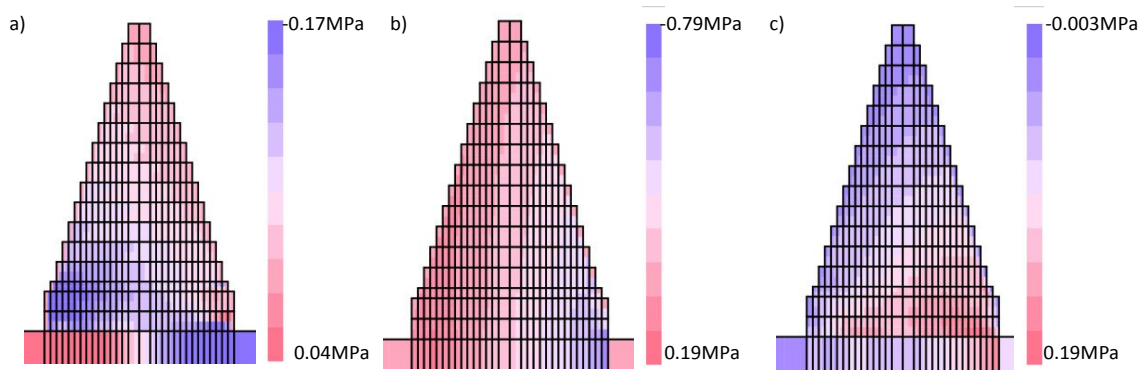


Figura 5.8. Mapas de esfuerzo por presión hidrostática más azolve (Normal horizontal, normal vertical y cortante) del análisis 3

Tabla 5.1. Resultados por presión hidrostática más presión del azolve

| | Análisis 1 | Análisis 2 | Análisis 3 | % (análisis 1 y análisis 2) | % (análisis 1 y análisis 3) |
|--|------------|------------|------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Desplazamientos horizontales (cm) | 0.97 | 0.10 | 1.11 | 90% | -14% |
| Desplazamientos Verticales (cm) | 0.28 | 0.003 | 0.24 | 99% | 14% |
| Esfuerzo máximo de compresión (MPa) | 1.10 | 0.65 | 0.71 | 41% | 35% |
| Esfuerzo máximo de tensión (MPa) | 0.20 | 0.58 | 0.20 | -190% | 0% |
| Esfuerzo máximo de cortante (MPa) | 0.24 | 0.23 | 0.20 | 4% | 8% |

La diferencia en porcentaje de los desplazamientos es muy grande, en el caso del análisis 2 se debe al módulo de elasticidad tan alto que posee, pues la rigidez de la estructura es cinco veces mayor, por lo que prácticamente no se mueve. Por otro lado, el error obtenido con la consideración de la cimentación se debe a que la cimentación presenta una cierta deformación desde la base y se acumula hasta la superficie, que sumado con el desplazamiento de la cortina se vuelve mayor que el de la base empotrada, aunque físicamente 0.14cm y 0.04cm de diferencia no influyen de manera importante en el comportamiento estructural.

Los esfuerzos de compresión obtenidos en los tres análisis son muy bajos en comparación de la resistencia de la mampostería, incluso considerando los 3MPa del límite inferior. Sin embargo la diferencia ente los análisis 1 y 2 se deben a que el modelo 2 presenta una mayor resistencia tanto a compresión como a tensión, por lo que los esfuerzos de compresión se distribuyen mejor. En cambio, la diferencia que se observa entre el modelo 1 y 3 se debe a que la deformación de la cimentación da lugar a una reducción de esfuerzos de compresión en la base.

En el esfuerzo máximo a tensión entre el análisis 1 y 2 se observa un error importante, esto se debe a la diferencia entre las propiedades mecánicas del material; pues mientras que con 0.2MPa para el análisis 1 y 8 la cortina ya falló, para el análisis 2 con 0.58MPa, aún se encuentra dentro del rango elástico lineal con una resistencia de 1MPa. Es el parámetro en el que más error se presenta, eso quiere decir, que la resistencia a tensión influye en gran medida en el comportamiento estructural de la cortina.

En este caso el esfuerzo máximo de cortante se da por compresión diagonal y los porcentajes de error entre un análisis y otro son bajos y físicamente no son representativos, a pesar de las diferencias en las propiedades mecánicas de los materiales. No obstante, los mapas de daño de cada uno de los modelos muestran que esta propiedad aunque numéricamente no tiene variación, dentro del comportamiento estructural puede dar como resultado mecanismos de daño distintos.

Con base en lo observado en los modelos límite (análisis 1 y 3) se puede decir que si bien la cimentación influye en el comportamiento estructural, no afecta de manera importante los resultados obtenidos, incluso el comportamiento es más desfavorable al considerar la cortina como empotrada, por lo que en análisis posteriores todas la cortinas se evaluarán como empotradas.

Como parte del análisis se calculó la posición de la resultante para la cortina El Cajón (figura 5.9). Se puede observar que se encuentra fuera del tercio medio de la sección, al igual que la obtenida con los métodos tradicionales. Dicha resultante se encuentra a 0.91m del pie de la cortina, mientras que en los otros métodos la posición la resultante se encontraba a 2.6m del pie de la cortina; esto significa un error del 65%, siendo un valor muy elevado para la resultante. Esto se debe principalmente a que un método de análisis es más refinado que el otro y toma en cuenta la carga normal que existe en cada uno de los elementos, dando lugar a un análisis menos conservador, pero más cercano a la realidad.

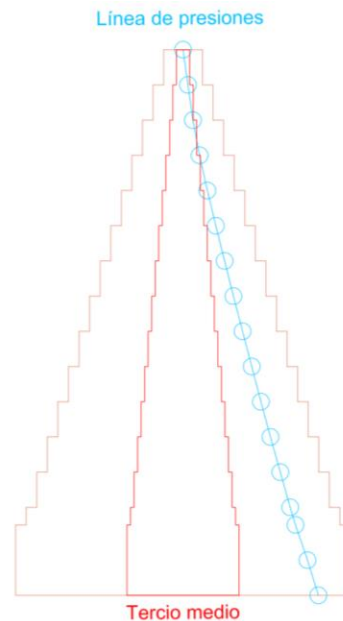


Figura 5.9. Posición de la fuerza resultante de la presa El Cajón

Físicamente la posición de esta resultante puede ser alarmante pues en condiciones de diseño esto sería inaceptable, sin embargo, la presa aún se encuentra en funcionamiento y no ha presentado ningún problema de gravedad en más de cien años. Como ingenieros es importante entender el comportamiento de este tipo de estructuras y los factores que influyen para que la cortina se mantenga en pie.

Con base en lo observado en los modelos límite (análisis 1 y 2) se realizó un análisis paramétrico, en el cual se consideraron cuatro propiedades mecánicas del material que podrían tener mayor influencia dentro del comportamiento de la mampostería (ángulo de fricción interna, cohesión, resistencia a la tensión y módulo de elasticidad).

Para cada una se consideraron cinco valores diferentes, donde el valor intermedio toma las propiedades del análisis 1 como base, estas propiedades se fueron cambiando de uno en uno manteniendo todas las demás con las propiedades del análisis 1. La tabla 5.2 muestra con detalle los parámetros utilizados para cada uno de los análisis.

Tabla 5.2. Propiedades mecánicas para análisis paramétrico

| Parámetro | A | B | C | D |
|-----------------|-----------------------------------|---------------------|-------------------------------------|----------------------------------|
| Modelo | Ángulo de fricción interna | Cohesión MPa | Resistencia a la tensión Mpa | Módulo de elasticidad Gpa |
| 0 | 0° | - | 0 | - |
| 1 | 30° | 0.1 | 0.1 | 1 |
| 2 (base) | 37° | 0.2 | 0.2 | 2 |
| 3 | 41° | 0.4 | 0.4 | 4 |
| 4 | 46° | 0.6 | 0.6 | 6 |

La tabla 5.3 muestra los resultados obtenidos de la variación del ángulo de fricción interna (Parámetro A). En ella se puede observar que este parámetro no influye en gran medida dentro del comportamiento estructural, pues los esfuerzos máximos de tensión y compresión se mantienen exactamente iguales de un ángulo de 0° a uno de 46°, mientras que en los desplazamientos y los esfuerzos máximos de cortante se presenta un cambio, este no es representativo físicamente. Esto se puede observar gráficamente en la figura 5.10, en la que permanece prácticamente lineal todo el tiempo.

Tabla 5.3. Resultados con la variación del ángulo de fricción interna

| Modelo | A-0 | A-1 | A-2 | A-3 | A-4 |
|--|-----|------|------|------|------|
| Desplazamientos(cm) | 1.1 | 0.99 | 0.98 | 0.97 | 0.97 |
| Esfuerzo máximo de compresión (MPa) | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.1 |
| Esfuerzo máximo de tensión (MPa) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| Esfuerzo máximo de cortante (MPa) | 0.2 | 0.23 | 0.25 | 0.25 | 0.25 |

La tabla 5.4 muestra los resultados obtenidos de la variación de la cohesión (parámetro B) en el comportamiento estructural de la presa El Cajón. En este análisis no es posible considerar una cohesión nula, ya que se está empleando un modelo Mohr-Coulomb y las hipótesis de este método consideran que para una cohesión igual a cero la resistencia a tensión también debe ser igual a cero, de este modo el valor más bajo para el análisis se consideró de 0.1MPa. Para este análisis se puede observar una mayor influencia que con el ángulo de fricción interna pues los desplazamientos y los esfuerzos se reducen conforme aumenta la cohesión del material, excepto en el de tensión, pues en este caso se supera la resistencia mínima en cada análisis. También se puede observar que para esta presa la cohesión mantiene un comportamiento igual a partir de los 0.4MPa.

Tabla 5.4. Resultados con la variación de la cohesión

| Modelo | B-1 | B-2 | B-3 | B-4 |
|--|------|------|------|------|
| Desplazamientos (cm) | 0.52 | 0.98 | 0.71 | 0.71 |
| Esfuerzo máximo de compresión (MPa) | 2.2 | 1.1 | 0.86 | 0.86 |
| Esfuerzo máximo de tensión (MPa) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| Esfuerzo máximo de cortante (MPa) | 0.05 | 0.14 | 0.21 | 0.21 |

La tabla 5.5 muestra los resultados obtenidos de la variación de la resistencia a tensión (parámetro C), en la cual los desplazamientos y los esfuerzos se ven afectados. Los esfuerzos de tensión aumentan pero los demás se reducen, a partir de 0.4MPa de resistencia a tensión, el comportamiento de la cortina se vuelve elástico lineal.

Tabla 5.5. Resultados con la variación de la resistencia a tensión

| Modelo | C-0 | C-1 | C-2 | C-3 | C-4 |
|--|------------|------------|------------|------------|------------|
| Desplazamientos (cm) | 4.78 | 1.49 | 0.98 | 0.52 | 0.52 |
| Esfuerzo máximo de compresión (MPa) | 1.5 | 1.4 | 1.1 | 0.64 | 0.64 |
| Esfuerzo máximo de tensión (MPa) | 0 | 0.1 | 0.2 | 0.39 | 0.41 |
| Esfuerzo máximo de cortante (MPa) | 0.2 | 0.22 | 0.18 | 0.09 | 0.09 |

La figura 5.6 muestra los resultados obtenidos de la variación del módulo de elasticidad (parámetro D), en el cual sólo se ven afectados los desplazamientos máximos de la estructura, esto se debe a la rigidez que se encuentra en la cortina, entre más rígida menor desplazamiento, es por eso que no es posible considerar un módulo de elasticidad cero, pues esto generaría desplazamientos infinitos y matemáticamente la matriz de rigideces no tendría solución. Además, la distribución de esfuerzos sería exactamente la misma sin importar cuanto se desplace la estructura, por lo que la variación de este parámetro no influye en el comportamiento estructural de la cortina.

Tabla 5.6. Resultados con la variación del módulo de elasticidad

| Modelo | D-1 | D-2 | D-3 | D-4 |
|--|------------|------------|------------|------------|
| Desplazamientos (cm) | 1.48 | 0.79 | 0.45 | 0.32 |
| Esfuerzo máximo de compresión (MPa) | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.1 |
| Esfuerzo máximo de tensión (MPa) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| Esfuerzo máximo de cortante (MPa) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |

La figura 5.10 muestra un resumen gráfico de los análisis paramétricos realizados; en ella se puede ver claramente que el parámetro C (resistencia a la tensión) es el que más influye en el comportamiento estructural para cada uno de los parámetros, seguido del parámetro B (cohesión), que modifica principalmente la distribución de los esfuerzos de compresión y cortante, en los desplazamientos y en la resistencia a tensión no modifica el comportamiento de la cortina.

Por otro lado, parámetro D (módulo de elasticidad) únicamente influye en los desplazamientos, pero en menor medida que el parámetro C, en cuanto a los esfuerzos prácticamente tiene un comportamiento lineal en todos los casos. Finalmente, el parámetro A no influye en ningún aspecto, en casi todos los casos mantiene un comportamiento lineal a excepción de los desplazamientos.

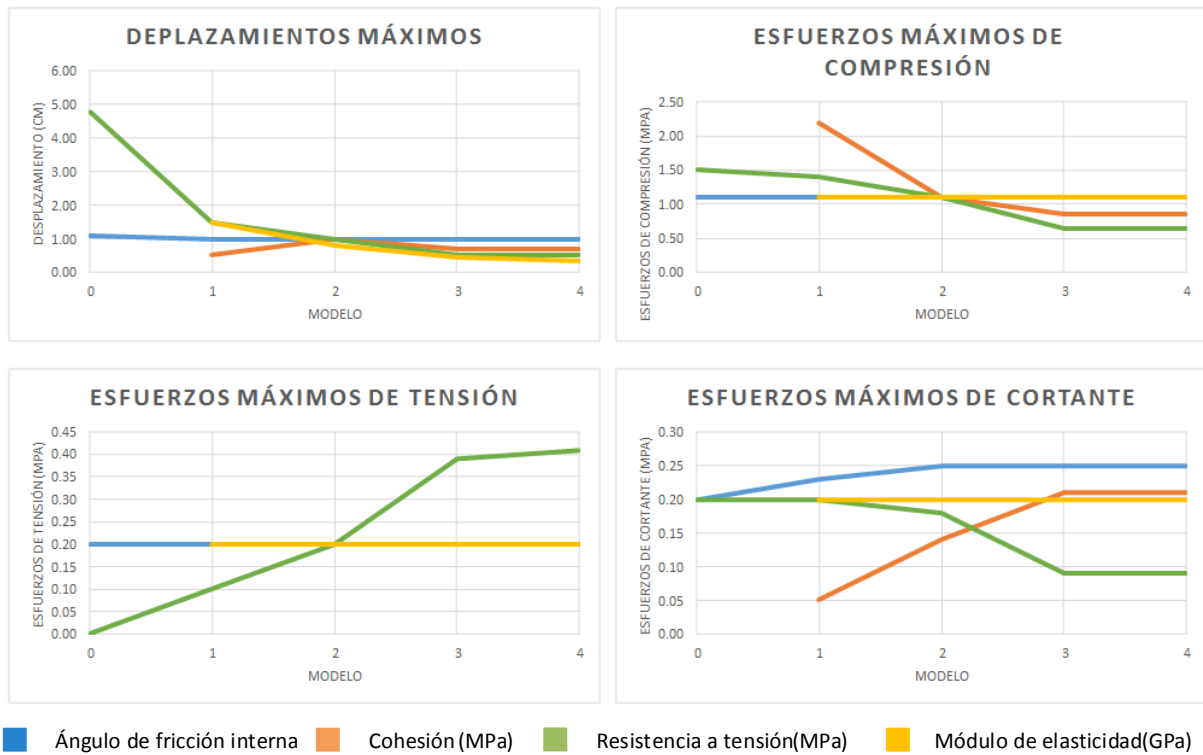


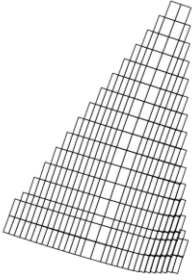
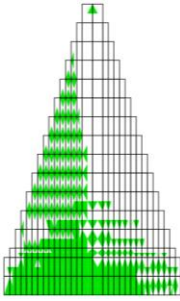
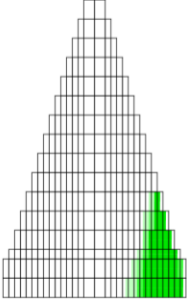
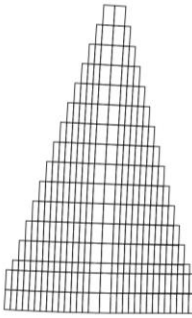
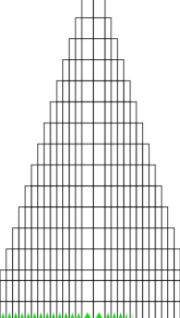
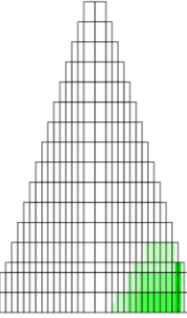
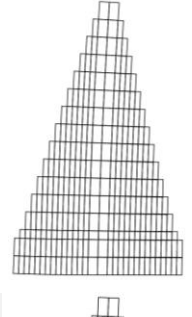
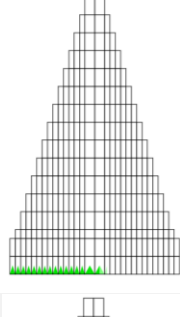
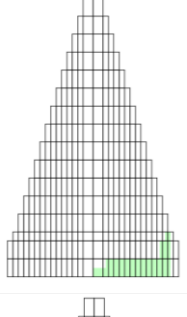
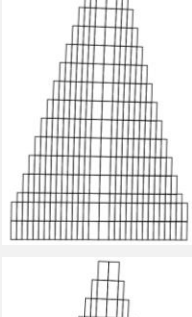
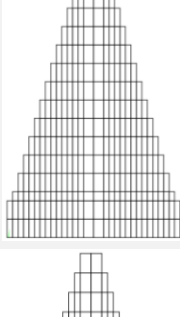
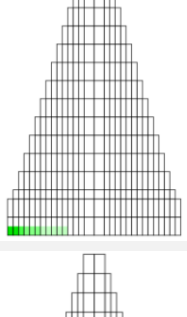
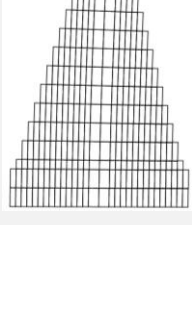
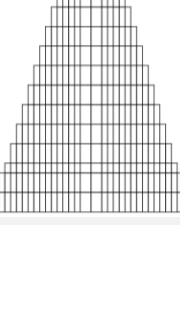
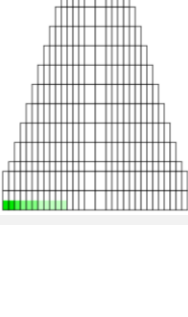
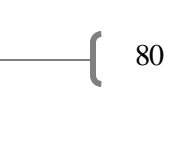


Figura 5.10. Análisis paramétrico

Como la resistencia a tensión es el valor que más influye en el comportamiento mecánico de la mampostería se decidió hacer una comparación de los daños por tensión y cortante considerando los valores del parámetro C mostrados en la tabla 5.2.

Los resultados mostrados en la tabla 5.7 indican que para una resistencia a tensión igual a cero, toda la cortina aguas arriba falla por tensión, no se observa ningún problema por compresión; aunque por cortante existe una zona de daño por compresión diagonal aguas abajo. Posteriormente, se aumentó la resistencia a tensión a 1MPa y el comportamiento estructural de la cortina cambió totalmente, pues ahora únicamente se observa daño por tensión en el talón y por cortante en el pie de la cortina, este comportamiento de reducción de daño por tensión continua hasta desaparecer conforme aumenta la resistencia a tensión.

Sin embargo, se pueden observar daños por cortante, los cuales son por compresión diagonal cuando la resistencia a tensión es menor que la cohesión, se reducen cuando la cohesión y la resistencia a tensión son del mismo orden y se presenta daño por deslizamiento cuando la cohesión es menor que la resistencia a tensión.

Tabla 5.7. Mapas de daño para la variación de la resistencia a tensión

| Resistencia | Resultados | Deformada | Daño por tensión | Daño por cortante |
|----------------|-----------------------------|---|--|---|
| 0 MPa | $D_{max} = 4.78\text{cm}$ |  |  |  |
| | $\sigma_c = 1.44\text{MPa}$ | | | |
| | $\sigma_t = 0\text{MPa}$ | | | |
| 0.1 MPa | $\tau' = 0.25\text{MPa}$ |  |  |  |
| | $D_{max} = 0.75\text{cm}$ | | | |
| | $\sigma_c = 0.96\text{MPa}$ | | | |
| 0.2 MPa | $\sigma_t = 1\text{MPa}$ |  |  |  |
| | $\tau' = 0.21\text{MPa}$ | | | |
| | $\sigma_c = 0.74\text{MPa}$ | | | |
| 0.4 MPa | $\sigma_t = 0.20\text{MPa}$ |  |  |  |
| | $\tau' = 0.20\text{MPa}$ | | | |
| | $\sigma_c = 0.66\text{MPa}$ | | | |
| 0.6 MPa | $\tau'' = 0.20\text{MPa}$ |  |  |  |
| | $D_{max} = 0.53\text{cm}$ | | | |
| | $\sigma_c = 0.66\text{MPa}$ | | | |
| 0.6 MPa | $\sigma_t = 0.37\text{MPa}$ |  |  |  |
| | $\tau' = 0.18\text{MPa}$ | | | |
| | $\sigma_c = 0.66\text{MPa}$ | | | |

5.2. Presa El Refugio

Conforme a lo observado en el comportamiento estructural de la presa El Cajón, para la presa El Refugio se realizó una menor cantidad de análisis. Para una primera evaluación se consideraron dos modelos diferentes considerando las siguientes combinaciones:

- Propiedades límite inferior de la tabla 3.2 (Análisis 1)
- Propiedades límite superior de la tabla 3.2 (Análisis 2)

Al igual que en la presa El Cajón, para cada uno de los modelos se aplicó una sola combinación de carga, la presión hidrostática a la altura de la corona como una carga triangular y se le sumó el empuje ejercido por el azolve a dos tercios de la altura total de la cortina, el azolve fue considerado como un fluido viscoso independiente del agua.

La figura 5.11 muestra los mapas de daño del Análisis 1; en ellos se puede observar que la base de la cortina presenta daño por tensión aguas arriba justo en el talón de la cortina, ya que los esfuerzos que se presentan en esta zona son mayores a 0.2MPa, que es la resistencia máxima a tensión en este modelo. En este caso la cortina presenta un daño moderado por cortante muy cerca del talón, esto se debe a su geometría. La mampostería tiene un muy buen comportamiento ante cargas de compresión, lo cual se observa en la cortina de la presa El Refugio, en la cual no se muestra ningún tipo de daño de este tipo y los esfuerzos máximos se encuentran muy lejos de la resistencia máxima a compresión empleada en este análisis.

La figura 5.12 muestra los mapas de esfuerzo para la cortina del análisis 1, en los cuales se puede observar la compresión máxima aguas abajo de la cortina y una concentración importante de tensiones aguas arriba. Los esfuerzos por cortantes se presentan en forma diagonal, teniendo el máximo en la base aguas arriba, muy cerca del talón. Los mapas de esfuerzo coinciden con el nivel de daño mostrado en la figura 5.11, los cuales superan la resistencia máxima a tensión propuesta para este primer análisis.

Si bien las propiedades mecánicas empleadas en este primer análisis están por debajo de las reales, pues la presa real no presenta ningún tipo de daño, es una buena base para poder identificar los posibles mecanismos de falla. En la figura 5.13 se puede apreciar la deformada de la cortina, en la cual se observa claramente cómo se desplaza horizontalmente en la corona, mientras que en la base prácticamente no hay desplazamiento vertical, provocando compresión diagonal en los elementos cercanos al talón, esto explica el ligero daño por cortante observado en la figura 5.11.

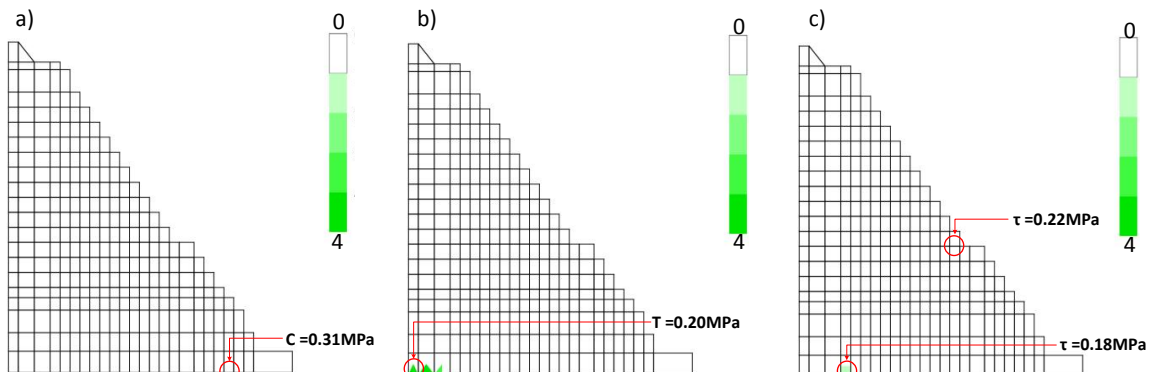


Figura 5.11. Mapas de daño por presión hidrostática más azolve (a) compresión, b) tensión y c) cortante) del análisis 1

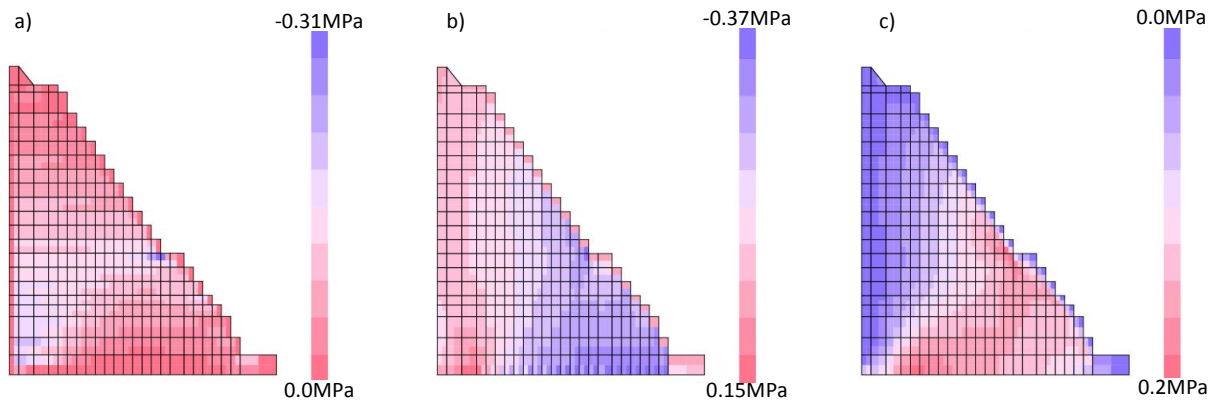


Figura 5.12. Mapas de esfuerzo por presión hidrostática más azolve (Normal horizontal, normal vertical y cortante) del análisis 1

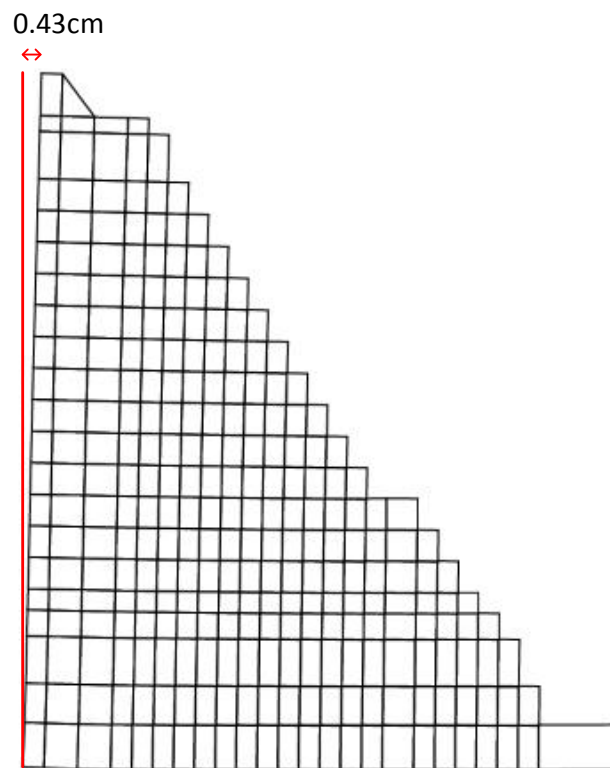


Figura 5.13. Deformada por presión hidrostática más azolve del análisis 1

La figura 5.14 muestra el mapa de daño de la presa El Refugio para el modelo del análisis 2. En este caso, la cortina no presenta ningún tipo de daño, su comportamiento es elástico lineal durante todo el análisis; lo cual va acorde al estado real de la estructura. En la figura 5.15 se puede observar que la distribución de esfuerzos es muy similar a la obtenida con el análisis 1, no obstante, más elementos se encuentran trabajando a compresión y los niveles de tensión en la base no superan la resistencia.

Al igual que en El Cajón, es muy probable que se estén sobreestimando las propiedades de los materiales, provocando que las conclusiones de este trabajo no sean correctas. Para un primer análisis se puede considerar válido, sin embargo, es importante considerar la influencia de la resistencia a tensión en el comportamiento estructural de la presa El refugio, al igual que en la presa El Cajón.

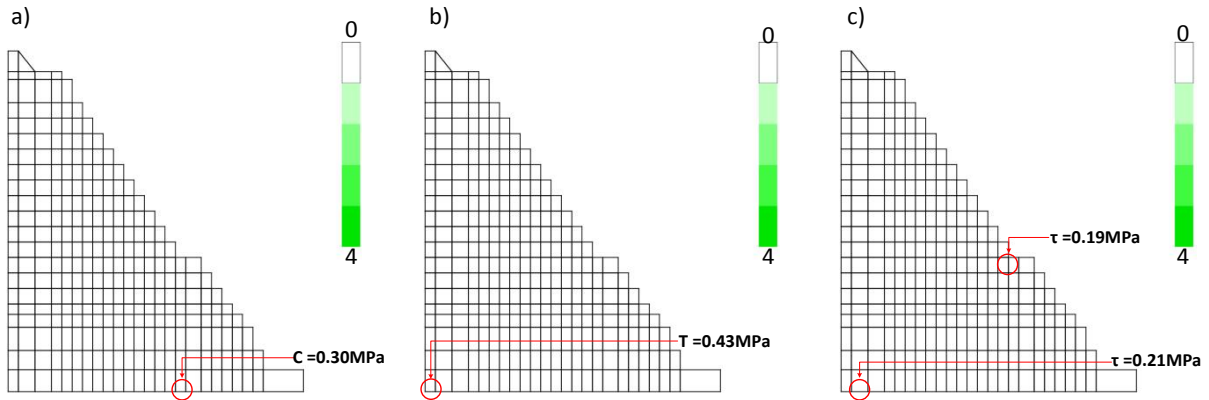


Figura 5.14. Mapas de daño por presión hidrostática más azolve (a) compresión, b) tensión y c) cortante) del análisis 1

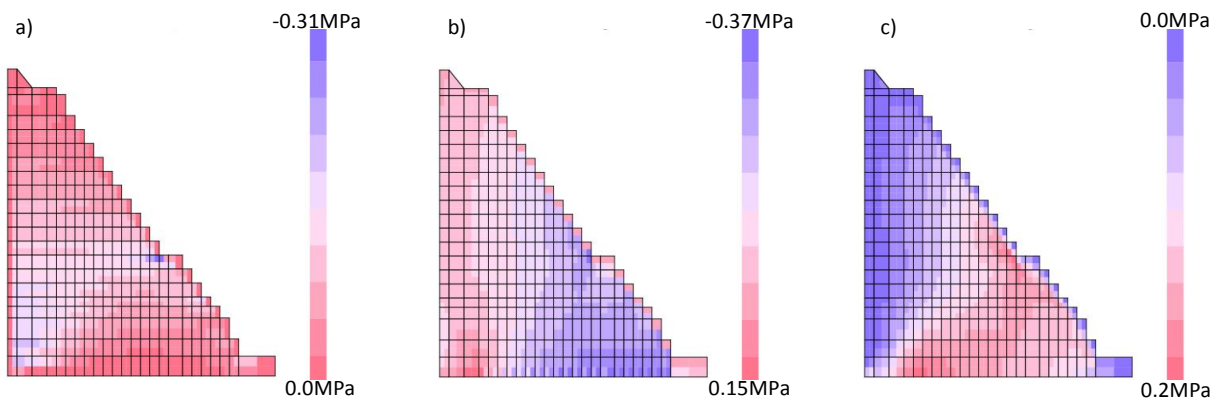


Figura 5.15. Mapas de esfuerzo por presión hidrostática más azolve (Normal horizontal, normal vertical y cortante) del análisis 1

Como parte del análisis se calculó la posición de la resultante de la presa El Refugio (figura 5.9). Se puede observar que se encuentra fuera del tercio medio de la sección, al igual que la obtenida con los métodos tradicionales. Dicha resultante se encuentra a 4.7m, justo en el borde del tercio medio de la sección, mientras que en los otros métodos la posición la resultante se encuentra a 2.9m del pie de la cortina; esto significa un error del 62%, siendo un valor muy elevado para la posición de la resultante. Esto se debe principalmente a que un método de análisis es más refinado que el otro y toma en cuenta la carga normal que existe en cada uno de los elementos, dando lugar a un análisis menos conservador, pero más cercano a la realidad.

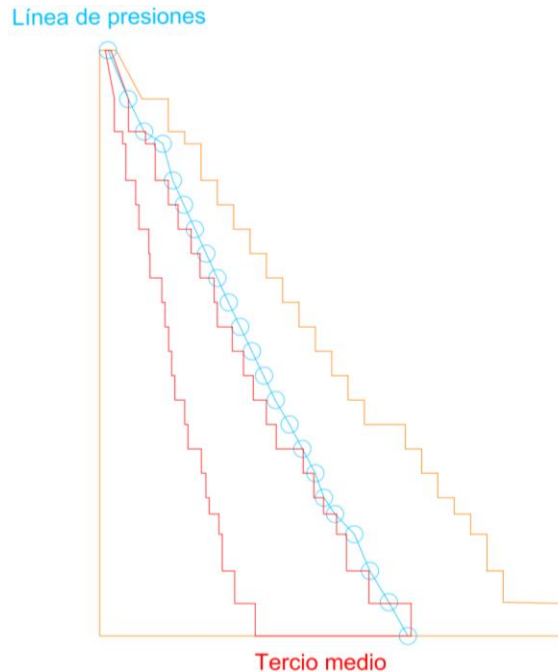


Figura 5.16. Posición de la fuerza resultante de la presa El Refugio

Para la presa El Refugio se realizaron diversos análisis variando la resistencia a tensión del material, como se muestra en la tabla 5.8. De los resultados se puede observar que la resistencia a tensión afecta notablemente en los mecanismos de daño de la cortina, pues con una resistencia nula la presa se daña prácticamente en su totalidad, sobre todo en la parte central, sin embargo, no presenta ningún problema por cortante, pues es un volteo en la zona central de la cortina.

Cuando se aumenta a 0.1MPa la resistencia a tensión, el comportamiento estructural cambia completamente, pues los daños únicamente se presentan en el talón de la cortina, al igual que con la resistencia de 0.2MPa. Para el caso de la resistencia de 0.4MPa el nivel de daño por tensión es muy bajo, mientras que para 6 no existe. No obstante cuando la resistencia a tensión es más alta que la cohesión del material, esto produce daños de cortante en el talón de la cortina, por lo que la cohesión debe aumentar proporcionalmente con la resistencia a tensión, pues estos dos parámetros son los que más alteran el comportamiento estructural de las presas de mampostería.

| Tabla 5.8. Mapas de daño para la variación de la resistencia a tensión | | | | |
|--|-----------------------------|-----------|------------------|-------------------|
| Resistencia | Resultados | Deformada | Daño por tensión | Daño por cortante |
| 0 MPa | $D_{max} = 0.48\text{cm}$ | | | |
| | $\sigma_c = 0.33\text{MPa}$ | | | |
| | $\sigma_t = 0\text{MPa}$ | | | |
| | $\tau = 0.22\text{MPa}$ | | | |
| 0.1 MPa | $D_{max} = 0.46\text{cm}$ | | | |
| | $\sigma_c = 0.30\text{MPa}$ | | | |
| | $\sigma_t = 0.10\text{MPa}$ | | | |
| | $\tau' = 0.22\text{MPa}$ | | | |
| 0.2 MPa | $D_{max} = 0.43\text{cm}$ | | | |
| | $\sigma_c = 0.63\text{MPa}$ | | | |
| | $\sigma_t = 0.20\text{MPa}$ | | | |
| | $\tau' = 0.22\text{MPa}$ | | | |
| 0.4 MPa | $D_{max} = 0.39\text{cm}$ | | | |
| | $\sigma_c = 0.31\text{MPa}$ | | | |
| | $\sigma_t = 0.33\text{MPa}$ | | | |
| | $\tau' = 0.23\text{MPa}$ | | | |
| 0.6 MPa | $D_{max} = 0.39\text{cm}$ | | | |
| | $\sigma_c = 0.30\text{MPa}$ | | | |
| | $\sigma_t = 0.34\text{MPa}$ | | | |
| | $\tau' = 0.21\text{MPa}$ | | | |

5.3. Análisis comparativo de resultados

En ambas presas se pueden apreciar comportamientos muy semejantes, en ambos casos, se presenta daño por tensión en el talón e la cortina con las propiedades del límite inferior lo cual no se presenta en la realidad para ninguna, esto quiere decir que las propiedades se están subestimando. Mientras que con el límite superior no se presenta ningún tipo de daño, pero se pueden estar sobreestimando las propiedades mecánicas de los materiales. Por lo que el análisis paramétrico fue de gran utilidad para comprender cuál de las propiedades es la que tiene mayor influencia, mostrando que la resistencia a tensión y la cohesión son las principales, siendo que en los métodos de diseño tradicionales estas dos propiedades se consideran nulas.

En ambas presas se puede observar claramente que la influencia de la resistencia a tensión es de gran importancia en el comportamiento estructural, pues el nivel de daño cambia completamente al aumentarla. Con la baja resistencia a tensión se observa que el principal problema de las presas de mampostería es el volteo pues los daños comienzan a presentarse en el talón de la cortina, es evidente que si estas dos presas aún se encuentran en pie es debido a su resistencia. Es muy aventurado afirmar que la resistencia a tensión de estas estructuras se encuentra alrededor de 0.4MPa, sin embargo, en ambas presas este es el valor en el que el comportamiento comienza a ser elástico lineal, tal como se encuentran en la realidad.

Además, en los análisis paramétricos de la resistencia a tensión, la cohesión se mantuvo constante, dando como resultado daños por cortante en ambas presas, que se reducen cuando la resistencia a tensión y la cohesión son del mismo orden. Por lo general cuando aumenta una propiedad del material las demás también lo hacen, en este caso se puede observar que la cohesión y la resistencia a tensión de la mampostería se encuentran en el mismo orden y quizá la cohesión ligeramente mayor.

En el caso de la presa el refugio se puede observar una mayor estabilidad que en la presa El Cajón, pues para El Refugio, la resultante se encuentra justo en el borde del tercio medio de la base, mientras que para El Cajón se encuentra muy cerca del borde de la cortina; esto se debe a su geometría.

CONCLUSIONES

Las presas en general son estructuras muy importantes para el desarrollo de la sociedad y la falla de este tipo de estructuras genera grandes pérdidas humanas, económicas y en este caso históricas. Por eso que garantizar su estabilidad estructural es de gran importancia sobre todo porque aún se encuentran en funcionamiento.

Si bien el proceso constructivo de las presas analizadas en este trabajo es desconocido, los métodos tradicionales basados en la posición de la fuerza resultante, muestran que las cortinas no cumplen con los requisitos mínimos de seguridad. Esto se debe a que son métodos muy conservadores, pues dentro de las hipótesis básicas consideran que la resistencia a tensión es nula, se desprecia la cohesión del material y la subpresión se encuentra presente durante toda la vida útil de la estructura, lo cual no se presenta en la realidad y puede considerarse como un factor de seguridad adicional al de la posición de la resultante dentro del tercio medio de la base.

La etapa de validación del modelo numérico es muy importante, pues es una forma de saber si la herramienta de análisis es la adecuada para el tipo de estructura. En este caso el MER dio muy buenos resultados en comparación con el MED, pues el comportamiento estructural fue muy similar. El MER es una herramienta de gran utilidad cuando se requiere de análisis no lineales de estructuras de mampostería, pues al ser un medio semicontinuo, permite identificar los desplazamientos y las deformaciones de los elementos de una forma muy clara; además, los mapas de son de gran utilidad para identificar las zonas de mayor vulnerabilidad de la estructura rápidamente.

De los resultados obtenidos con los modelos numéricos se pudo observar que el mecanismo de falla principal es por volteo, según la geometría de la cortina puede voltear en la base o en un plano diferente de la cortina. Además como consecuencia de la deformación de la estructura se presentan daños por compresión diagonal, ya sea al pie de la cortina o en alguna zona intermedia dependiendo también de la geometría de la estructura. Las presas de mampostería por lo regular no presentan daño por compresión, pues este material tiene un excelente comportamiento ante este tipo de carga, es por eso que en el diseño se procura que todas las cargas se encuentren en compresión y que no existan tensiones en ningún plano de la cortina.

El cálculo de la posición de la resultante es importante, pues al igual que en los métodos tradicionales esta se encuentra fuera del tercio medio de la base, dando como resultado un desequilibrio en las fuerzas actuantes y las resistentes, lo cual llevo a realizar un análisis paramétrico que indica que la resistencia a tensión de la mampostería es la propiedad de mayor influencia en el comportamiento estructural, pues conforme aumenta dicha resistencia, los daños observados en la cortina se reducen. Por otro lado, es importante resaltar que la cohesión es una propiedad que también afecta en el comportamiento estructural de la cortina y que cuando la cohesión es menor que la resistencia a tensión se presentan daños por deslizamiento, es por eso que si la resistencia a tensión aumenta la cohesión debe de aumentar también.

Debido a los alcances de este trabajo únicamente se analizaron dos presas de sección constante, pero para poder definir de mejor forma el comportamiento estructural de las presas es necesario analizar un mayor número de ellas, incluyendo también presas con contrafuertes y así identificar la influencia de estos elementos en el comportamiento estructural.

REFERENCIAS

Arredondo, B., (2015), “El albarradón de Nezahualcoyotl, siglo XX, estado actual”. <http://vamonosalbable.blogspot.mx/2015/03/el-albarradon-de-san-cristobal.html>. (14 de octubre de 2015, 12:36)

Biblioteca Nacional de Antropología e Historia, Instituto Nacional de Antropología e Historia (BNAH INAH, 2014). “Lienzo de Zacatepec número 2”, <http://static.animalpolitico.com/wp-content/uploads/2014/09/lienzo-de-zacatepec.-siglo-xvi.-oaxaca.-tela.-bna-h-inah.jpg> (5 de enero de 2015)

Binda, L., (1996). “The knowledge of materials and construction techniques: an important step for the evaluation of masonry structures”. Proc. Learning from Practice II, Los Ángeles.

Bitrán, D., Domínguez, L., Durán, R., Fuentes O., García, N., Jiménez, M., López, o., Matías, L., Reyes, C., Salas, M., y Zepeda, O., (2003). “Impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en la República Mexicana en el año 2002”, Serie. Impacto Socioeconómico de los desastres en México, volumen 4, Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), México D.F.

Boffi, G. y Casolo, S., (1998). “Non-linear dynamic analyses of masonry arches”, Workshop on Seismic Performance of Monuments, “Monument-98”, Lisboa, Portugal, pp. 99–108.

Bretas, E., (2012). “Desosnvolvimento de um modelo de elementos discretos para o estudo de barragens gravidade em alvenaria”, Tesis doctoral, Universidade do Minho.

Casolo, S. y Peña F., (2005). “Modelo de elementos rígidos para el análisis estructural de estructuras de mampostería”. Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y Diseño en Ingeniería. Volumen 21, 2 pp. 193-211.

Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008). “Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo” Comisión Federal de Electricidad (CFE), México D.F.

Comisión Nacional del Agua (CONAGUA, 2009). “Semblanza histórica del agua en México”, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT), México D.F.

Comisión Nacional del Agua, (CONAGUA, 2015). “Sistema de Seguridad de Presas” <http://201.116.60.136/inventario/hinicio.aspx> (12 de agosto de 2015).

Creager, W., (1917). “Engineering for Masonry Dams” John Wiley & Sons, Inc., New York.

Dirección General de Conocimientos de la Universidad Autónoma del Estado de Morelos (DDC UAEM, 2014). “Acueducto prehispánico”, <http://ddcuaem.net/2014/10/17/conocimientos-tradicionales-obras-hidraulicas-mesoamericanas-2> (31 de julio de 2015)

Dirección General de Conocimientos de la Universidad Autónoma del Estado de Morelos (DDC UAEM, 2014). “Pozo prehispánico”, <http://ddcuaem.net/2014/10/17/conocimientos-tradicionales-obras-hidraulicas-mesoamericanas-2> (31 de julio de 2015)

- García, N., (2007). “Funcionamiento y seguridad estructural de los templos conventuales del siglo XVI en México”, Tesis doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.
- Jaime, A., (2015) “Presa el Ángulo, Nivel de agua al borde de la corona”, comunicación personal.
- Jaime, A., (2015) “Presa el Ángulo, Nivel de azolvamiento”, comunicación personal.
- Jorge65coria, (2014). “Arcos del sitio”, <https://ssl.panoramio.com/photo/114352340> (14 de octubre de 2015, 12:36).
- López, J., Oller, S. y Oñate, E., (1998). “Cálculo del comportamiento de la mampostería mediante elementos finitos”, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, N° 46, Universidad Politècnica de Catalunya, España.
- Magenes, G. y Calvi, G., (1997). “In-plane seismic response of brick masonry walls”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 1091–1112.
- Marsal, R. y Resendiz, D., (1975). “Presas de tierra y enrocamiento”, Limusa, México.
- Meli, R., (1998). “Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos”, Fundación ICA, México D.F. p.p. 29-38.
- Montoya, C., Velázquez, R., Gálvez, A., Parra, O. y Parra, Y., (1996). “La Ingeniería Civil Mexicana, un encuentro con la historia” Colegio de Ingenieros Civiles de México, México D.F.
- Naraine, K. y Sinha, S., (1991). “Cyclic behavior of brick masonry under biaxial compression”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No 5, pp. 1336–1355.
- NTC – para el Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas (2004), “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño Y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcción del Distrito Federal”, Departamento del Distrito Federal.
- Peña, F., (2001). “Rigid element model for dynamic analysis of in-plane masonry structures”, Tesis doctoral, Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria strutturale.
- Peña, F (2010). “Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas”. *Revista de Ingeniería Sísmica*, N° 83, p. 43-63.
- Peña, F., (2010). “Programa de elementos rígidos para el análisis dinámico no lineal de estructuras de mampostería” Manual del usuario, Instituto de Ingeniería UNAM, México, D.F.
- Peña, P., Levi, E., (1989). “Historia de la hidráulica en México: Abastecimiento de agua desde la época prehispánica hasta el Porfiriato”, serie de divulgación #25, Instituto mexicano de tecnología del agua, Instituto de Ingeniería UNAM, México, D.F.
- Real Academia Española (RAE, 2015). “Diccionario de la lengua española”, <http://www.rae.es/recursos/diccionarios/drae> (3 de agosto de 2015)

Rojas, T., Strauss, R. y Lameiras J., (1974). “Aspectos tecnológicos de las obras hidráulicas coloniales”, Instituto Nacional de Antropología e Historia, Centro de Investigaciones Superiores, México D.F.

Rojas, T. (2011). “Las presas de derivación en México: un caso de la persistencia tecnológica prehispánica” Revista Digital Universitaria, Volumen 12 Número 10, ISSN: 1067-6079.

Sánchez, F. (2007). “Seguridad de presas: aportación al análisis y control de deformaciones como elementos de prevención de patologías de origen geotécnico”, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.

Singh, V. y Quiroga, C., (1987). “A Dam-Breach Erosion Model: I. Formulation” Water Resources Management 1, D. Reidel Publishing Company, pp. 177-197, U.S.A.

Sistema de Aguas de la Ciudad de México, (2013), “El gran reto del agua en la Ciudad de México. Pasado, presente y perspectivas de solución para una de las ciudades más complejas del mundo”, Sistema de Aguas de la Ciudad de México, México D.F.

Telis, (2007). “Presa de Jawa”, <http://www.panoramio.com/photo/2971946> (31 de julio de 2015, 11:10).

Tomazevic, M. y Klemenc, I., (1997). “Seismic behaviour of confined masonry walls”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 1059–1071.

Zhuge, Y. Thambiratnam D. y Corderoy, J., (1998). “Nonlinear dynamic analysis of unreinforced masonry”, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No 3, pp. 270–277.