



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA

ACCIDENTE DE LA PRESA VAJONT

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

ALAN SVEN HJORT LÓPEZ

DIRECTOR DE TESIS:

DOCTOR OSCAR POZOS ESTRADA



México, Ciudad Universitaria

2014



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

Esta tesis está dedicada a mi familia, que me ha apoyado de todas las formas posibles, en todo momento y ha sido un gran pilar en mi formación académica y personal.

Te agradezco Consuelo Araceli López Manríquez todo lo que soy y todas esas tardes en las que tuviste la tolerancia para ayudarme a hacer las tareas de primaria, época en la cual me regañaste cuando se debía; gracias por tu cariño de madre, hoy se ven reflejados en este trabajo todos esos enfados y preocupaciones por mi falta de atención en clases. De verdad gracias por ser mi madre y la mejor madre de todas, ya que esto no hubiera sido posible sin tu apoyo y cariño, eres parte fundamental de este logro.

Por tu forma de ser y aunque hay veces en las cuales siento que somos totalmente distintos, agradezco que seas mi padre, Eduardo Roberto Erik Hjort Delgado; ya que nunca me ha hecho falta nada y siempre has visto por el bienestar de nosotros. Entiendo que has sacrificado mucho por el trabajo y a pesar de eso has sabido ser un gran padre. Me enseñaste que no debo darme por vencido y que no importa cuántas veces me caiga siempre debo afrontar y levantarme de los golpes de la vida. Gracias por todo.

A mi hermano por acompañarme y apoyarme. Te quiero Erik aunque seas tan gruñón.

Agradezco a mis abuelos por ser una parte fundamental en este camino de vida, han estado para consentirme, cuidarme y regañarme en todo momento; para mí es un privilegio tenerlos todavía conmigo. Son un ejemplo a seguir en todos los aspectos.

Al Dr. Oscar Pozos Estrada que además de ser mi maestro fue un excelente director de tesis y me brindó su apoyo, asesoría, tiempo y atención para la realización de este trabajo.

Agradezco a mis amigos que han estado a lo largo de toda esta trayectoria académica, algunos de ustedes tengo el gusto y placer de conocerlos desde hace casi diez años y han estado en momentos buenos y malos de mi vida, de todo corazón gracias a todos por su comprensión y apoyo.

Por último hacer una mención y un reconocimiento a mi alma mater la Universidad Nacional Autónoma de México, universidad que cuenta con grandes instalaciones y grandes académicos que hacen que ésta sea la máxima casa de estudios en nuestro país, colocándola además en las primeras posiciones a nivel Latinoamérica y nivel mundial.

Gracias a todos y cada uno de ustedes.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/38/2014

Señor
ALAN SVEN HJORT LÓPEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. OSCAR POZOS ESTRADA que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted conforme a la opción I. "Titulación mediante tesis o tesina y examen profesional", para obtener su título en INGENIERIA CIVIL

"ACCIDENTE DE LA PRESA VAJONT"

INTRODUCCIÓN

- I. DESASTRE DE LA PRESA VAJONT**
 - II. ESTUDIOS DE DESLIZAMIENTO APLICADOS AL DESASTRE EN LA PRESA VAJONT**
 - III. CENTRAL HIDROELÉCTRICA LA YESCA SIMILITUD CON VAJONT.**
 - IV. CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES.**
- BIBLIOGRAFÍA**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 24 de Marzo de 2014
EL PRESIDENTE DEL COMITÉ

M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTB

Índice

Capítulo 1: Introducción (Marco Teórico).....	1
1.1 Obras Hidráulicas.....	1
1.2 Obras de Aprovechamiento Superficial	1
1.3 Obras de Defensa	2
1.4 Presas	4
1.4.1 Clasificaciones de Presas	5
1.4.2 Proceso constructivo, elementos constructivos y estructuras auxiliares.....	11
1.5 Desastres en presas.....	27
1.5.1 Fallas de presas en el mundo.....	29
1.5.2 Fallas de presas en México	35
Capítulo 2: Desastre de la Presa Vajont	40
2.1 Región	40
2.1.1 Características de la región.....	41
2.2 Descripción de la Obra	43
2.3 Central Hidroeléctrica de Soverzene	44
2.4 Periodos de llenado del vaso de la presa.....	45
2.5 Reseña Histórica	46
2.5.1 Personajes importantes en el proyecto y aportaciones al mismo	46
2.5.2 Cronología de lo ocurrido	47
2.5.3 Relatos de las experiencias vividas por testigos	51
Capítulo 3: Estudios de deslizamiento aplicados al desastre en la Presa Vajont.....	56
3.1 Estudios Previos.....	56
3.1.1 Geología	56
3.1.2 Estratigrafía	60
3.1.3 Modelos Hidráulicos	61
3.1.4 Desastres similares	62
3.2 Estudios Post-Desastre	63
3.2.1 Estudios sobre el mecanismo en la superficie de falla.....	63
3.2.2 Estudios sobre el comportamiento de las olas en el desastre	90
Capítulo 4: Central Hidroeléctrica "La Yesca" similitud con Vajont.....	98

4.1	Introducción y descripción de la obra.....	98
4.2	Estudios previos y evaluación de la zona de construcción.....	100
4.2.1	Estudios de Geología y Geotecnia	101
4.2.2	Estudios Ambientales	113
4.3	Problemas presentes. Localización y tratamiento de la falla	117
4.4	Beneficios y vida útil del proyecto	125
Capítulo 5:	Conclusiones y observaciones	128
Bibliografía	131

Capítulo 1: Introducción (Marco Teórico)

1.1 Obras Hidráulicas

Las obras hidráulicas son un conjunto de estructuras, que fueron construidas con el objetivo de poder manejar el agua, con fines de aprovechamiento y/o protección para las poblaciones aledañas.

Las obras hidráulicas se clasifican de acuerdo a dos intenciones:

Aprovechamiento

- a) Abastecimiento de agua para poblaciones
- b) Riego de terrenos
- c) Producción de fuerza motriz
- d) Navegación fluvial
- e) Uso del cuerpo del agua
- f) Entarquinamiento
- g) Recreación

Defensa

- h) Contra inundaciones
- i) Contra sequías
- j) Contra azolves

1.2 Obras de Aprovechamiento Superficial

Principalmente son siete los elementos que constituyen el aprovechamiento hidráulico. De acuerdo a la Figura 1.1, se presenta un esquema para una mejor comprensión.

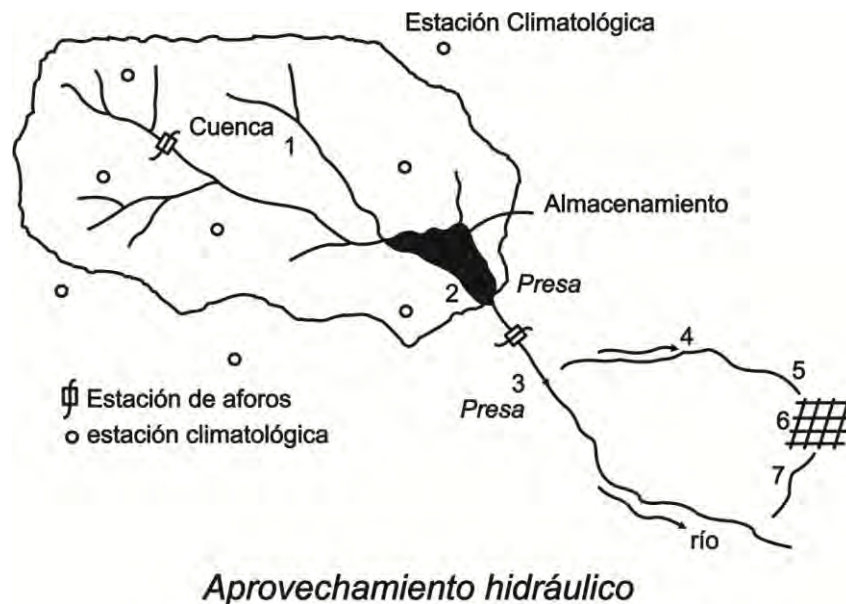


Figura 1.1 Esquema de un aprovechamiento hidráulico. (Torres, 1990)

Como podemos ver en la Figura 1.1 aparecen los siguientes elementos:

1. Cuenca hidrográfica o área de captación de un río: Va estar definida a partir del sitio de almacenamiento.
2. Almacenamiento o embalse: Se puede definir como un lago artificial formado por la presa en un sitio previamente escogido; en este punto se cambia el régimen natural del escurrimiento al régimen artificial de demanda, que se va presentar con el fin o fines a los que se destine la utilización de la presa. Las partes principales de una presa son: Vaso, cortina, obra de desvío, obra de toma y obra de excedencias.
3. Derivación: Una vez teniendo la existencia de una presa, el escurrimiento de un río se deriva hacia un sistema de conducción, que por conveniencia, se localiza a menudo a niveles superiores a los del lecho del río.
4. Sistema de conducción: Por lo general se tienen canales, ya sean abiertos o cerrados, por medio de los cuales se conduce el agua desde el punto de derivación hasta la zona de aprovechamiento.
5. Sistema de distribución: Es diseñado con el fin específico del aprovechamiento, como pueden ser canales de riego, tuberías a presión.
6. Utilización directa del agua: Se efectúa mediante elementos específicos según el fin de utilización del agua. Ya sean turbinas en el caso de una planta hidroeléctrica, tomas domiciliarias en el caso de abastecimiento, etc.
7. Eliminación de volúmenes sobrantes: Conjunto de estructuras especialmente construidas para tal efecto. Sistema de alcantarillado en el caso de abastecimiento; drenes en el caso de sistemas de riego; estructura de desfogue en el caso de plantas hidroeléctricas, etc. En el esquema anterior podemos ver el agua excedente va a regresar al cauce natural del río, no sin antes procurar que se respeten las condiciones sanitarias.

1.3 Obras de Defensa

Estas obras como su nombre lo indica son construidas para evitar desastres debido al agua como lo son inundaciones o erosiones provocadas por flujos extraordinarios en los ríos.

Se dividen en cuatro tipos:

- a) Cuando el cauce del río tiene una capacidad reducida y no se puede ampliar. Para estas situaciones se deben de regular las avenidas por medio de presas que se construyen para este efecto. Durante el tránsito de una avenida por un vaso, la forma de los hidrogramas de entrada y salida es aproximadamente como se muestra en la Figura 1.2.

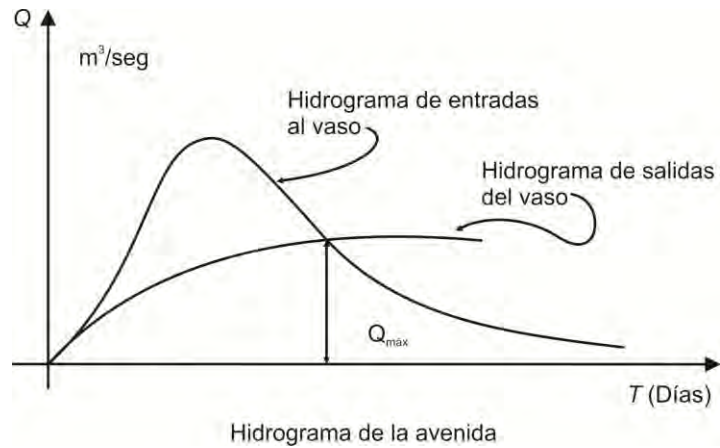


Figura 1.2 Comparación del hidrograma de entrada con respecto al hidrograma de salida del vaso. (Torres, 1990)

- b) Cuando el cauce tiene una capacidad reducida pero se puede ampliar. Para estos casos es necesario incrementar la sección hidráulica del río, tal como se muestra en la Figura 1.3.

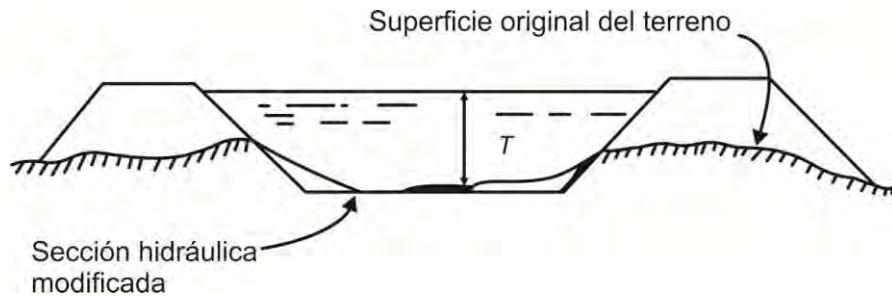


Figura 1.3 Ampliación del área hidráulica del cauce natural de un río. (Torres, 1990)

- c) Cuando se pueden complementar las soluciones anteriores. Se pueden emplear varios tipos de obra de defensa, en la Figura 1.4 se puede apreciar el cauce de un río y una zona potencialmente erosionable por causa de la velocidad que puede llevar el río, para este caso en específico, se puede colocar algún tipo de estructura como lo son gaviones y escolleras, estas estructuras ayudarían a la disipación de velocidad. Además que, de igual forma se puede hacer un revestimiento con concreto en la zona erosionable para la mejora del terreno.

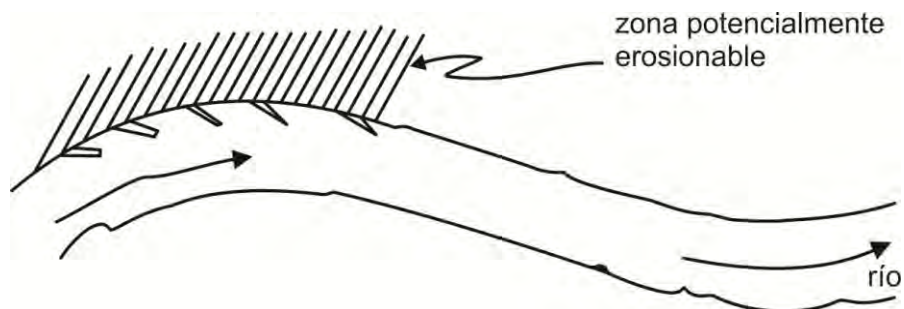


Figura 1.4 Cauce de río que muestra una zona potencialmente erosionable y una forma de protección para la misma. (Torres, 1990)

- d) Cuando es necesario la protección de las márgenes del río contra erosiones. Para este tipo de obras de defensa se puede ayudar canalizando el río, de esta forma ayuda a tener una sección transversal conocida y de esta manera tener un mejor conocimiento de los factores que pueden estar influyendo en el flujo del agua así como las velocidades que se pueden presentar en ciertos puntos del cauce. Además que de igual forma el canalizar el río te ayuda en el control de erosiones sobre el terreno.

1.4 Presas

El objetivo de una presa es la contención de agua de un cauce natural de un río, principalmente con dos fines, alternativos o simultáneos, de acuerdo los casos:

- Elevar el nivel para que pueda derivarse por una conducción (aumento de la carga hidráulica)
- Formar un depósito que, al retener los excedentes, permita suministrar el líquido en los momentos de estiaje (creación de embalse) o para amortiguar las avenidas que se producen en gran magnitud en épocas de lluvias.

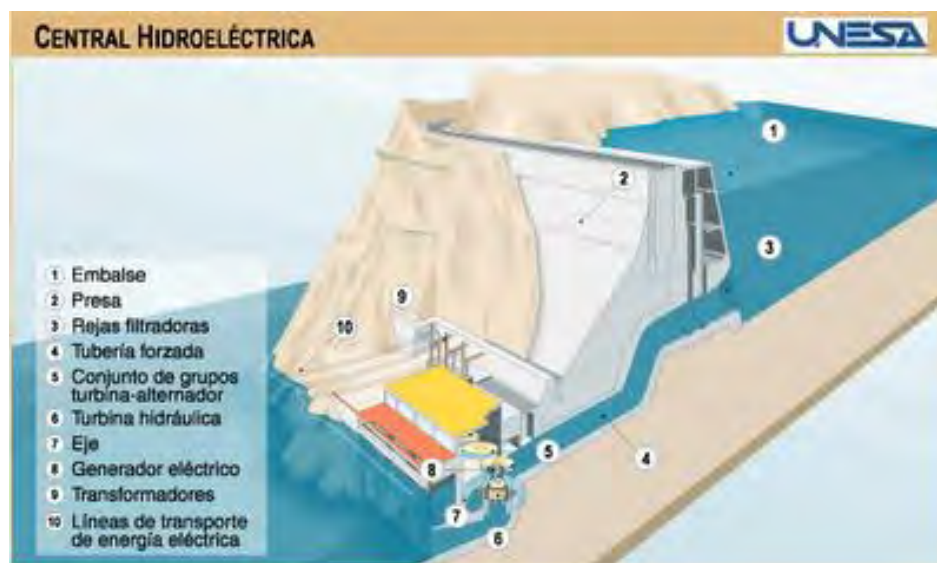


Figura 1.5 Partes principales de una central hidroeléctrica
http://www.unesa.net/unesa/html/sabereinvestigar/esquemas/imagenes_centrales/hidroelectrica.gif

El crear una presa, permite que se genere un vaso de almacenamiento, el cual produce que el nivel del agua se eleve dependiendo de la altura que tenga la cortina de la presa. Se deben hacer estudios para analizar correctamente el comportamiento de la estructura así como también las fuerzas o cargas que se ejercen sobre ella, como lo puede ser el empuje hidráulico, el peso propio que tiene la misma presa debido a los materiales con que se construye, etc.; estos factores externos e internos ayudan a la determinación de la resistencia que va a tener la presa.

Entre otras ventajas que se tienen al hacer una presa, es que, al generarse un vaso de almacenamiento, este permite tener un cierto control sobre las avenidas que se puedan presentar

en épocas de lluvia; en caso de ser excesivas estas avenidas se debe de hacer uso de la obra de excedencia (vertedor). La altura que tiene la cortina de una presa es determinada de acuerdo a la topografía y las características hidrológicas del lugar, para ello es necesario tener en cuenta datos del comportamiento pluvial en la zona donde se pretende la construcción de la cortina, con estos datos se hacen proyecciones de probabilidad y estadística (periodo de retorno), este tipo de proyecciones tiene un porcentaje de error mínimo, por lo que en algún momento de la vida útil de la obra, puede llegar a exceder la posible avenida máxima. Para ello se debe de tener un perfecto control sobre los gastos de agua presentes. Este control va a estar en función de la altura de la cortina de la presa y por ende debemos de proyectar una correcta obra de excedencia de la misma.

Es preciso tener en cuenta el nivel del vaso, en base a esto podremos determinar si es posible amortiguar o no una avenida; en caso de que los niveles de agua que se tengan sean muy bajos muy probablemente se podrá almacenar toda esa avenida, en caso de que la presa tenga los niveles elevados, parte de la avenida se va almacenar y otra parte se va a tener desalojar, este volumen desalojado no va a ser aprovechado para el fin con el que se creó la presa (Hidroeléctrico, Abastecimiento, Riego, etc.). La comparación del hidrograma de entrada contra el de salida es necesaria ya que de esta manera sabremos datos como el volumen de agua retenido, en ciertos casos el volumen de agua excedente, tiempo de retraso, etc.

1.4.1 Clasificaciones de Presas

Como se ha venido diciendo las presas, son obras hidráulicas y deben de cumplir con dos exigencias funcionales.

- Resistir el empuje del agua.
- Evacuar los caudales sobrantes.

La importancia del cumplimiento de estas funciones, junto con las condiciones naturales del terreno (Topografía y Geología) donde se va a situar la obra además de los usos que se le vaya a dar a la presa (Hidroeléctrica, Abastecimiento de Agua, etc.) dan un condicionamiento al tipo más adecuado de presa que se debe de construir. Contemplando todo lo anterior se deben de tomar en cuenta varios tipos de cortinas.

Las cortinas van a estar clasificadas de acuerdo a los siguientes tres parámetros:

1. **Dimensiones:**

- **Grandes Presas.** Aquellas que cumplen con una de las siguientes características

Altura superior a 15 metros, medida desde la parte más baja de la cimentación hasta la coronación.

Si la altura de la cortina está comprendida entre 10 y 15 metros, debe de tener las siguientes características: longitud de coronación superior a 500 metros, capacidad de embalse superior a 1 hm³ o capacidad de desagüe superior a 2,000 m³/seg.

Aquellas que presenten dificultades especiales en su cimentación o sean de características no habituales.

- Pequeñas Presas.

Altura menor a 15 metros, medida desde la cimentación hasta la coronación.

2. Propósito:

- Vertedora

Sobre la misma presa (presas vertedero)

Independiente de ella

En el primer caso, la estructura está directamente condicionada por el vertedor; en el segundo, la estructura puede proyectarse con total independencia de aquel

- No Vertedora

3. Tipo de construcción y materiales que la constituyen

- Presas de Concreto o Mampostería: Tenemos tres tipos de cortinas hechas de concreto:

Gravedad: Son todas aquellas en las que su propio peso es el encargado de resistir el empuje del agua. El empuje del embalse es transmitido hacia el suelo, por lo que éste debe ser muy estable capaz de resistir el peso de la presa y del embalse. Constituyen las presas de mayor durabilidad y que menor mantenimiento requieren (Cueche *et. al.*, 2009). Son las de mayor volumen de concreto y requieren terrenos resistentes para la cimentación de la cortina (terrenos rocosos a poca profundidad)

Este tipo de presas se subdividen en macizas y/o aligeradas. En donde las del tipo “maciza” son básicamente un perfil triangular, construida con taludes que van de 0.7:1 - 0.8:1 en la cara aguas abajo; se debe de estar en un terreno de material sano y seguro para poder construir este tipo de presas. Las del tipo “aligeradas” tienen la característica de la reducción en el volumen de concreto aguas abajo, esto para tener un mejor aprovechamiento en el material y de igual forma reducir el costo de la cortina. Las formas de aligeramiento pueden ser por medio de contrafuertes o galerías, siendo el de contrafuertes el más común, quedando construida la cortina por una serie de contrafuertes resistentes por su peso en los que se apoya una pantalla que transmite el empuje del agua a los mismos contrafuertes.

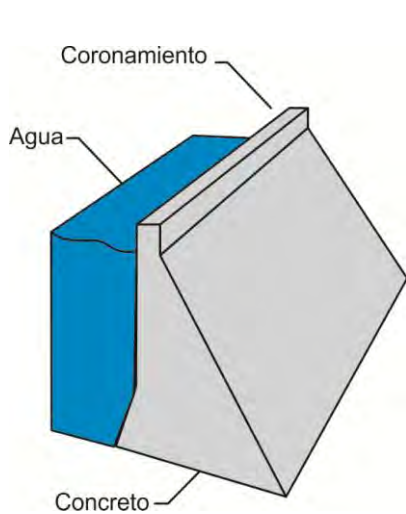


Figura 1.7 Esquema simplificado de una presa de gravedad. (Fuente Propia)

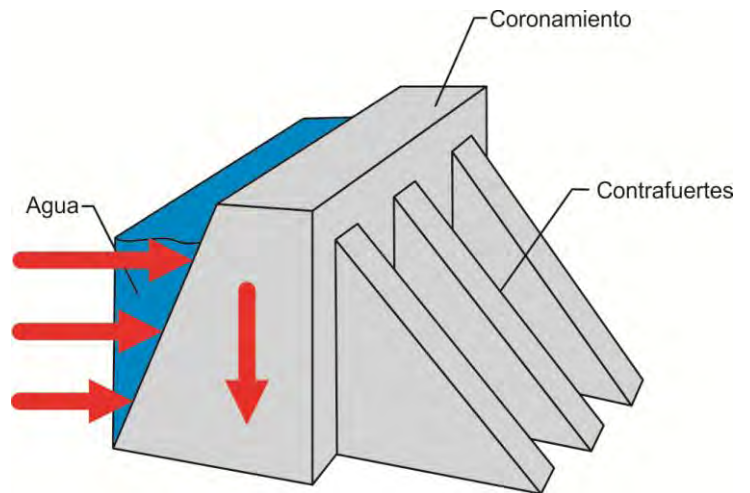


Figura 1.6 Esquema simplificado de una presa de gravedad con contrafuertes junto los efectos de empuje que se ejerce sobre ella. (Fuente Propia)

Arco: Como su nombre lo dice, este tipo de presas utiliza una forma curva para la resistencia de empuje hidráulico; transmite esta fuerza al terreno, tanto a los cimientos, como a los estribos gracias a su forma geométrica. Este tipo de cortinas pueden tener una curvatura sólo horizontal (arco-gravedad) o pueden ser de doble curvatura (bóveda).

En el primer caso, la curvatura de la cortina es insuficiente para resistir el empuje hidráulico, por lo que a la presa se le debe de dar el peso adecuado para que pueda compensar este efecto. Por lo tanto estabilidad y resistencia de la obra hidráulica se consigue por el efecto del peso propio de la estructura, sin embargo, el arco lo que hace es transmitir los esfuerzos a las laderas o al terreno, por ende necesita de roca sana o resistente. Esto quiere decir que su construcción es donde el material sea bastante sano (no tenga fallas geológicas).

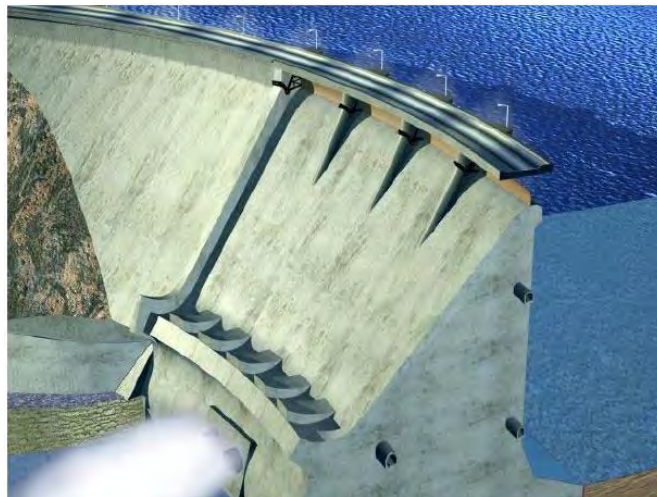


Figura 1.8 Presa de curvatura horizontal o Arco-gravedad. (Villarino, 2006)



Figura 1.9 Presa de arco de doble curvatura. Se puede observar con claridad la forma de la bóveda; de aquí por qué recibe también este nombre. (Villarino, 2006)

Contrafuertes: La mezcla de las características de los anteriores tipos de presas de concreto, ayudan a la elaboración de las presas de contrafuertes. También llamado bóvedas múltiples, constituido por una serie de contrafuertes equidistantes de sección rectangular y unas bóvedas que se apoyan sobre ellos, éstas son las que reciben el empuje y lo transmiten a los contrafuertes. Este tipo viene a ser análogo al de contrafuertes, sustituyendo la pantalla o las cabezas de estos por bóvedas que permiten mayor separación y menor volumen.



Figura 1.10 Se pueden apreciar en la imagen una presa que está conformada por 9 bóvedas con contrafuertes. (Villarino, 2006)

- Presas de Materiales Suelos: Tenemos cuatro tipo de cortinas hechas de materiales suelos

Por lo general estas presas están formadas por materiales naturales como lo son piedras, gravas, arenas, limos, arcilla, etc. Entre la clasificación de materiales van a haber materiales permeables

de alto grado como los son arenas y gravas, y materiales impermeables. Para la construcción de estas presas se utilizan los materiales como se encuentran en la naturaleza, no se les adiciona nada artificial, y en tratamiento de materiales lo único que se hace es la trituración y compactación de los mismos de acuerdo a las características de cada proyecto. Las presas resisten por gravedad, como ya se ha mencionado con anterioridad, el peso de los materiales de construcción hace estable la presa, aunque se ha presentado en algunos casos muy excepcionales que se curve, por lo que se tiene en cuenta este efecto a la hora de diseñarla.

En este tipo de presas se busca tener buena impermeabilidad, esto se logra con el perfecto acomodo de los materiales durante un correcto proceso constructivo. También se debe de cumplir la estabilidad y resistencia, pues las presiones intersticiales influyen en los materiales de forma mucho más notable que en el concreto; esto ocurre por dos situaciones: por la corta o nula cohesión, que puede ser insuficiente para contrarrestar esas presiones internas; y, porque el agua filtrada, al mojar los materiales, disminuye su corta cohesión y el coeficiente de rozamiento.

Este tipo de presas se puede clasificar de acuerdo a los materiales que se utilizan para su elaboración y a los elementos que las hacen impermeables.

Cortinas de tierra y enrocamiento

Están formadas por roca suelta, grava, arena, limo o arcillas en muy variadas combinaciones de colocación, con el fin de obtener un grado de impermeabilidad y compactación aceptables y previamente establecidos, ya sea por medio de rodillo liso, rodillo con patas de cabra, rodillo vibratorio o paso de equipo de construcción. (Torres, 1990)



Figura 1.11 Cortina de enrocamiento con cara de concreto (Murillo, 2012)

Cortinas homogéneas de tierra

El cuerpo total de la cortina está formado por tierra común, con ambos taludes protegidos por una capa de enrocamiento. La tierra se coloca en capas delgadas y se le da mecánicamente la compactación de proyecto. Es muy probable que este tipo de cortina haya sido la de construcción más antigua del hombre, aun cuando no existan restos de ellas. (Torres, 1990)

Las cortinas construidas principalmente de enrocamiento con el paramento de aguas arriba revestido de losas de concreto hidráulico o concreto asfáltico, placas de acero o madera, se les ha dado el nombre de enrocamiento. (Torres, 1990)

Este tipo de cortinas, con losas de concreto en el paramento mojado se habían abandonado debido a que las losas se fracturaban por los asentamientos del enrocamiento. En los últimos años han desarrollado mucho, tanto de placas de concreto hidráulico, como de concreto asfáltico, compactando el enrocamiento con equipo vibratorio con resultados muy satisfactorios. (Torres, 1990).



Figura 1.12 Cortina de Material homogéneo (Murillo, 2012)

Cortinas de materiales graduados

Este tipo de cortinas consisten en una zona central o corazón impermeable, con zona semipermeables colocadas progresivamente hacia aguas abajo y aguas arriba del corazón.

Dependiendo de los materiales disponibles en la región, los respaldos de material permeable se pueden construir con gravas o enrocamiento de buena calidad.

Las cantidades que de los diferentes materiales se colocan en el cuerpo de la cortina dependen en gran parte de su disponibilidad en la zona, económicamente, y de las características mecánicas de los mismos.

La estabilidad de estas estructuras es una función de la estabilidad de sus taludes, en las diversas condiciones de trabajo, en donde el flujo de agua a través del cuerpo de las mismas desempeña un papel sumamente importante. (Torres, 1990).

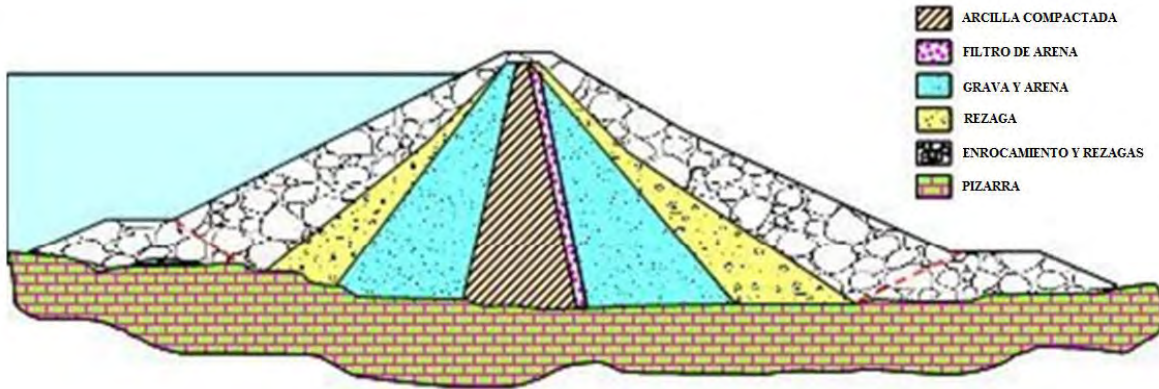


Figura 1.13 Cortina de Materiales Graduados (Murillo, 2012)

Cortinas de enrocamiento en presas “Tipo Indio”

Existen cortinas de enrocamiento que se construyen sobre cimentaciones constituidas por materiales granulares, principalmente acarreo de arena y gravas.

La geometría de estas cortinas, vertedoras, obedece a condiciones hidráulicas especiales y a la posibilidad de erosiones al pie de las mismas. Actualmente se construyen mucho en México, formando parte de presas derivadoras. (Torres, 1990)

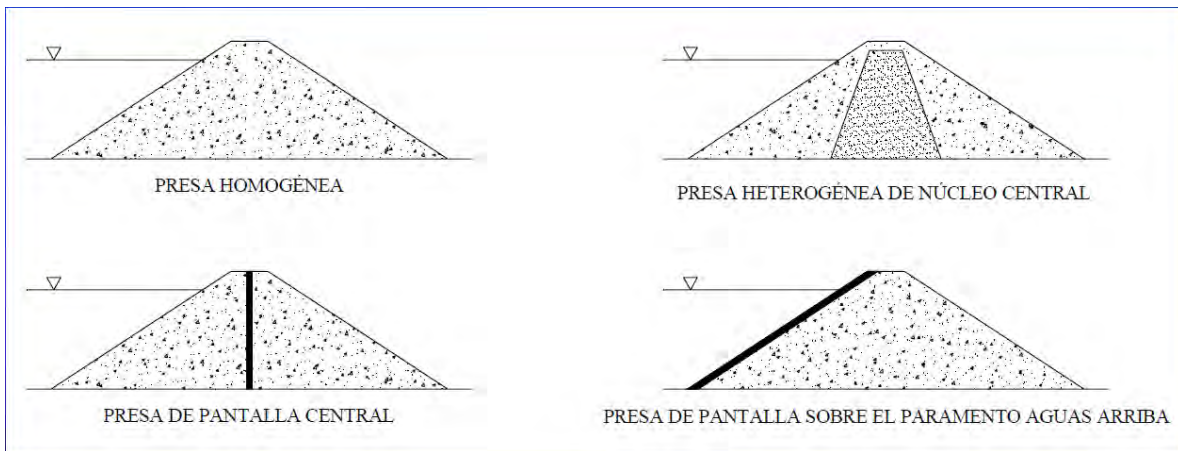


Figura 1.14 Diferentes tipos de cortinas flexibles (Murillo, 2012)

1.4.2 Proceso constructivo, elementos constructivos y estructuras auxiliares

Para poder llevar a cabo la realización de una cortina o de una presa, es necesario llevar un proceso constructivo que garantice el correcto y seguro levantamiento de la misma. Para poder cumplir esto, la ingeniería realiza obras adicionales y complementarias para la instalación de la cortina en el lugar que, previamente, se estableció por medio de estudios topográficos y geotécnicos.

Es importante la mención de estas obras adicionales y dar una breve explicación del propósito y objetivo de cada una de ellas.

Desvío del río

La elaboración de la cortina no se podría llevar a cabo sin una obra de tanta importancia como es ésta. La necesidad de desviar el río se convierte básicamente en una obligación para poder trabajar en seco. Por lo que existen dos formas de dejar en seco la zona de obra:

- Desviando el río totalmente por un cauce artificial:

El desvío total del río consiste en la ejecución de un cauce artificial, para lo cual hay que hacer una presa provisional que produzca el remanso suficiente para que el agua entre por el nuevo cauce, que es una conducción que transporta el agua desviada hasta un punto aguas abajo de la obra. La presa provisional de desvío se le denomina ataguía. Algunas veces es necesario hacer otra ataguía aguas abajo de la obra para la protección de la zona de obras en caso de que el agua a la hora de salir pueda inundar en un flujo que se puede presentar en retroceso. En caso de cauces que tengan una pendiente muy fuerte, es innecesaria su construcción pero cuando la pendiente es suave es inevitable la elaboración de ésta.

- Dejando en seco sólo una parte del cauce y concentrando el paso de la corriente por el resto, ejecutando así de forma sucesiva la obra.



Figura 1.15 Forma en la que se desvía un río, figura sustraída de la página http://www.opanoticias.com/actualidad/asi-sera-el-desvio-del-rio-magdalena-en-el-quimbo_12899

Galerías de inspección y drenaje en presas de concreto

El concreto es un material poroso (%huecos= 6-12). Los poros no están aislados, sino unidos unos con otros, formando conductos por los que puede penetrar el agua si se le deja el tiempo necesario.

Al sumergir en agua un bloque de concreto, el agua tardará en penetrar en los poros, pero dando un tiempo suficiente, el concreto acabará saturándose. En ese momento, en los distintos huecos se establece la subpresión. Por lo que no es necesario que exista una grieta para que el concreto adquiera presiones internas, su propia estructura porosa conduce a ello, siempre que de tiempo.

Cuando el agua se filtra a través de un dique permeable se forma en su interior una red ortogonal de líneas de corriente que marcan las trayectorias de las partículas de agua. Con el fin de minimizar esa presión intersticial se disponen a cierta distancia del paramento una serie de drenes verticales equidistantes entre sí, estos atraerán las líneas de corriente, que tienden a seguir el mínimo camino de filtración. El diámetro de los drenes no suele pasar de 20 cm, con un mínimo que suele ser de 7.5 cm (lo normal es poner los drenes a 2-2.5 m) y luego, si en alguna zona se ve necesario, se hacen unos drenes intermedios. Los drenes deben prolongarse bastante en la roca, llegando en algunos casos hasta una profundidad igual a la altura de la presa y, como mínimo, un 25 % de ella. Así se drena todo el apoyo de la presa y se asegura su estabilidad.

Si hiciéramos los drenes en uno o dos planos de arriba hacia abajo de la presa resultarían excesivamente largos para poderlos revisar y limpiar. Además, conviene tener un acceso al interior de la presa para observarla y, eventualmente, inyectarla; ambas necesidades nos llevan a establecer una serie de galerías horizontales a las que vayan a parar los drenes. Estas galerías se ponen a distancias verticales de 15 a 30 m. Con esta equidistancia se puede lograr que los drenes estén perfectamente rectos entre cada dos galerías, con lo que el control de su limpieza es fácil.

Las galerías sirven también para recoger el agua que se filtra por los drenes; para estos efectos llevan unas cunetas. Naturalmente, las galerías han de tener una salida al exterior y por ellas sale el agua de filtración. Las dimensiones normales de estas galerías, son las suficientes para el paso de un hombre y es aconsejable hacer las galerías en forma oval, porque de esa forma se distorsionan menos las tensiones que habría en la zona ocupada por la galería.

Gracias a esta recogida de agua entre dos galerías no sólo se fracciona el caudal, sino que se sabe de dónde proceden e incluso se ve si uno o varios drenes dan una filtración excesiva.

Galerías de drenaje en presas de materiales sueltos

A partir de 6 u 8 metros de altura, conviene que las presas de tierra tengan drenaje para controlar la línea de saturación y los efectos de las filtraciones. La idea del dren va unida a la de un filtro en presas de materiales sueltos, pues el efecto drenante supone una afluencia de agua filtrada hacia el dren y un incremento del gradiente de filtración, lo que lleva a una posibilidad de arrastre de finos y por lo tanto la colmatación del dren. Para impedirlo, hay que poner entre el dren y el material de la presa una capa de filtro. La misión del filtro es permitir el paso de agua impidiendo, al propio tiempo, el de las partículas finas que pudieran ser arrastradas por aquella. Los huecos deben ser suficientemente pequeños para no dejar pasar los finos.



Figura 1.16 Forma en la que se construye este tipo de galerías y de igual manera la forma como queda construida una galería. (Fuente Propia)

Obra de Toma

Estas obras son las estructuras hidráulicas que nos permiten retirar el agua del embalse para conducirla por gravedad a la planta de tratamiento, estación de bombeo, abastecimiento o para aprovechamiento hidroeléctrico por lo tanto deben estar ubicadas de tal forma que permitan obtener el agua a varios niveles en el embalse y que a su vez retiren el agua por gravedad hacia su destino próximo y además asegurar su estabilidad y economía.

Por lo general para las presas de materiales sueltos las obras de toma son unas torres, llamadas “torre-toma”, que poseen orificios a diferentes niveles y cada uno tiene su correspondiente compuerta o válvula de paso. Su forma puede ser cilíndrica y en su interior contiene una tubería de conducción, que sirve para la captación, y una tubería en seco que sirve para la inspección y operación. Las torres-toma se localizan por lo general cerca del dique o presa y poseen un puente de acceso. En el caso de presas de concreto las estructuras de las tomas se localizan en la presa misma casi siempre. Cada toma debe estar equipada con una compuerta o con una válvula de cierre para su selección e independencia y todos los orificios de toma deben descargar en un receptor común de donde el agua pueda ser conducida más tarde al sitio de tratamiento o a los de almacenamiento y distribución.



Figura 1.17 Se aprecia una de las dos obras de toma que fueron construidas en el C. H. La Yesca. En la foto están todavía en proceso de construcción. (Fuente Propia)

Obra de Excedencia

La obra de excedencia o vertedor, es la obra más propiamente hidráulica de la presa, pues su misión es derivar y transportar el agua sobrante, anulando o reduciendo su energía al reintegrarla nuevamente al cauce, para evitar perjuicios a la propia presa y a los bienes y personas situados aguas abajo. Sin ella la presa quedaría reducida a una pura estructura resistente. El vertedor, con sus exigencias funcionales y de espacio, influye y hasta condiciona la estructura resistente, motivando muchas veces la elección del tipo de cortina que se va a edificar.

Para concebir y proyectar los vertedores de una presa hay que plantearse tres problemas fundamentales:

- Avenida máxima previsible.
- Características del conjunto embalse-vertedor-cauce aguas abajo más adecuadas para hacer frente a dicha crecida máxima y a otras más frecuentes.
- Reparto de caudales a evacuar entre los distintos vertedores (superficie, fondo y medio fondo).

En un elemento tan fundamental como el vertedor tropezamos con un inconveniente grave: es difícil predecir la crecida máxima que ha de evacuar esto se puede prever por medio de diferentes métodos (diversos métodos utilizados: históricos, probabilísticos, hidrológicos y empíricos). Y

como podemos ver este tipo de métodos no dan una garantía del 100 % aunque si cuentan con un amplio margen de situaciones previsibles.

La obra de excedencia está constituida de forma general por los siguientes elementos: canal de acceso o de llamada, estructura de control, conducto de descarga, estructura terminal y un canal de desfogue o salida (Sotelo, 1976).



Figura 1.18 Obra de Excedencia de la C. H. La yesca. La característica de este vertedor contiene tres canales y al final de cada cana se puede apreciar la estructura terminal de salto de esquí. (Fuente Propia)

Canal de acceso o de llamada: Como su nombre lo indica esta parte del vertedor es el encargado de conducir el agua desde la posición del vaso hasta la estructura de control.



Figura 1.19 Canal de llamada para el vertedor de la C. H. La Yesca. (Fuente Propia)

Estructura de control: Las estructuras de control consisten en un cimacio, orificio o tubería que se encargan de la regulación de las descargas del vaso de almacenamiento. El caso de cimacio tipo Creager es el más utilizado debido a su alta eficiencia. Este tipo de cimacios son constituidos por una cresta de control curva que deben tener aproximadamente la forma de la superficie inferior de la lámina vertiente de un vertedor de cresta delgada ventilado. La superficie curva descrita continua en una rápida de alta pendiente tangente a ella y relativamente corta, que está rematada con una superficie curva contraída a la de la cresta, la cual debe llegar tangente a la plantilla de un tanque amortiguador, a un canal de descarga que ya no es parte del vertedor sino un canal de conducción, o un salto de esquí (estructura terminal).

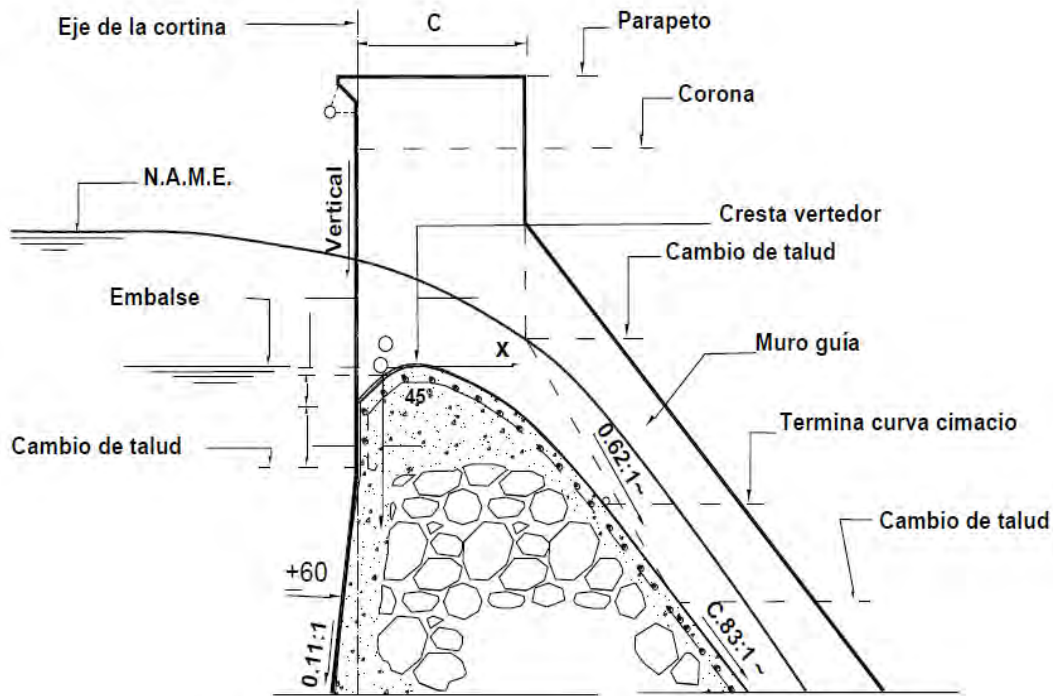


Figura 1.20 Perfil cimacio Creager; se muestra cada uno de las partes del cual se conforma. (Murillo, 2012)

Normalmente la utilización de dispositivos que permiten el control del gasto que vamos a sacar por la obra de excedencia son tres. Plumas, compuertas deslizantes y compuertas radiales, estos tipos de dispositivos lo que hacen, además de tener el control del gasto, es elevar un poco más el nivel del agua sobre el embalse haciendo que los niveles de diseño puedan variar o puedan incrementarse, como se muestra en la Figura 1.21.

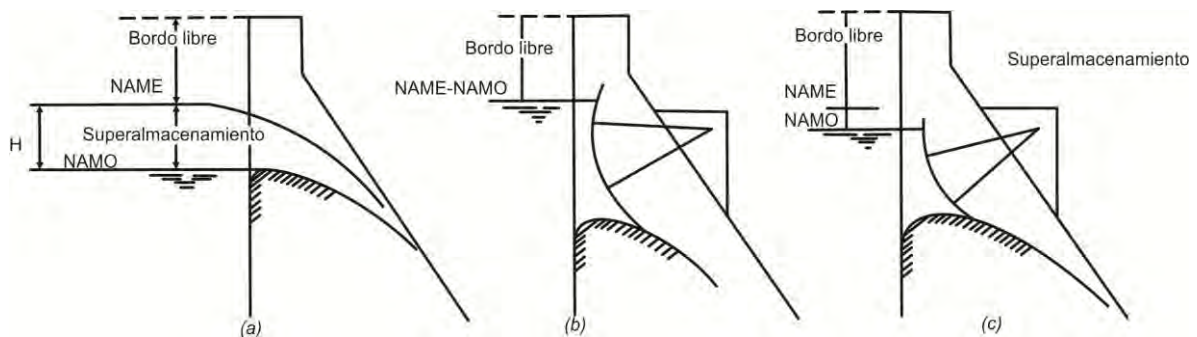


Figura 1.21 Formas de control de almacenamiento. (Murillo, 2012)

Plumas: Consiste básicamente en la instalación vertical de unas “vigas” sobre la cresta del vertedor en donde son apoyadas sobre postes que se encuentra anclados a la misma cresta. La mayor desventaja que se tiene, es que presentan gran dificultad para operarlas para cuando son necesarias.

Compuertas deslizantes: Por lo general son compuertas rectangulares de acero o de concreto, que son colocadas sobre unas guías en donde se deslizan para la operación del vertedor.

Este tipo de dispositivos son accionados mediante mecanismos elevadores por medio de una flecha.

Compuertas radiales: Formados por una sección cilíndrica de acero apoyado en brazos radiales que transmiten el empuje hidrostático hacia un perno de apoyo.

Conducto de descarga: La función de esta parte de la obra es conducir el volumen de excedencia por la estructura de control hasta el cauce aguas debajo de la presa. Este puede ser una canal a cielo abierto o un conducto cerrado.

Ya que el conducto de descarga transporta el agua de excedencia a grandes velocidades, se aumenta la posibilidad que se pueda presentar el fenómeno de cavitación, por lo que se debe de tener en cuenta esto para su diseño.

Estructura terminal: Son estructuras cuya función es disipar la energía cinética excedente que adquiere el agua en su descenso a través del conducto de descarga. Si la roca del lecho del río es de buena calidad la estructura terminal puede ser una cubeta de lanzamiento o también conocido como salto de esquí, también se puede construir un deflector terminal o trampolín, en caso de que el material del fondo del cauce del río no sea de tan buena calidad se debe de construir una cubeta disipadora o un tanque amortiguador.

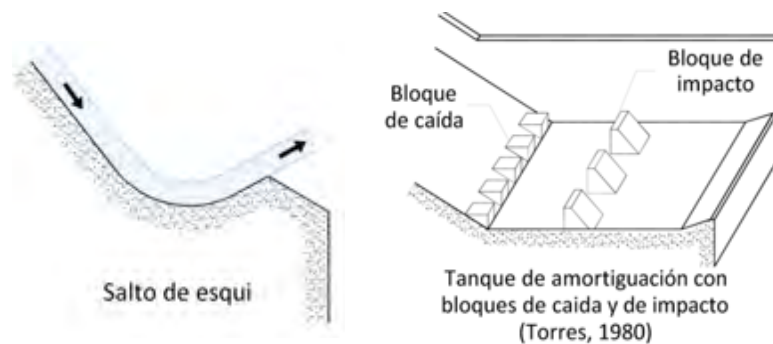


Figura 1.22 Diferentes tipos de estructuras terminales.

Canal de desfogue o de salida: Regresa el agua que tenemos en excedencia al cauce del río de acuerdo a las condiciones naturales del río, permite de igual manera regresar el agua al río sin producir algún remanso hacia aguas arriba y de esta manera, evita que se genere un desperfecto sobre el funcionamiento de la estructura o en la cara de la presa.

Las obras de excedencia se clasifican según su función, de acuerdo al tipo de descarga o de acuerdo al criterio hidráulico.

Vertedores:

-De caída libre:

Este tipo de vertedores están asociados a cortinas de arco, donde el espesor del concreto y la geometría general no sean favorables para guiar la vena líquida desde la cresta hasta la parte inferior o cauce del río; si la roca de cimentación es resistente a la erosión. En este caso el agua se puede dejar caer libremente sin la necesidad de hacer una protección; en caso de que la roca donde aterriza la caída de agua no sea suficientemente resistente es necesario hacer alguna estructura o darle un tratamiento de protección para la disipación de energía cinética que lleva el agua y de esta manera amortiguar el impacto.

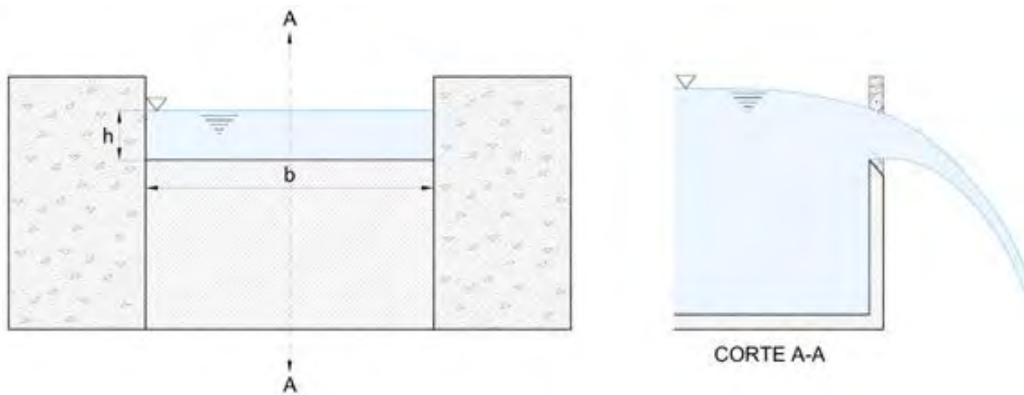


Figura 1.23 Vertedor de caída libre rectangular.



Figura 1.24 Presa El Atazar de doble curvatura. Ubicada en España. En la imagen se puede apreciar la operación de la obra de excedencia. (Murillo, 2012)

-Con caída en rápida:

Se localizan en una sección reducida de una cortina de tipo gravedad o de una presa de concreto de suficiente longitud de corona.

Para la conducción del agua es necesario un canal de acceso. El perfil del vertedor inicia con una cresta en forma de cimacio que se ajusta a la vena líquida, seguido de un talud tangente al perfil del cimacio

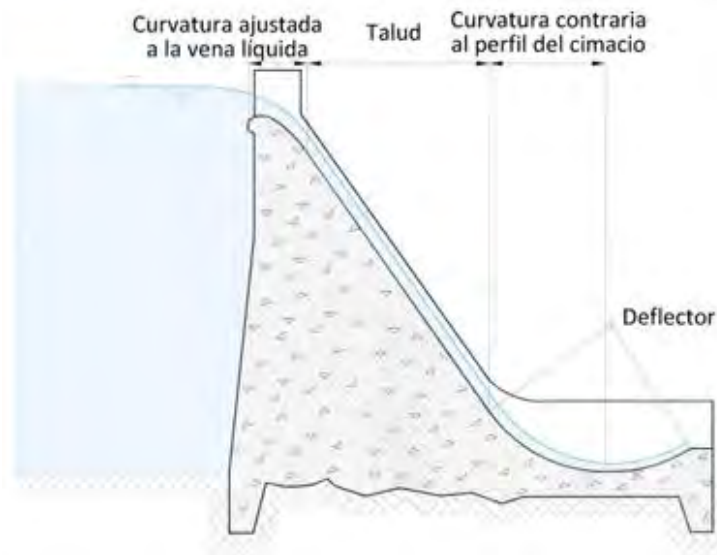


Figura 1.25 Perfil vertedor con caída rápida.

-Con Tiro Vertical:

Este tipo de vertedores tienen una entrada en embudo, el cual se conecta a un túnel, en cuyo extremo inferior que puede existir un deflector o una estructura disipadora de energía (estructura terminal).

Por lo general este tipo de vertedores se adaptan a presas con vasos de almacenamiento muy encañonados, que tengan gastos relativamente pequeños y que estén libres de objetos que puedan obstruirlos. Son utilizados en aquellos lugares donde la topografía no permite la construcción de un vertedor a cielo abierto (Sotelo, 1976) o donde el túnel puede utilizarse como parte de una descarga de fondo o de un canal de salida de una turbina.

Este tipo de vertedores alcanzan su capacidad máxima con cargas relativamente pequeñas (Lozano y Hernández, 1988), por lo que en caso de elección de este tipo de vertedor, se debe de hacer con un preciso cálculo en la avenida máxima previsible; el vertedor se diseña para que opere con flujo libre, puesto que al operar parcialmente sumergido y sumergido limita la capacidad de evacuación disminuyendo su eficiencia y aumentando el riesgo de desbordamiento (Sotelo, 1976), por tal motivo se recomienda que este vertedor se use como vertedor de servicio, en combinación con un vertedor auxiliar o de emergencia.

Cuando el vertedor opera parcialmente sumergido y/o sumergido, se debe propiciar un acceso radial del flujo evitando la formación de vórtices para prevenir la erosión, sin embargo cuando el vertedor opera a flujo libre (caudales bajos y entonces frecuentes), es ventajoso inducir un vórtice a la entrada colocando alabes curvos que no reducen mucho el caudal pero reducen de forma

sustancial las vibraciones y fluctuaciones de presión producidas por un chorro de caída libre. No se recomienda proyectar estos vertedores para que trabajen a tubo lleno en la porción de aguas abajo, excepto para caídas de poca altura (Sotelo, 1976).



Figura 1.26 Vertedor de embudo de la presa Monticello en California, conocido también como “Glory Hole”. (Murillo, 2012)

-En abanico:

Son utilizados en aquellos proyectos donde se requiere una longitud de cresta muy grande con cargas pequeñas y donde por razones de economía el canal de descarga debe ser angosto para evitar grandes excavaciones.

Es conformado por un canal de acceso, una cresta vertedora tipo Creager cuya proyección en planta es curva, un colchón donde se va a generar un salto hidráulico debido al cambio de régimen supercrítico a régimen subcrítico, una sección de control donde se hace un cambio de pendiente por lo que el agua se va acelerando desde la velocidad crítica, posteriormente llega a una canal de descarga y finalmente a un canal de salida.

Cuando las condiciones topográficas lo permiten suele proyectarse un vertedor de medio abanico. Estos se diseñan siguiendo las mismas reglas que para los vertedores de abanico utilizando la misma carga sobre la cresta pero el doble del gasto por evacuar.



Figura 1.27 Dibujo en Planta de un vertedor en abanico.

-En canal:

Generalmente están asociados con cortinas de enrocamiento, tierra y enrocamiento o cortinas de concreto, se localizan separados del cuerpo de la cortina en las laderas u otros sitios apropiados pero siempre sobre terreno natural (Torres, 1990), la estructura de control se ubica aproximadamente con el eje de la cortina (Sotelo, 1976).

Están constituidos por una estructura de control (cimacio), dotado o no por varios vanos formados entre pilas superpuestas que pueden estar guarnecidos por compuertas y un conducto de descarga (Sotelo, 1976).

La obra de excedencias de la presa Netzahualcóyotl sobre el río Grijalva Chiapas, es un ejemplo de este tipo de estructuras (Torres, 1990).



Figura 1.29 Vertedor en canal de la presa El Cajón, ubicada en el Estado de Nayarit.

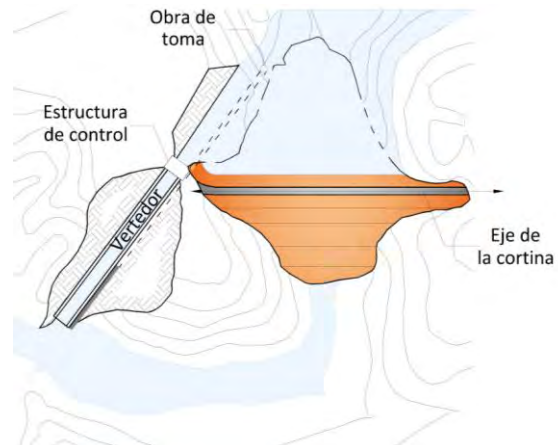


Figura 1.28 Dibujo en planta de una presa con vertedor en canal.

-De canal lateral:

Son utilizados cuando se desea hacer una cresta vertedora larga con objeto de limitar la carga hidráulica de la sobrecarga, o en boquillas con laderas de poca inclinación o cuando el conducto de descarga tiene que ser un canal muy angosto o un túnel (Sotelo, 1976).

El vertido puede ocurrir por ambos lados en el caso de que este ubicado en la cumbre de una loma o en una ladera suave, o el vertido puede ocurrir por un solo lado si está ubicado en una ladera muy empinada (Sotelo, 1976).

Generalmente son colocados al lado de presas de relleno de tierra y enrocado (Torres, 1990) donde no es posible o aconsejable utilizar un vertedor de caída libre directa, constan del propio vertedor generalmente un cimacio tipo Creager curvo en planta pero con frecuencia es recto y perpendicular al eje de la presa, una canaleta (canal colector) aguas abajo del vertedor, seguido de una estructura de descarga en rápida o túnel.

El canal lateral no es hidráulicamente eficiente ni barato puesto que la energía ganada en la caída sobre la espalda del cimacio no es aprovechada en producir movimiento en la dirección del flujo del canal colector, lo anterior produce turbulencias y vibraciones elevando el costo de la cimentación del vertedor, sin embargo sus ventajas sobre otro tipo de estructuras de excedencia lo hacen con frecuencia la mejor elección (Sotelo, 1976).

La estructura vertedora de la presa José Antonio Alzate, en el Edo de México es un ejemplo de este tipo de estructuras (Torres, 1990).

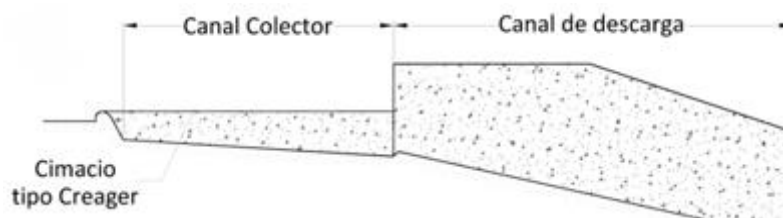


Figura 1.30 Perfil de un vertedor de canal lateral, se puede apreciar las secciones de las cuales se compone.



Figura 1.31 Canal Colector de un vertedor de canal lateral; vista hacia aguas arriba de la presa.

-En túnel:

Son utilizados cuando la descarga se desea conducir alrededor o debajo de la presa, constituyendo una solución posible en lugares donde existe riesgo potencial de derrumbes de roca que afecten el funcionamiento de canales abiertos o en boquillas estrechas y cortinas altas (Sotelo, 1976).

Están constituidos por una estructura de control cuya proyección en planta es poligonal (Sotelo, 1976), la estructura de control pueden ser crestas vertedoras, orificios de entradas verticales o inclinados, pozos verticales y vertedores laterales, posteriormente, esta estructura se conecta al túnel de transición y ésta a su vez al túnel de descarga finalizando en un salto de esquí o alguna otra estructura terminal.

Cuando la estructura de control se diseña en orificio o pozo se plantea que el túnel funcione lleno en un tramo corto del túnel y parcialmente lleno en el túnel restante, cuando no es así se diseñan para trabajar aproximadamente al 75% de su capacidad hidráulica acompañado por tubos de ventilación colocados en los puntos críticos a lo largo del túnel con el fin de garantizar la entrada de aire.

Cuando la caída es grande, la velocidad del flujo puede dañar el revestimiento del túnel cuya reparación suele ser complicada y costosa, por tal motivo se recomienda utilizar este tipo de vertedores sólo cuando se agoten las posibilidades de empleo de otros tipos (Sotelo, 1976).

En México tenemos a las presas El Infiernillo y Chicoasén utilizando este tipo de vertedor.

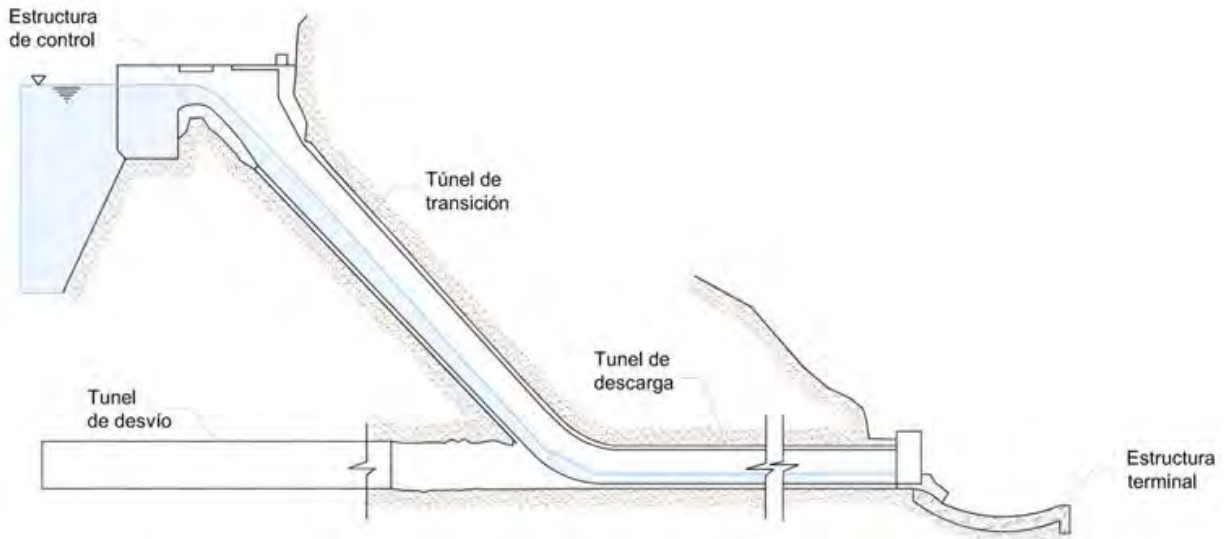


Figura 1.32 Perfil de un vertedor en túnel y partes que lo componen.

Sifones:

Se basan en el principio de sifón y su mayor ventaja es que permiten el paso de descargas máximas de diseño con pequeños aumentos de carga. Son construidos comúnmente para aumentar el flujo sobre vertedores de caída libre, están constituidos por una entrada, una rama superior corta, una garganta en la cual se presenta la sección de control, una rama inferior, un desagüe y una ventilación.

Este tipo de estructuras cuenta con muchas desventajas entre las cuales están: Incapacidad para dar paso a basura y hielo, riesgo de obstrucción de los tubos de ventilación lo que da lugar al efecto sifónico, descargas bruscas como resultado de la interrupción y reanudación del efecto sifónico, construcción de cimentaciones más resistentes debido a las vibraciones producidas. Por tales motivos este tipo de estructuras se adaptan más como vertedores de servicio en combinación con una estructura auxiliar o de emergencia.

Como ejemplo de este tipo de vertedor tenemos el de la presa Spelga ubicada en el Reino Unido.

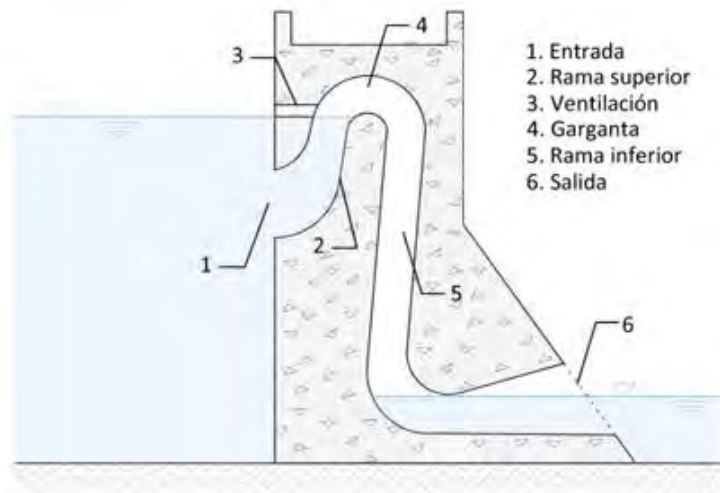


Figura 1.33 Perfil de un vertedor en sifón y partes que lo componen.

Túneles Bypass

Además del vertedor de superficie, la presa debe tener otros desagües a ciertas profundidades. Pudiendo ser estos de diferentes tipos

Desagües de fondo son aquellos situados por debajo de las tomas de explotación, son de instalación obligada y sus funciones son:

- Permitir bajar el nivel del embalse por debajo de las tomas de explotación para su revisión o cuando ocurre alguna anomalía importante en el comportamiento de la presa o del embalse. Ante un defecto de comportamiento de la estructura puede bastar un descenso relativamente moderado; si el defecto es grave, habrá que proceder a un vaciado importante, pero que muy rara vez será total. Si se trata de una filtración importante, para lograr disminuirla sensiblemente será preciso bajar el embalse de forma notable, hasta cerca del nivel donde ocurre la filtración.
- Ayudar a realizar la operación de cierre del desvío del río en la fase final de la obra.
- Limpieza de los sedimentos acumulados en el fondo del embalse en la proximidad de la presa.

Los desagües intermedios (de medio fondo o profundos), que pueden existir o no, están más bajos que el vertedor de superficie y más altos que las tomas de explotación. Tienen un carácter mixto y según los casos, se acercan más a la función de vaciado o a la de evacuación de avenidas, tanto en uno como en otro caso con carácter complementario del desagüe de fondo o del vertedor y con importancia relativa variable.

1.5 Desastres en presas

La construcción de presas es muy importante como se ha venido mencionando, gracias a ellas se pueden derivar muchas tareas que son benéficas para la sociedad, sin embargo, como cualquier

estructura de construcción debe de estar bien diseñada para que pueda resistir los diferentes tipos de fuerzas a las que va a estar sometida. Se debe entender que el concepto de “fallas en presas” está definido como el colapso o movimiento de una parte de la presa (cortina, vertedor u obra de toma) que no es capaz de retener el agua. Para que esto no ocurra, en el diseño de la presa se debe de tomar en cuenta tres principales aspectos:

- Avenidas Excepcionales contemplando los efectos que tiene el acarreo de grandes volúmenes de sólidos y sedimentos.
- Sismos de gran intensidad
- Algunas deficiencias estructurales que se puedan tener en el diseño y/o proceso de construcción.

Naturalmente el principal objetivo desde el punto de vista de seguridad es garantizar que la presa sea estable, pero también se debe de analizar desde el punto de vista económico. A lo largo de la historia de las presas, han ocurrido varios desastres un ejemplo de ello fue la reserva de Vajont; tema que estaremos abordando en esta tesis posteriormente. La seguridad de presas es un tema que en la actualidad se trata con mucha preocupación ya que el colapso de una obra de estas magnitudes, puede provocar daños de gran importancia como pudieran ser reflejadas en pérdidas humanas, materiales y naturales. Debemos de tener en cuenta que la seguridad de presas va a estar en función del diseño, la calidad de construcción y del mantenimiento-operación que se le pueda dar a la presa.

La historia que se tiene sobre desastres que se han provocado por esta índole, han proporcionado información muy valiosa para el diseño en la actualidad, de esta manera se puede tener garantía de una mayor seguridad en las estructuras actuales. De acuerdo a artículos consultados, en México tenemos que la frecuencia de fallas en presas de tierra o material suelto corresponde de la siguiente manera. Una tercera parte de las presas colapsa por desbordamiento, esto quiere que la capacidad de regulación y que la capacidad de descarga del vertedor fueron menores a los volúmenes de entrada que se presentaron en una avenida; de esta manera el agua sobrepasa por la corona de la presa y ocasiona daños aguas abajo de la presa. Los otros dos casos de fallas más comunes en presas son debido a fallas o debilitamiento en la cimentación, esto se debe que a una falta de capacidad del desplante para poder soportar la cortina y por lo tanto no hay una estabilidad estructural; y por último, la otra causa es debido a la ruptura de terraplenes por tubificación y filtraciones en cortinas de tierra (Erosión Interna). En la referencia a la que hacemos mención proporcionan esta gráfica para un mejor entendimiento de lo explicado.

Lo que es conocido como tubificación está referido a una perforación regresiva, esto lo vamos a deber a fugas debidas a gradientes hidráulicos controlados inadecuadamente o no controlados, lo cual ocurre con frecuencia a lo largo de ductos enterrados y en los puntos de contacto con estructuras y cimentaciones. Por otra parte las fuerzas sísmicas llegan a provocar licuefacción en presas de materiales sueltos, este fenómeno afecta principalmente a los materiales no cohesivos de grano fino en los terraplenes y en la zona de la cimentación. En presas flexibles constituidas por arcilla puede tener resistencia baja a la erosión.

La migración de materiales y el consecuente desarrollo de vacíos son tan graduales que no permiten ser detectados hasta que se encuentran muy avanzados. (Marengo, 2011)



Figura 1.34 Frecuencia de fallas de presas a nivel internacional (Murillo, 2012)

Retomando lo que queremos decir por el término de falla, y como ya habíamos definido es cuando una presa no satisface las funciones para las cuales fue creada. Si seguimos al pie de la letra esta definición implica que debemos considerar a presas que no almacenan agua cuando esa era su principal funcionalidad, presas que se han azolvado y por lo tanto ya no son capaces de retener ni regular las crecidas. En México tenemos varias presas como lo son: Francisco I. Madero (1939), El Tezoyo (1949), Las Amarillas (1986), Las Agujas en Zacatecas (1989) y Tecamachalco (1929).

En casos muy específicos en cortinas tipo indio, son diseñadas para trabajar bajo el agua, en ocasiones las avenidas se concentran en las márgenes debido a esto destruye por erosión este tipo de cortinas como tenemos el caso de la presa Siqueros en el estado de Sinaloa. También el tipo de cortinas rígidas como lo son de cortinas de gravedad y sobre todo de contrafuertes de mampostería, han mostrado un comportamiento desfavorable por filtraciones o agrietamiento por deformaciones de sus elementos rígidos, en estos casos han sido cubiertas o “reforzadas” con un recargue, más que un terraplén de tierra compactado aguas abajo o aguas arriba, lo cual produce una falsa sensación de seguridad al disminuir u ocultar las filtraciones. Con este tipo de estructura suelen ocurrir fallas por desbordamiento y fallas estructurales del elemento rígido.

1.5.1 Fallas de presas en el mundo

De acuerdo a recopilaciones presas que han fallado debido a desbordamientos se encuentran las siguientes presas, es preciso hacer mención que no se ha podido conseguir información específica de las fallas en todas las presas, pero si se sabe el motivo principal de falla:

Ejemplo de presas que se han desbordado, entre las cuales se encuentran

- South Fork, Johnstown en 1889: Construida en Pennsylvania en Estados Unidos, esta presa tuvo problemas debido a una lluvia torrencial presentada en ese año.



Figura 1.35 Vista del desbordamiento de la presa South Fork. Imagen obtenida de <http://chillopedia.com/interesting/top-15-worst-dam-disasters-ever/>

- Lower Otay en 1916: Fue una presa construida en el río Otay, ubicado en el estado de California en Estados Unidos, su propósito era la regulación y contención de agua. Falló en enero de 1916, después de una temporada de fuertes lluvias que golpeó la región del sur de California.



Figura 1.36 Desborde que se presentó en la presa Lower Otay. Imagen obtenida de <http://chillopedia.com/interesting/top-15-worst-dam-disasters-ever/>

- Canyon Lake en 1972: Creada en el río Guadalupe en el estado de Texas, en Estados Unidos, este rio es propenso a inundaciones ya que la zona en donde fue construida se

presentan lluvias muy fuertes. En la actualidad la presa es ocupada para fines recreativos como la pesca.



Figura 1.37 Vista de Canyon Lake en 2007. Imagen obtenida de http://commons.wikimedia.org/wiki/File:USACE_Canyon_Lake_and_Dam_Texas.jpg

- Banqiao y Shimantan en China en 1975: Se presentó una avenida extrema, superior a la prevista cuando se hicieron los estudios para su diseño. Además de que las compuertas de la obra de excedencia no habían tenido mantenimiento y a la hora de utilizarlas no operaron correctamente.



Figura 1.38 Se aprecia la obra de excedencias de una de estas presas. Imagen obtenida de <http://chillopedia.com/interesting/top-15-worst-dam-disasters-ever/>

- Oros en 1960

- Panshet en 1961: Construida en la India en los años 50's la presa fue construida para irrigación de cultivos y abastecimiento de agua potable a poblaciones cercanas. Una lluvia torrencial provocó que colapsara, en este caso específico no provocó pérdidas humanas.
- Sempor en 1967
- Marun en 1993: Ubicada en Irán y teniendo 175 m de altura en la cortina es una presa que falla debido a una creciente en épocas de lluvia.

Entre los casos conocidos por erosión interna tenemos las presas

- Nahal Oz en 2001: Construida en Israel.
- Zeyzoun en 2002: Presa construida al norte de Siria, la cual tras su colapso provocó la muerte de 20 personas además de grandes daños materiales. Un diluvio provocó que la presa colapsara.



Figura 1.39 Se puede apreciar la falla en la cortina Zeyzoun. (Marengo, 2011) y http://news.bbc.co.uk/hi/spanish/news/newsid_2027000/2027629.stm

- Sheffield en 1925: Construida en California Estados Unidos.
- Van Norman en 1971: Construida en California Estados Unidos.
- Canal de Mexicali en 2010
- Presa Teton 1976: Falla debido a que una trinchera tenía fracturas, el material era altamente erosionable y no estaba bien sellada la roca bajo la capa de inyección.



Figura 1.40 Falla en la presa Teton en la imagen de la derecha se aprecia el momento de la falla.
http://fluidos.eia.edu.co/presas/tipos_presa/marcos/presa%20de%20terraplen/m_Teton_terraplen.htm

En cuanto a presas en el mundo que han fallado de acuerdo al debilitamiento en la cimentación se tiene las siguientes presas

- Austin en 1911: Construida en el estado de Pennsylvania en Estados Unidos



Figura 1.41 Falla en la presa Austin. (Marengo, 2011).

- Tigra en 1917: Construida en la India
- Saint Francis en 1928: Construida en California, en Estados Unidos, su colapso provocó una gran pérdida de vidas humanas. La falla se le atribuye a una mala cimentación sobre la roca.



Figura 1.42 Falla en la cortina de la presa de St. Francis. Imagen obtenida de <http://chillopedia.com/interesting/top-15-worst-dam-disasters-ever/>

- Campos Novos en 2007: Construida en Brasil, esta presa presentó un problema de cimentación, el cual provocó que colapsara un túnel.



Figura 1.43 Falla de la presa Campos Novos se puede apreciar la fractura en la pantalla de concreto. (Marengo, 2011)

- Malpasset: Ubicada en Francia su colapso se provocó debido a que no se hicieron estudios previos correctos sobre las rocas, y construyeron la cortina sobre una roca prácticamente impermeable, además de que existía una falla en uno de los cerros donde se cimentó la presa.

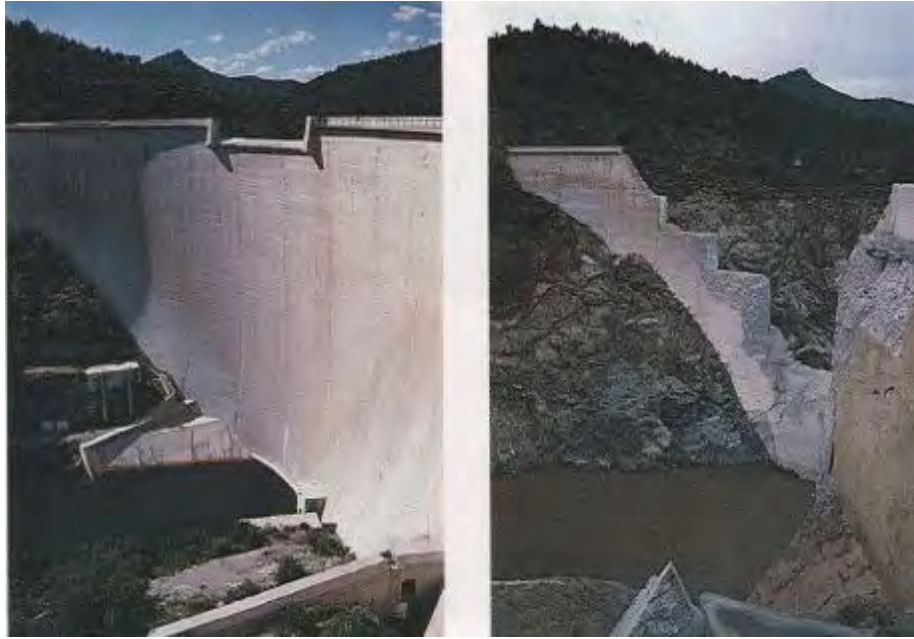


Figura 1.44 Muestra de antes y después del colapso de la cortina de Malpasset. (Marengo, 2011)

1.5.2 Fallas de presas en México

De acuerdo a noticias encontradas, hay una que peculiarmente llama la atención, ya que menciona que en el año 2013 la Comisión Nacional del Agua (Conagua) identificó 115 presas en nuestro país con un alto índice de riesgo debido a fallas que se pueden llegar a presentar. Esto afectaría de manera significativa a la población aledaña. Además se debe a un gran problema en infraestructura debido a desbordamientos, ruptura o por falla de la cortina.

Entre las presas en México que han presentado alguna falla por deslizamiento se encuentran las siguientes:

- Presa Miguel Alemán: Construida en el Estado de Oaxaca en la parte norte del mismo sobre el río Tonto. También llamada Presa Temascal. Su función principal es la de generación de energía eléctrica. La cortina tenía una altura de 12 m, se presentó un deslizamiento en la cara aguas debajo de la estructura.



Figura 1.45 Cortina de la Presa Miguel Alemán. Imagen obtenida de <http://gabinobarredaver.blogspot.mx/2010/09/las-presas-no-estan-rotas.html>

- Presa El Estribón: Construida en el municipio de Yahualica, en el Estado de Jalisco entre los años de 1942-1946. La presa puede almacenar una cantidad de 6.4 hm^3 . En la actualidad está llena a un 42% de su capacidad, debido a que tiene un volumen de azolves de $300,000 \text{ m}^3$. Falló por la misma causa que la presa Miguel Alemán.

Fallas en presas debidas a tubificación en México

- El dique Laguna: Construida en el Estado de Puebla. Pertenece al sistema hidroeléctrico Necaxa. Falló en 1969, la falla estuvo localizada específicamente en el extremo izquierdo del dique, por donde se vertió un caudal concentrado de agua y sedimentos, provocando un ancho de brecha de 30 m en el cuerpo de la cortina, trayendo como consecuencia la liberación súbita de un volumen de 20 hm^3 . Como consecuencia, se destruyeron caminos y se provocó el deslizamiento masivo de laderas, aunque no se generaron pérdidas de vidas en las zonas afectadas. (Delgado, 2009).
- Presa La Escondida: localizada en Tamaulipas, que colapsó entre el 8 y 9 de Junio de 1972. La falla fue en la margen izquierda, donde se formaron una serie de tubificaciones generando un total de 50 fallas repartidas entre túneles y brechas a través de la cortina. Dicho evento fue provocado por lluvias extraordinarias, quedando la lámina de agua por debajo del nivel de la corona (2 m), sin alcanzar la altura máxima de la estructura. El origen de la falla es atribuible a los materiales de construcción. (Delgado, 2009)



Figura 1.46 Cortina de la Presa La Escondida (Marengo, 2011)

- Presa Santa Ana

Fallas de presas en México por erosión en taludes

- Presa Abelardo Rodríguez: Se encuentra localizada en el Estado de Sonora, su falla es debida a un oleaje intenso y prolongado. (Delgado, 2009)
- Presa El Azúcar: Localizada en el Estado de Tamaulipas, en su falla es debido a una oleaje inducido por sismo. (Delgado, 2009)

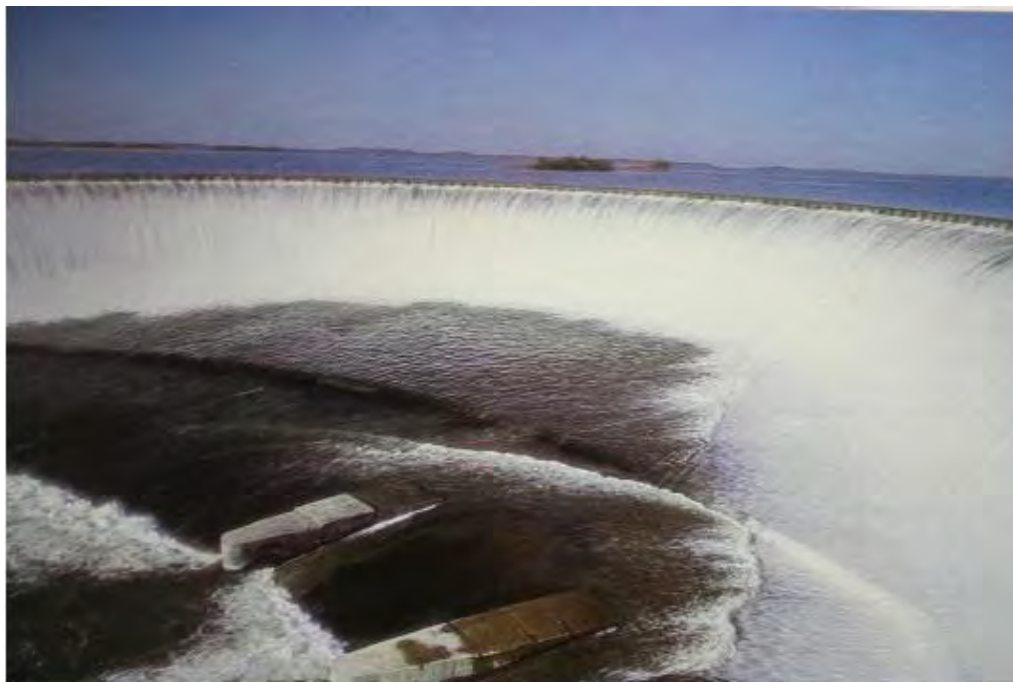


Figura 1.47 Presa el Azúcar (Marengo, 2011)

Fallas de presas en México por desbordamiento

- Presa El Conejo: su desbordamiento fue en el año de 1973, debido a una gran avenida que provocó su desbordamiento e inundó la ciudad de Irapuato Guanajuato.



Figura 1.48 Inundación de 1973. Imagen obtenida de <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=638891>

- Presa La Venta: localizada en el Estado de Guerrero, es una central hidroeléctrica. Inicio sus operaciones el día 31 de Mayo de 1965. En 1967 se presentó una avenida de 11,800 m³/s que provocó el desbordamiento de la presa y la inundación de la casa de máquinas. (Marengo, 2011)



Figura 1.49 Cortina de la presa La Venta

Otro tipo de problemas de presas en México

- Presa El Infiernillo: Es una presa ubicada en el cauce del Río Balsas entre los límites de los estados de Guerrero y Michoacán, cuenta con una central hidroeléctrica que tiene una capacidad de generar 1,120 MW, tiene problema de cavitación en los vertedores a partir de un determinado gasto.



Figura 1.50 C. H. El Infiernillo (Marengo, 2011)

Capítulo 2: Desastre de la Presa Vajont

2.1 Región

Ubicada entre la provincia de Pordenone y la provincia de Belluno, al norte de Italia, entre los años de 1957 y 1960 fue construida la cortina de tipo “bóveda” más alta del mundo, en ese momento, por la Sociedad Adriática de Electricidad (SADE).

Construida en lo que es conocido como el Valle de Piave; es un valle en la región de Veneto formado por el río del mismo nombre. Se extiende desde la provincia Cadore Belluno hasta la laguna de Jesolo, en la provincia de Venecia. En la Figura 2.1 se muestra la construcción de la presa Vajont.

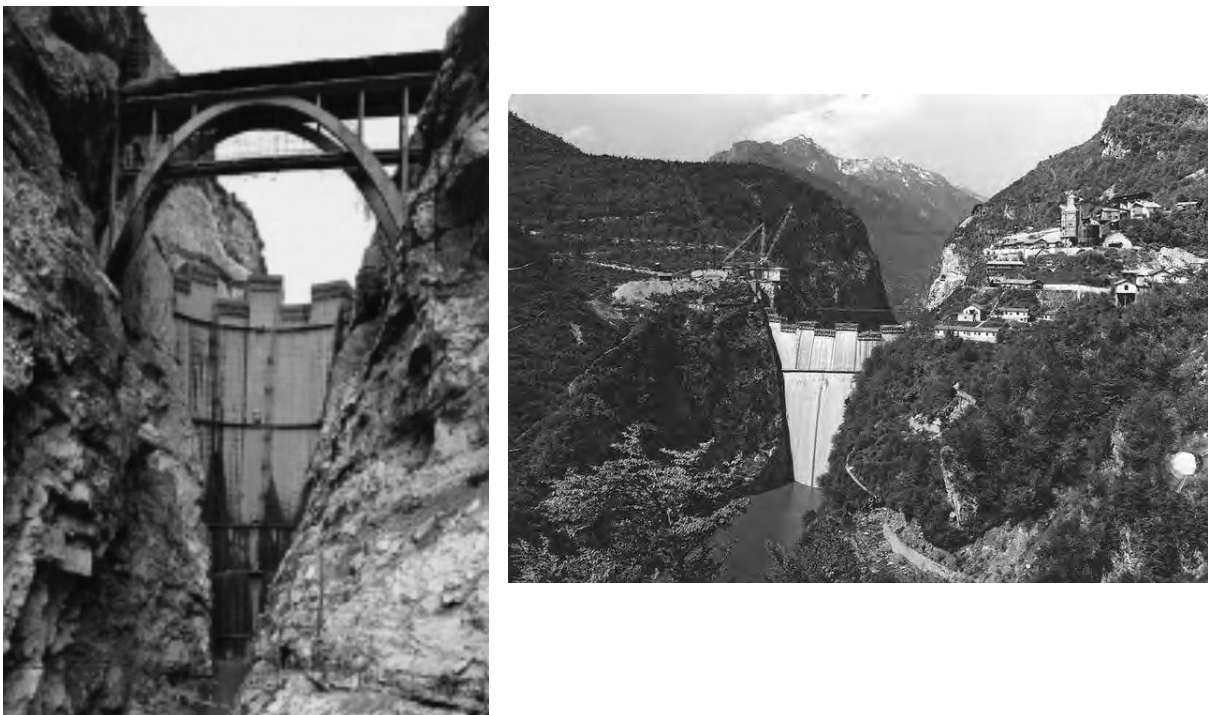


Figura 2.1 Presa Vajont durante su construcción.

Entre las poblaciones aledañas a la presa que podíamos encontrar, en esos años, se encontraban pequeños poblados como Longarone, Castello Lavazzo, Codissago, Casso, Erto y San Martino. En las Figura 2.2 y Figura 2.3 se observa la ubicación de la presa Vajont.

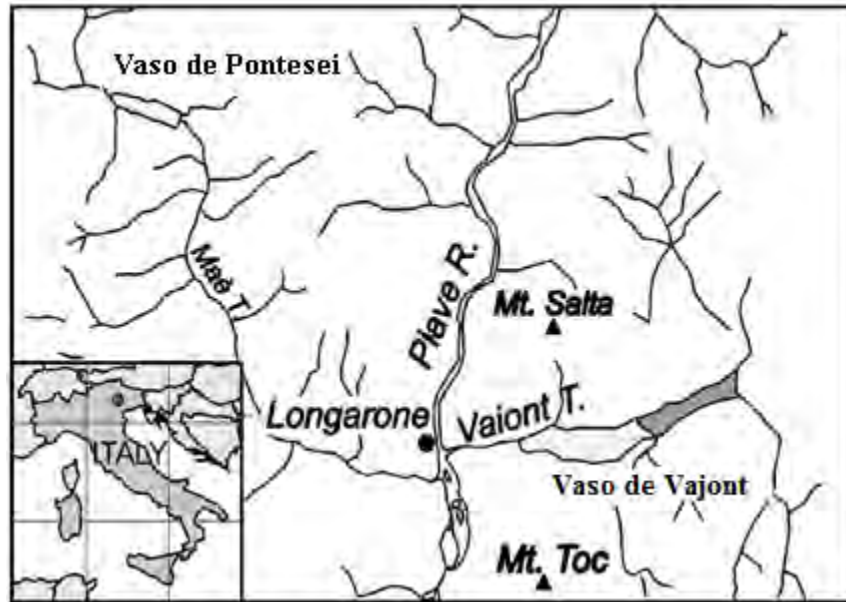


Figura 2.2 Localización, a gran escala, de los Valles de Vajont y Pontesei, así como la ubicación de la ciudad de Longarone con respecto a la Presa Vajont (Semenza, 1999)



Figura 2.3 Localización exacta de la Presa Vajont. Latitud: 46°16'1.68"N. Longitud: 12°19'46.17"E. (Google Earth, 2013)

2.1.1 Características de la región

El río Piave nace en la provincia de Veneto aproximadamente entre los años 300,000 y 200,000 a.C. proveniente de las glaciaciones del Pissiano y del Wurmiano. Su caudal era alimentado por

numerosas fuentes y las aguas fluían peligrosas e irrumpían hacia la planicie. Su lecho y el de sus afluentes cambiaron de curso repetidamente en las distintas épocas, y sólo después de la última glaciación adquirió una configuración parecida a la actual, desviándose hacia el sur-este.

Su nombre parece derivar de la raíz protoariana Pla/Plu, que ha dado origen a términos como Plavati (fluir), Plava (desbordar) y ha conservado interesantes huellas semánticas en el griego y el latín.

Durante la Primera Guerra Mundial este fue un río que jugó un rol importante ya que se utilizó para contrarrestar la avanzada del enemigo en territorio italiano. Gracias a esto el río está considerado como sacrosanto para la patria, en virtud de los hechos acontecidos en sus riberas durante la primera guerra mundial.

El río Piave es un río del norte de Italia que nace en los Alpes Orientales, exactamente en la vertiente meridional del monte Peralba, en la provincia de Belluno a 2,037 m.s.n.m. Su desembocadura es en el mar Adriático, al noreste de Venecia, junto al puerto de Cortellazzo. Tiene una longitud de 220 km, esto lo convierte en el noveno río más largo de Italia. Drena una cuenca de 4,126.8 km². Esto hace que el río este dividido en tres partes: Parte Alta, parte Mediana y parte baja del Piave.

El río está enteramente contenido entre los límites del Véneto. Atraviesa el Cadore y la Valbelluna en la provincia de Belluno y la llanura véneta en las provincias de Treviso y de Venecia.

Pocos kilómetros después el río Piave aumenta notablemente su caudal debido al aporte de numerosos torrentes.

Sus principales afluentes, ayudando a la formación de la cuenca hidrográfica del río Piave, son los siguientes:

- Río Ansiei
- Río Boite, con una longitud de 42 km, que desagua cerca de Perarolo di Cadore.
- Río Cordevole, con una longitud de 50 km, que desagua cerca de Mel.
- Río Maè, con una longitud de 33.39 km, que desagua cerca de Longarone por la derecha;
- Río Soligo, con una longitud de 24 km, que desagua cerca de Falzè por la izquierda;
- Río Sonna;
- Río Tesa.

La cuenca superior del Piave (Parte Alta del río Piave) comprende también varios lagos alpinos, siendo los más importantes los siguientes:

- Lago de Alleghe

- Lago de Misurina
- Lago de Santa Croce, sobre el Tesa (una derivación del Piave origina el lago más numeroso en cuencas artificiales).

La parte meridional del curso del Piave formó una línea estratégica importante en noviembre de 1917 como consecuencia de la retirada tras la batalla de Caporetto. Después de pasar a la margen derecha, el resto del ejército italiano, tras la destrucción de los puentes, convirtió el río en la línea de defensa contra las tropas austriacas y alemanas que, no obstante tras varias tentativas, no renunciaron a vadear el río. La línea resistió hasta octubre de 1918 cuando después de la batalla de Vittorio Veneto, los adversarios fueron derrotados y firmaron un armisticio.

2.2 Descripción de la Obra

La presa Vajont con una altura de 264 m, una longitud de coronación de 190.5 m. y un volumen total de agua 168.7hm^3 , de los cuales 150hm^3 eran útiles para la generación de energía eléctrica, realmente para la época e inclusive para la actualidad una obra maestra en ingeniería. En la Figura 2.4, se puede ver una imagen actual de la presa vista desde aguas abajo.

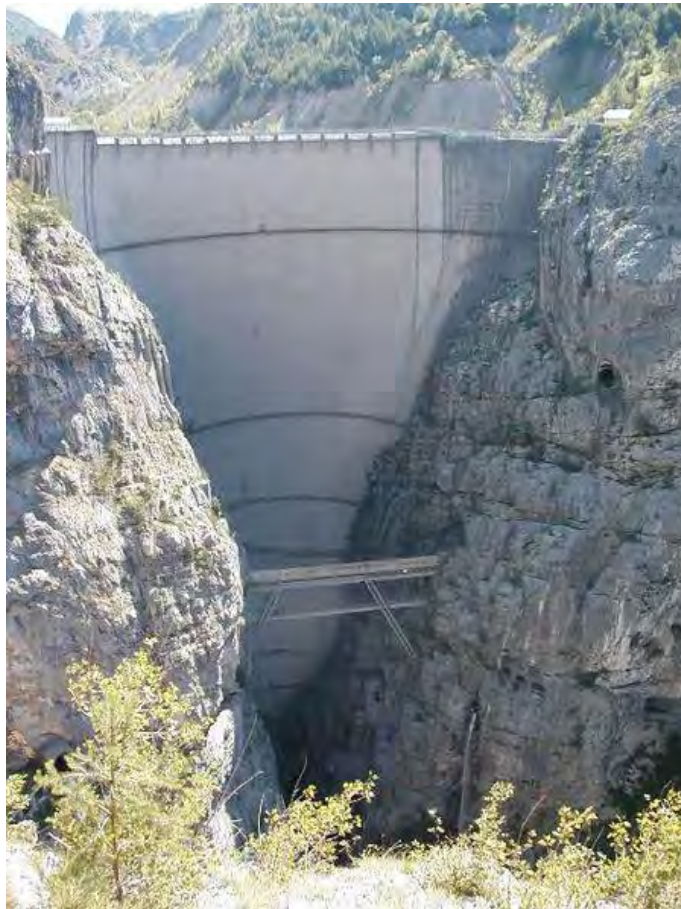


Figura 2.4 Presa Vajont en la actualidad, vista desde aguas abajo.

La presa constaba de un vertedor de superficie ubicado sobre la corona de la misma; el peculiar diseño es que era un vertedor de 16 vanos en donde cada uno de estos medía 6.60 m de longitud. La obra de excelencia fue diseñada para desaguar un gasto total $355 \text{ m}^3/\text{s}$. Por encima del vertedor fue colocado un puente por el cual se conectaba la margen izquierda con la derecha.



Figura 2.5 Corona de la Presa Vajont justamente después de su inauguración, en donde se muestra el puente que se construyó sobre la corona de la presa (1960)

La presa contaba con un descargador de fondo y otros dos intermedios. El descargador de fondo estaba ubicado sobre la margen izquierda y podía evacuar $80 \text{ m}^3/\text{s}$. Los otros dos descargadores podían evacuar $132 \text{ m}^3/\text{s}$ y $69 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivamente. La suma de gasto de los tres descargadores es de $281 \text{ m}^3/\text{s}$, que era una gran salida para el alivio de 24 hm^3 por día.

Cuando la obra se encontraba en la tercera etapa de llenado el Monte Toc, situado en la margen izquierda, sufrió un deslizamiento, provocando que ésta se desgajara, aportando un volumen de 270 millones de metros cúbicos de roca dentro del embalse, dicha masa generó una ola de aproximadamente 235 metros de altura, que afectó a poblaciones aguas abajo y aguas arriba de la presa; en el primero de los casos la ola tuvo que superar la corona de la presa aproximadamente 100 metros por encima de ella, aguas abajo de la obra se encuentran las poblaciones de Longarone, Pirago, Villanova, Rivalta y Fae, dichos poblados fueron arrasados y devastados por la ola provocando la muerte de aproximadamente 2000 personas.

2.3 Central Hidroeléctrica de Soverzene

A 6 km de la presa Vajont se encontraba la central hidroeléctrica de Soverzene, la cual utilizaba el agua del embalse para la generación de energía eléctrica.

La construcción de la central hidroeléctrica inició en el año de 1942, pero se interrumpió en 1943 debido a la segunda guerra mundial. Posteriormente, en 1946 fueron retomados los trabajos de construcción y terminada en 1951.

Actualmente, la central hidroeléctrica se encuentra todavía en operación, y hoy en día usa el agua del embalse Val Gallina. La central consta de 4 turbinas tipo Francis y tiene una potencia neta de 240 MW.

2.4 Periodos de llenado del vaso de la presa

Primera fase de llenado: Comienza en febrero de 1960, siete meses antes de que se terminara la construcción de la presa, pero durante esta fase se empiezan a presentar movimientos de tierra a un mes de empezar esta fase (Marzo 1960), esto no afectó o impidió el llenado, hasta noviembre de 1960, el agua alcanzó la cota 650 m.s.n.m., cuando se produce un segundo deslizamiento en la margen izquierda de 700,000 m³, la velocidad de dicho movimiento de tierra es de aproximadamente 3 cm/día y fue un corrimiento máximo de 100 cm.

Después de percatarse de estos deslizamientos, el director de obra decide hacer la construcción de un túnel “Bypass” en la margen derecha, entre Febrero y octubre de 1961, dicha obra tenía 2 km de longitud y 5 m de diámetro, para desalojar la parte alta del embalse en caso de presentarse un nuevo deslizamiento y evitar otro desplazamiento de tierra. El embalse se vacía hasta las cotas 585-600 m.s.n.m. para la construcción del túnel.

Segunda Fase de llenado: De octubre de 1961 hasta noviembre de 1962 se realiza la segunda etapa de llenado, llegando a la cota 700 m.s.n.m. Con este nivel de llenado la velocidad de deslizamiento descendió a 1.2 cm/día, y hubo un movimiento máximo de 30 cm. Cuando termina esta fase de llenado se da por inaugurada y en operación la presa el día 3 de Noviembre de 1962.

Es importante mencionar que el 14 de Marzo de 1963 el Presidente de la Republica, Antonio Segni, transfiere, por decreto, las instalaciones y las funciones de SADE al ENEL (Ente Nacional de la Energía Eléctrica), por lo tanto la presa Vajont pasó a ser parte de la nación; supuestamente por documentos nacionales la presa Vajont estaba en estatus “Operacional”, aunque estaba condicionada a que el vaso debería de llegar a la cota 715 m.s.n.m., el cumplimiento de esto provocó que SADE entrara en hipoteca, ya que fue demasiada la inversión e insistió en terminar la presa, de no haber hecho esto hubiera vendido la presa en estatus “Bajo prueba” o “No operacional”, esto hubiera provocado la devaluación de la presa y su precio hubiera sido menor.

Tercera Fase de llenado: Esta fase inicia en Abril del 1963 y se concluye el 4 de septiembre del mismo año, debido al incremento de movimiento de la ladera izquierda, por desgracia para la SADE la cota máxima que se alcanzó fue la 710 m.s.n.m. sin llegar a la cota prueba de 715 m.s.n.m. o la cota máxima de 722.5 m.s.n.m.

Posteriormente a esto el 9 de Octubre de 1963 alrededor de las 22:40 hrs, se produce el deslizamiento causante de la catástrofe con la que se recuerda esta magna obra, el vaso tenía cerca de 135 millones de m³ de agua, y se estima que la velocidad de deslizamiento de la ladera fue, antes del evento, de 20 cm/día.

2.5 Reseña Histórica

2.5.1 Personajes importantes en el proyecto y aportaciones al mismo

- **Carlo Semenza:** Doctor en Ingeniería; Director del Servicio de Construcción Hidráulica de SADE. Proyectista y Director de las Obras. Con un gran prestigio internacional ya que hizo 15 presas alrededor del mundo, incluyendo presas como Santa Rosa y La Soledad en México. Él estuvo muy preocupado por el deslizamiento de tierra y fue su idea la del túnel “Bypass” en la margen izquierda, además de que se encargó de contratar a Leopold Müller. Fallece el día 30 de octubre de 1961, mucho antes de que terminara el Proyecto Hidroeléctrico.
- **Nino Alberico Baidene:** Ingeniero; Vice-Director del Servicio de Construcción Hidráulica de SADE. Entra en el proyecto en sustitución de Carlo Semenza.
- **Mario Pancini:** Ingeniero Jefe de obra. Es uno de los ingenieros que impulsaron el proyecto, y estuvo fuertemente asociado a la construcción de este proyecto. Se suicida en el año de 1968 en pleno proceso judicial, del desastre ocurrido.
- **Girodio Dal Piaz:** Geólogo contratado por SADE. Es mejor conocido como el geólogo más ilustre de Italia de su tiempo. Sus estudios determinaron que sería bueno hacer una presa en el valle de Vajont. En 1958 reestudia la ladera de la margen izquierda y observa que está fracturada, pero determina que no hay indicios de deslizamientos recientes; debido a su popularidad y su experiencia en el ramo, su opinión tenía mucho peso para el Dr. Carlo Semenza ya que juntos habían participado en varios proyectos con anterioridad. Para Julio de 1960 presenta un informe para SADE en donde reporta que no hay evidencias de algún paleodeslizamiento, solamente opinaba que el deslizamiento que se presentaba era únicamente superficial. Muere el 20 de Abril de 1962 por lo que no fue testigo de que sus estudios eran erróneos.
- **Edoardo Semenza:** Geólogo de SADE. Hijo de Carlo Semenza, fue llevado al proyecto para estudiar el deslizamiento que se estaba presentando en la obra. Junto con Franco Giudici realizan un estudio y lo titulan “Studio Geologico sull Serbatoio del Vajont”, en este estudio describen un gran deslizamiento de 50 millones de metros cúbicos, junto con la determinación de la superficie de falla, que de acuerdo a lo que ocurrió en la realidad fue mucho mayor ya que como se dice texto arriba, se esperaba un deslizamiento de 50 hm³.
- **Francesco Sensidoni:** Ingeniero. Jefe del servicio de Presas.
- **Francesco Penta:** Geólogo. Siempre defendió su postura sobre el deslizamiento, él decía que el plano de deslizamiento era superficial de 10-20 m de material detrítico.
- **Leopold Müller:** Ingeniero Geomecánico. Él se encargó de hacer amplios estudios de la ladera que falló.
- **Augusto Ghetti:** Director del Instituto de Hidráulica de la Universidad de Padova. Estuvo en la investigación y modelización de la ladera. El modelo hidráulico está a escala 1:200 y se encarga de hacer estudios sobre el deslizamiento y la influencia de este en el vaso de la presa, con la diferencia que en el modelaje se supone un deslizamiento de 50 hm³ y no de 270 hm³ como fue en realidad.

2.5.2 Cronología de lo ocurrido

En 1928 el profesor Giorgio Dal Piaz localiza el valle de Vajont, de acuerdo a su condiciones físicas es considerado ideal para la construcción de una presa, en la localidad de Colomber, ubicada 1,500 metros aguas arriba de donde en realidad fue colocada la presa.

Años más tarde en 1957 la Sociedad Adriática de Electricidad (SADE), empieza los trabajos de obra modificando el proyecto de lugar, esto lo hace con la finalidad de elevar el nivel de la presa, ya que aguas abajo se encuentra con una posición en donde la cortina de la presa puede ser de mayor tamaño, el proyecto inicial cambió de una cortina de concreto de 206 metros, a una cortina de concreto de 264 metros de altura. Esta decisión fue crucial y definitiva, ya que en la primera ubicación no se hubiera presentado deslizamiento, aunque la construcción de la misma hubiera sido más complicada y de menor capacidad, por estas razones los diseñadores muy probablemente decidieron la construcción de la presa 1,500 metros aguas abajo de donde se tenía inicialmente contemplado. En la Figura 2.6 se muestra la posición de la presa originalmente pensada y la posición actual de la misma.

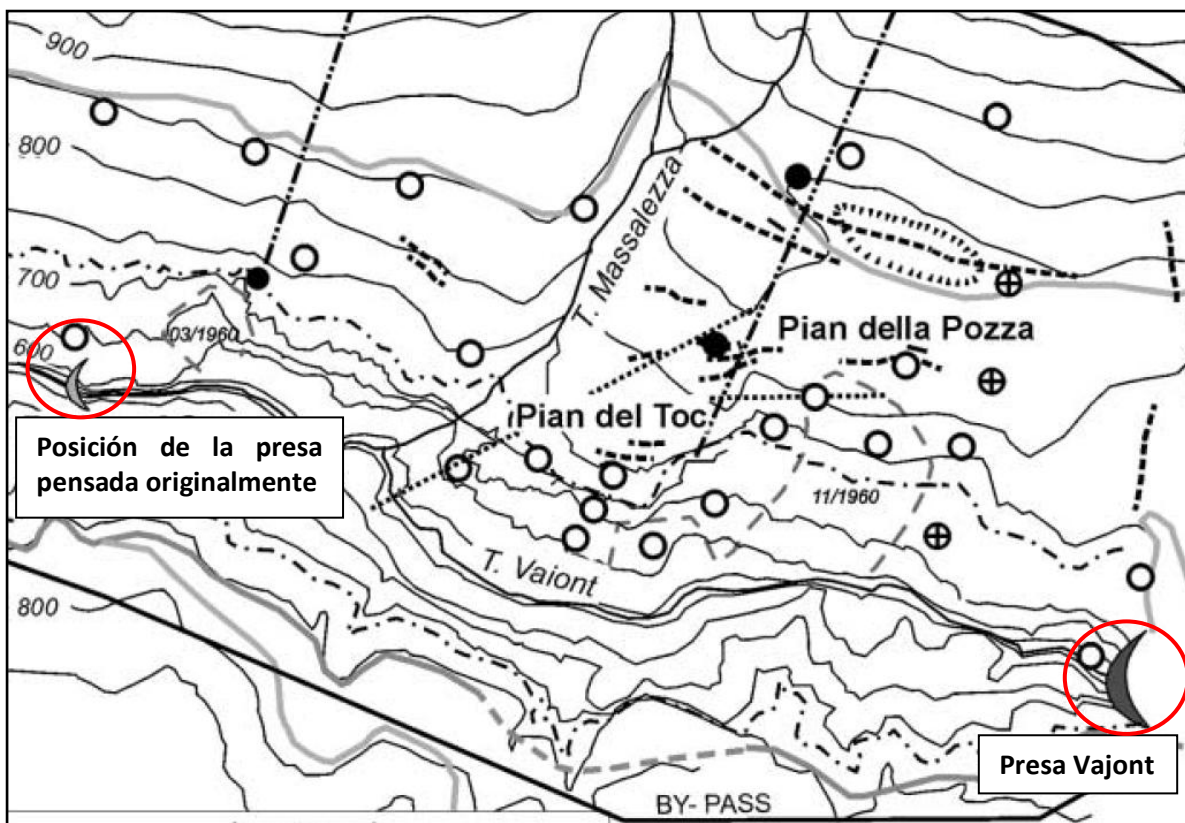


Figura 2.6 Posición propuesta y posición final de la Presa Vajont (Semenza, 1999).



Figura 2.7 La presa Vajont antes del desastre



Figura 2.8 La presa Vajont después del deslizamiento

En 1959 SADE contrata a Leopold Müller. La principal tarea que le fue encomendada fue que se hiciera cargo de la estabilidad del valle de Vajont. Müller propuso un programa de estudios

técnicos en la cuenca que donde iba posteriormente a estar construida la presa, el programa comenzó en Julio de 1959; Carlo Semenza ya había hecho estudios previos a la contratación de Müller, en los cuales mostraba que en la zona de construcción ya había indicios de antiguos deslizamientos, de los cuales se hacía evidente que la obra estaba en una zona potencialmente peligrosa.

En 1960 se presentan estudios hechos Francesco Guidici y Edoardo Semenza. En dichos estudios se hace mención a un paleodeslizamiento, que inicialmente es calculado en 50 hm^3 . Durante este año es importante recordar que se empezaron a presentar varios deslizamientos de magnitudes considerables cada uno de ellos, debido a esto se tuvo que hacer una revisión del volumen del deslizamiento ocurrido el 9 de octubre de 1963, día del desastre. Actualmente, el volumen estimado del material deslizado es de 270 hm^3 .

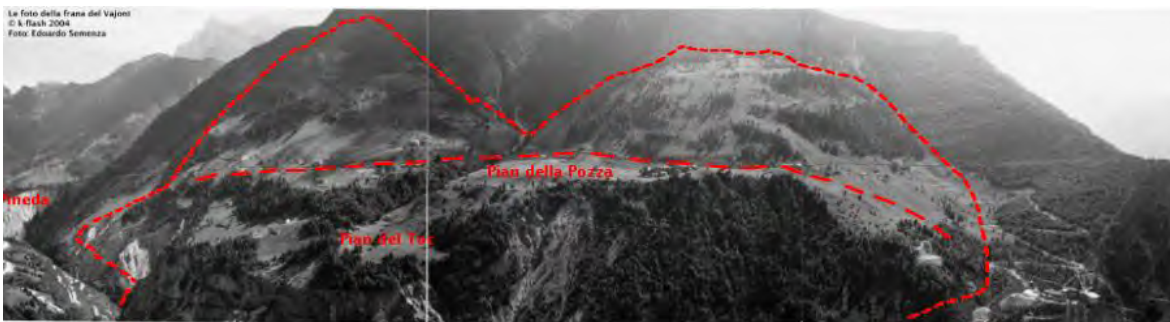


Figura 2.9 Fotografía del Monte Toc tomada por Semenza en 1959 (Gómez, 2007)



Figura 2.10 Fotografía del Monte Toc tomada después del deslizamiento. (Gómez, 2007)

Durante 1961 y 1962 se diseña y construye un modelo hidráulico de la presa para analizar su comportamiento con respecto al deslizamiento en la margen izquierda del río, en el Instituto de Hidráulica de la Universidad de Padova, el modelo fue hecho a escala 1:200. Posteriormente, se presentan los resultados de este estudio. En la Figura 2.11 se muestra el modelo hidráulico. Por otra parte, en la Figura 2.12 se presenta una imagen de cómo pudo haber iniciado el deslizamiento de 270 hm^3 .



Figura 2.11 Modelo hidráulico de la presa donde se hicieron las pruebas del deslizamiento



Figura 2.12 Probable inicio del deslizamiento el 9 de Octubre de 1963 (Eatough, 2012)

La presa es inaugurada el 3 de Noviembre de 1962. Aunque todavía no estaba completamente en operación.

Durante 1963 la Sociedad Adriática De Electricidad (SADE) es absorbida por el Ente Nacional Electricidad (ENEL), todo esto ocurrió por decreto presidencial; la presa es nacionalizada. El día 9 de Octubre de este año. Un obrero, que se encontraba trabajando sobre la margen izquierda, se percató de un imperfecto en los árboles por culpa de los deslizamientos que estaban ocurriendo en ese preciso momento. Esta persona da aviso sobre lo que está sucediendo en el monte Toc, aunque no es escuchado. A las 22:39 del día mencionado ocurre el desastre matando a la mayoría de las personas que habitaban poblaciones cercanas.

Los siguientes años se empezaron a hacer averiguaciones pero es hasta el 20 de Febrero de 1967 cuando se imputan cargos a 11 personas: Alberico Biade, Mario Pancini, Pietro Frosini, Francesco Sensidoni, Curzio Batini, Francesco Penta, Luigi Greco, Almo Violin, Dino Tonini, Roberto Marin y Augusto Ghetti.

Es hasta el 25 de marzo de 1971 cuando se dicta la sentencia a los protagonistas antes mencionados. El proceso penal concluye con dos sentenciados por “Inundación, agravada por la previsión del acontecimiento, deslizamiento y homicidios”:

- Alberico Biadene (5 años de prisión, de los cuales tres son indultados).
- Francesco Sensidoni (3 años y ocho meses de prisión, de los cuales tres años fueron indultados).
- Mario Pancini y Francesco Penta, fallecieron durante el proceso

El 27 de julio de 2000 se llega a un acuerdo de indemnización de las víctimas.



Figura 2.13 La ciudad de Longarone antes y después del deslizamiento. (Gómez, 2007)

2.5.3 Relatos de las experiencias vividas por testigos

A continuación se presentan los relatos de las personas que vivieron la tragedia de cerca. Debido a que esta información fue tomada de un artículo, es apropiado que se escriba la forma en la cual cada uno de estos personajes relató cómo vivió la tragedia. Además, también existen documentales televisivos del caso de Vajont, en donde presentan a personas que relatan lo que vivieron ese día.

En estos comentarios se describen tal cual los relatos que estos personajes hacen mención en un documental producido por producido por Darlow Smithson, en el año 2012 para National Geographic Channel. Existen videos elaborados por diferentes empresas, donde se muestra y explica lo ocurrido en Vajont. El programa de NatGeo en español tiene como título “Tsunami en las Montañas”. Este documental, hace de una manera muy práctica la explicación del fenómeno. Tiene una duración aproximada de 45 minutos y se muestra en él, de manera sencilla, la recopilación de los momentos previos del desastre, también se hacen algunos relatos de gente que sobrevivió a este suceso. Además, expertos en el tema dan una explicación de lo ocurrido en el lugar de los hechos. En la Figura 2.13 se muestra la ciudad de Longarone antes y después del desastre.

Don Carlo Onorini (Párroco de Casso)

“Soy casi un testigo ocular [...] en este sentido. Yo, aquella noche, a eso de las diez y media, escucho el ruido de la avalancha, abro la ventana y este ruido aumentaba en forma extraordinaria, al mismo tiempo vi un resplandor. En ese momento yo creía que era el reflector, pero más tarde supe que se trataba del corto circuito de los transformadores que iluminaba el valle como si fuera de día. Había también una columna de agua muy alta que luego destruyó muchas casas, y el terremoto con un estruendo tremendo, espantoso y, después, todo lo demás. La onda llegaba, más o menos, a la punta del campanario. O sea, que si Casso está en el punto más alto, a casi doscientos cincuenta metros del dique, la onda habrá sido, sin exagerar de cerca de trescientos metros.” (Ligi, 2005).

“Sabíamos algo, pero no eran más que rumores; no sabíamos si el monte Toc se vendría abajo, ni cuanta tierra se podría caer, ni si la presa se rompería [...] vi que se encendía un foco que iluminaba toda la zona de Toc, luego vi una cosa negra, una sombra alta que se elevaba y empezaron a llover agua y rocas sobre Casso me hincó de rodillas gritando de miedo” (NatGeo, 2012)

Doctor Gianfranco Trevisano (Médico de Longarone)

“Antes de que se fuera la luz, se abrió de improviso, de par en par, el portoncito de la entrada, a causa de una corriente de aire, acompañada del ruido del aire que irrumpía [...] Inmediatamente pensé que había cedido el dique. Idéntica suerte corrió una ventana del consultorio que no estaba cerrada. En ese momento se fue la luz. Me precipité inmediatamente hacia afuera y noté que las flores, las calles y mi misma cara se llenaban de agua nebulosa. Tan pronto se sintió la corriente de aire se oyó provenir del pueblo un grito prolongado de varias voces, e inmediatamente después, cuando fui hasta la entrada, vi que de Dogna provenían rayos de descargas eléctricas, al menos por el color, que iluminaban el pueblo, es más, el valle. Debido a la oscuridad no pude ver lo que estaba sucediendo en Longarone [...] El auto, a cincuenta metros de mi casa, era inutilizable porque estaba hundido en el pantano y en el agua, que alcanzaba una profundidad de medio metro. Con la luz de los faros iluminé la calle y vi que el agua, ya calma, estaba fluyendo lentamente y había depositado despojos de árboles hasta casi dos metros de altura. Exactamente ahí, cerca de las ramas y troncos acumulados y de las escuelas, encontré los primeros heridos. Fue esto lo que me dio la primera sensación del desastre” (Ligi, 2005).



Figura 2.14 Vista de la Presa Vajont desde la ciudad de Longarone

Germano Accamillesi

“Mientras estábamos en el bar Faè nos dimos cuenta que de repente se interrumpió la iluminación del televisor y casi al mismo tiempo (treinta-cincuenta segundos) se empezaron a sentir fuertes sacudidas telúricas y luego se apagaba también la iluminación [...].Salimos a la calle y miramos hacia Longarone y vimos una nube blancuzca, alta, sobre Longarone, extenderse hundiéndose sobre Longarone, Dogna y Pirago. Percibimos un olor de mecha quemada y un ruido muy fuerte que se acercaba. Uno de los cuatro espectadores —yo, Antonio Stragà, Alessandro Bellencin y Mauro Naldo— gritó: “Explotó el dique.” Frente a tal advertencia les grité pidiendo auxilio para que salvaran a mis padres que viven en Faè [...] pero no pude moverme a causa del miedo. Me agarraron y me arrastraron hacia el monte.” (Ligi,2005)

Benito Castellano

“Se había aplacado el viento y persistían violentas sacudidas de la tierra. Oí un ruido indefinible muy fuerte, como de un trueno de verano multiplicado cien veces, muy lóbrego, que duró tres o cuatro minutos [...] Un estruendo acompañado por un resplandor, e inmediatamente después un ruido similar al que se oye cuando hay una explosión. Me voltéé y vi una enorme ola vertical que se elevaba hacia el cielo, calculo que tenía ochenta metros de altura por encima del lugar en que me encontraba [...] La ola, según recuerdo, estaba constituida por una serie de fragmentos y de piedras y se estaba desviando de nuevo hacia la cuenca, después de haber descendido las laderas que están abajo de Casso [...] A mi juicio, el desastre concluyó en el lapso de un minuto. Asustado traté de alcanzar una casa cercana [...] pero durante el trayecto una piedra me golpeó la cabeza. No recuerdo con precisión qué hice después. Sé solamente que fui donde el párroco para buscar ayuda médica y luego me detuve en Casso, en medio de la confusión general, de la multitud aterrorizada que no se daba cuenta, ni podía darse cuenta de lo que estaba sucediendo, porque las comunicaciones estaban interrumpidas” (Ligi, 2005)

Gervasia Mazzucco

En ese entonces tenía 11 años de edad, vivía en Casso, la aldea que se encuentra frente al Monte Toc. Eran cerca de a las 14:00 de aquel día y ella comenta lo siguiente “La gente y yo vimos las grietas del Monte Toc y note que los adultos estaban alarmados, yo también me preocupe, una semana antes mi madre me había contado que había soñado que se ahogaba en el agua [...] Yo quería ir al monte Toc con mi madre a ayudarle a trasladar a las vacas de la familia, siempre iba con ella, pero me dijo que era mejor que me quedase en casa con la abuela y que volvería a la mañana siguiente [...] A la hora del corrimiento me encontraba casi dormida, empecé a escuchar un ruido ensordecedor, este ruido no se oía como si viniese del otro lado de la montaña, era un ruido enorme, mi abuela mencionó que era el fin del mundo [...]” (NatGeo, 2012)

Por otra parte temiendo que el agua destruyera su casa el hermano de Gervasia intento salvar a su familia “Me agarró por lo hombros y me tiró por las escaleras, me llevó hasta la puerta de atrás y me empujó fuera, corrí como una loca porque estaba muy asustada, mi instinto me decía que tenía que correr hacia arriba, pensé que iba a morir” (NatGeo, 2012)

Micaela Coletti

En Longarone se encontraba otra estudiante, Micaela Coletti, su padre trabaja en la presa y su madre se encontraba alarmada por lo que este le comentaba acerca de la presa; se encontraban cenando con su familia, ella comenta lo siguiente “En Longarone había un ambiente distinto desde hacía una temporada, oían rumores raros. Había oído a mi madre decir que era mejor que enviase lejos a las niñas, esto me sorprendió mucho y pensé: que hemos hecho para que mamá quiera librarse de nosotros. Mi padre le respondió que si había que morir por la ruptura de la presa era mejor morir juntos. [...] Estaba a punto de dormirme de hecho fingía estar dormida mientras esperaba un beso de mi madre, mi abuela entró en la habitación y cerró la ventana porque se acercaba una tormenta, entonces note que mi cama se doblaba por la mitad y yo me quede dentro noté que avanzaba a una gran velocidad [...] quedé totalmente enterrada entre escombros, sabía que tenía que hacer un esfuerzo y levanté mis brazos para tocarme la cara pero me fue

imposible [...] me encontraron después de las 2:30 de la mañana, me encontraron completamente enterrada, solo sobresalía una mano y un pie.” Micaela fue una de las 30 personas que rescataron y desafortunadamente fue la única de su familia que sobrevivió. (NatGeo, 2012)

Luigi Rivis

Subdirector de la central hidroeléctrica Soverzene. Este personaje llevaba un registro del día a día sobre el deslizamiento presentado en el Monte Toc, de hecho el día del desastre, al observar los datos y ver que eran tan grandes pensó que se trataba de un error. Él comenta lo siguiente con respecto a lo que ocurrió aquel día “Recibí los datos del deslizamiento de la ladera, me sorprendieron y pedí que me los confirmasen; desde la sala de control se podían ver bloques de roca y tierra cayendo al agua. De hecho el gráfico demostraba que estaba a punto de producirse un deslizamiento grande de tierra [...] A las seis de la tarde nos dijeron que estaba a punto de producirse el corrimiento y que fuéramos a supervisar el desprendimiento. Yo por mi parte tenía deseos de ir, pero tenía asuntos pendientes y trabajo que terminar así que decidí quedarme [...] subieron allí para ver cómo ocurría, pero no sabían lo que iba a pasar, murieron en Vajont” (NatGeo, 2012).

Capítulo 3: Estudios de deslizamiento aplicados al desastre en la Presa Vajont

Desde la fecha del trágico accidente, el 9 de octubre de 1963, se han hecho muchas preguntas sobre el comportamiento del deslizamiento del Monte Toc, así como se han hecho innumerables estudios, a cargo de especialistas, estos estudios han servido para analizar a detalle que fue lo ocurrido aquella noche. De igual manera han servido, considerablemente, para la evolución de lo que es hoy en día la Ingeniería Geológica y Geotécnica; sobre todo en el campo de investigación acerca de estabilidad de taludes.

El deslizamiento ocurrido en Vajont, como ya se mencionó, ha sido objeto de numerosos estudios, no solamente por las consecuencias catastróficas que este provocó en la región, sino también por el comportamiento extraño que se presentó en la ladera de la margen izquierda.

La geología del Valle de Vajont fue estudiada por primera vez en los años de 1959-60 por F. Giudici y E. Semenza, su trabajo fue posteriormente analizado por L. Müller quien fue el que se encargó de hacer estudios técnicos programados de lo que iba a comprender todo el embalse de la presa.

Posterior a la tragedia, de igual manera se siguieron haciendo muchos estudios e investigaciones en cuestiones geotécnicas y geológicas, estas investigaciones se hicieron para tratar de explicar las fuerzas cinemáticas y dinámicas que se presentaron durante el deslizamiento junto con todos los factores que estuvieron involucrados en el mismo. De igual forma se han hecho numerosas investigaciones acerca de las condiciones que hicieron que se desencadenara el colapso de la ladera, dichos estudios fueron hechos por diferentes investigadores, entre ellos se encuentran los hechos por Müller en los años 1964, 1968, 1987; Selli en 1964; Hendron y Patton en 1985 y por último los hechos por Semenza y Melidoro en 1992.



Figura 3.1 Superficie de falla del deslizamiento de 1963 de la presa Vajont

3.1 Estudios Previos

3.1.1 Geología

El río Vajont fluye de este a oeste, la estratigrafía del terreno muestra que la formación de la zona es perteneciente a los períodos Jurásico y Cretácico, con el paso del tiempo y la erosión que tuvo el río sobre la zona generó la forma de los estratos del Jurásico de la margen izquierda del río. La

forma sinclinal finalmente define la geometría de la superficie de falla, que siempre es información importante para entender el comportamiento posterior de la masa rocosa.

Estamos hablando que la formación de rocas presentes en el lugar de donde se hizo la construcción de la presa son rocas sedimentarias. Como se ha mencionado el encargado principal de los estudios de geología fue Edoardo Semenza, sus trabajos sirvieron como una contribución muy importante para comprender la geología del sitio, él mismo hizo una reconstrucción sobre la historia geológica de Vajont. En la Figura 3.2 se presenta la clasificación de los suelos propuesta por Semenza.

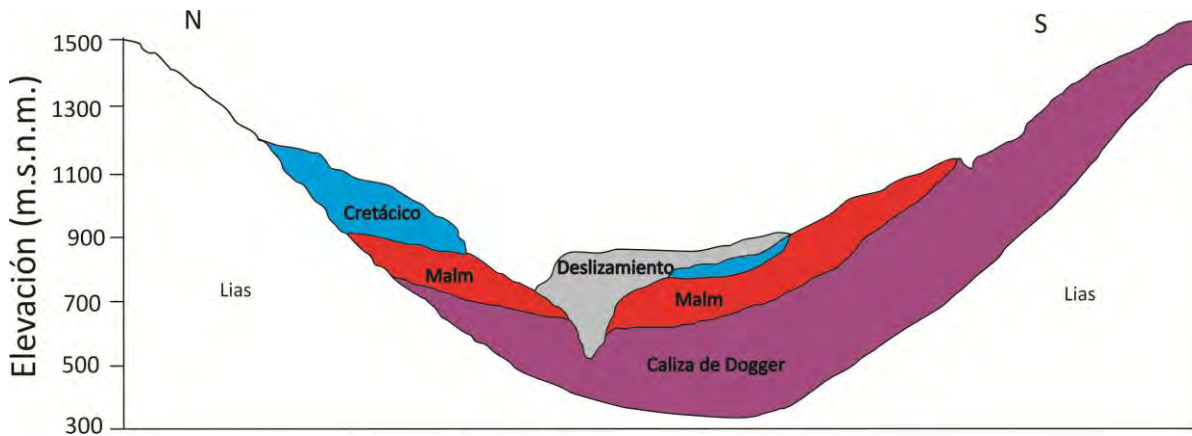


Figura 3.2 Corte Geológico N-S del Vaso del embalse, del lado izquierdo (N) se encuentra el Monte Salta, del lado izquierdo (S) está el Monte Toc (Alonso, 2010)

La importancia que tiene la clasificación hecha por Semenza nos da una perspectiva más clara desde el punto de vista geológico, ya que la superficie de falla a lo largo del Monte Toc muy probablemente ocurrió hace aproximadamente diez mil años atrás. Por lo tanto, éste ha sufrido de deslizamientos con anterioridad. Otro punto que es muy importante sobre la masa de roca del deslizamiento de 1963 es que ya que había sufrido importantes rupturas y daños en tiempos geológicos recientes.

Como lo veremos en la Figura 3.3 la superficie de deslizamiento se encontraba localizada en un estrato del periodo del jurásico superior. Debajo de lo que sería la superficie de falla se encuentran bancos de roca caliza que datan del periodo de Dogger, periodo de la era Jurásica, esto no se vio afectado por el desplazamiento del macizo rocoso. Por encima de la falla, se localizó estratos de piedra caliza de la era del Cretácico inferior, al igual que se identificaron capas finamente estratificadas de margas y calizas del período Malm. En general, las capas plegadas de piedra caliza y marga fueron fuertemente fracturadas. En la superficie de falla se pudo identificar una pequeña y delgada capa de arcillas y margas

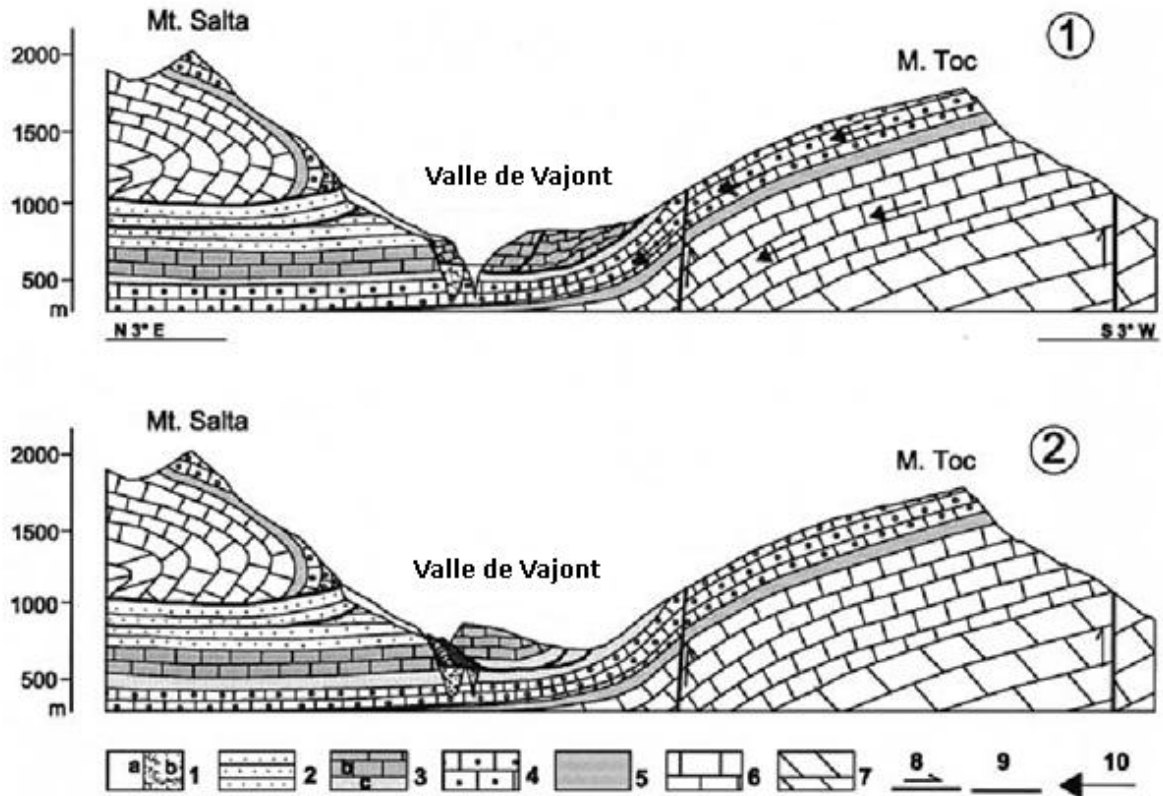


Figura 3.3 Muestra 2 Cortes Geológicos N-S del Monte Salta al Monte Toc. ① Antes del 9 de Octubre de 1963; ② Después del 9 de Octubre de 1963. 1a Cuaternario, 1b Estratificado de gravas aluviales, 2 Scaglia Rossa (Cretácico Superior-Paleoceno Inferior), 3 Formaciones del Cretácico-Jurásico, 3b Formación de Soccher, 3c Ammonitico Rosso y Formación Fonzaso, 4 Calcare del Vajont, 5 Formación Ígnea (Lías superior), 6 Formación Soverzene (Lías Bajo y Medio), 7 Dolomia Principale (Triásico superior), 8 Fallas, 9 Superficie de falla y deslizamientos de Tierra, 10 Dirección del flujo del agua en los mantos acuíferos (Alonso, 2010).

Por otra parte en la Figura 3.4 se aprecia de manera esquemática la manera en la que se fue presentando el movimiento de tierra de Vajont, en la figura se presenta de manera progresiva analizándola de manera breve en el escrito de la imagen.

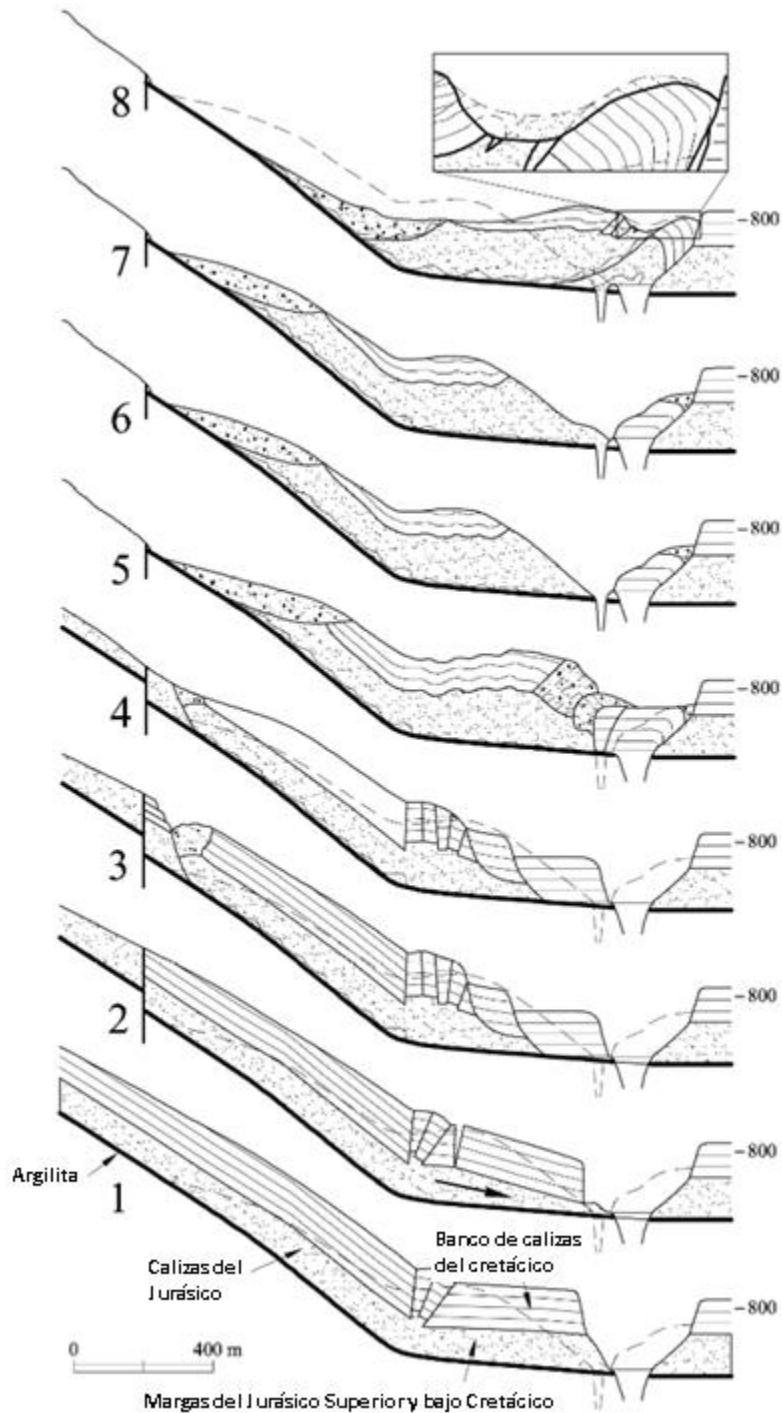


Figura 3.4 Posible reconstrucción del paleo-deslizamiento de Vajont. 1: Situación anterior al primer deslizamiento. 2: Primer movimiento sobre la pendiente. 3: Proceso progresivo de deslizamiento (ondulamiento de las capas estratigráficas) movimiento rotacional en la parte de abajo. 4: Erosión en las partes altas. 5: Deslizamientos antiguos y fracturas de los estratos. El valle es aplastado por el gran deslizamiento. 6: El deslizamiento ocurrido el 4 de Noviembre de 1960, después de miles de años de erosión. 7: Perfil después del pequeño deslizamiento de 1960. 8: Formar final después del deslizamiento de 1963, es la actual situación del valle (Alonso, 2010).

3.1.2 Estratigrafía

La estratigrafía que podemos localizar, está formada por calcarenitas oolíticas masivas, de formación Calcare de Vajont, biocalcarenitas micríticas de la Formación Fonzaso del Oxfordiense, micritas rojizas y grises con amonitas e intercalaciones muy finas de arcilla de la formación Ammonitico Rosso del Kimmergiense, alternancia de calizas microcristalinas, calcarenitas y margas de la formación Calcare del Soccher del Cretácico Inferior.

De acuerdo a estudios que se hicieron en la ladera, donde se presentó la falla de 1963, se encontró la siguiente estratigrafía, se puede ver que es una sucesión entre rocas calizas y margas, esta última es un tipo de roca que es compuesta por carbonato de calcio y arcilla en proporciones de igual magnitud. En el deslizamiento tenemos las siguientes características, en la parte superior tenemos un estrato de roca caliza de un poco mayor a 0.5 m de espesor; el estrato donde se encuentra la superficie de falla tiene un espesor de entre 0.05 y 0.3 m, conformado por la intercalación de rocas calizas, margas y varias capas de arcillas saturadas. El material del deslizamiento estaba sobre una capa continua de arcilla saturada, con un espesor que variaba de 0.5 mm a 17.5 mm. También cómo podemos ver en la Figura 3.5 tenemos que hay una amplia diversidad de materiales, entre los que podemos encontrar pedernales, calizas, margas y diferentes capas de arcilla. Las arcillas presentes en esta formación tienen una peculiaridad ya que están conformadas entre un 35-80% de arcillas como; montmorillonita, esmectita, illita, vermiculita; además de que también tiene granos de calcitas y cuarzos. Por último, cabe mencionar que este tipo de arcillas tienen una baja resistencia al esfuerzo cortante, cuyo coeficiente de fricción anda en el orden de 0.10 a 0.17 y también tiene propiedades de expansión en presencia de agua.

En la Figura 3.5 se esquematiza las propiedades que tenía la superficie del deslizamiento. Como se puede notar hay varias capas de arcillas con diferentes espesores. Además de que es una serie de diversas tipos de capas de roca sedimentaria.

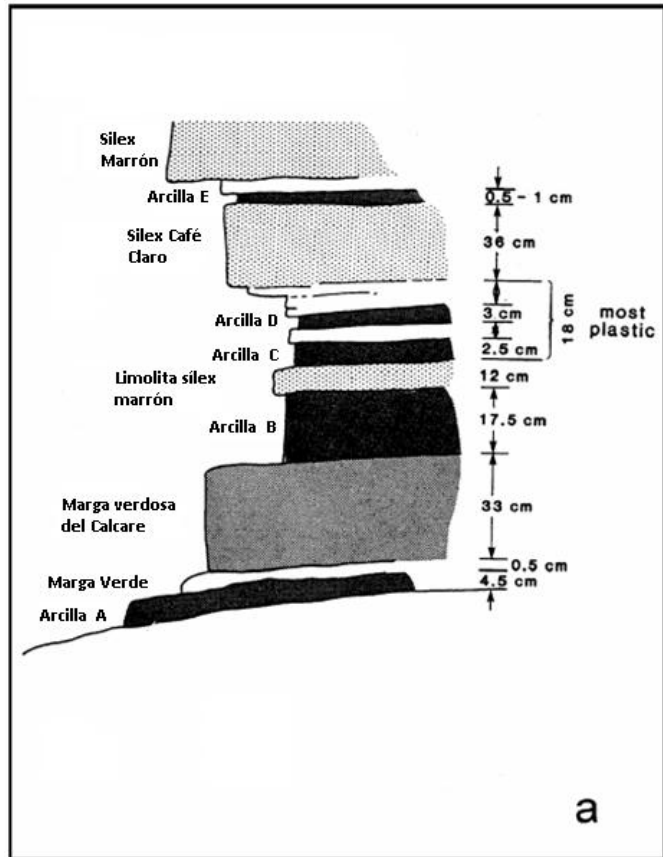


Figura 3.5 Estratigrafía de Vajont. (Genevois, 2005).

3.1.3 Modelos Hidráulicos

Como ya se mencionó anteriormente Carlos Semenza le encarga a Augusto Ghetti la modelización de la margen izquierda, esta se hizo a una escala 1:200, entre los años 1961 y 1962. En este modelo se estudia principalmente el deslizamiento del Monte Toc y la influencia que este tendría sobre el vaso. La principal falla de este modelo, por así decirlo, es que se hace la suposición que el deslizamiento tendría un volumen de 50 hm^3 . Además, gracias a este estudio se basaron para tomar las decisiones con respecto al riesgo de deslizamiento. Dos de las conclusiones a las que se llegaron fueron:

“El máximo volumen de agua que podría mover el material del monte Toc si se deslizara sería de 10 hm^3 ”.

“La cota 700 m.s.n.m. puede considerarse de absoluta seguridad en lo que respecta al más catastrófico acontecimiento previsible de deslizamiento y la máxima ola posible no superará los 30 m de altura”.

El 8 de octubre de 1963 una vez que se determinó y basándose en el modelo hidráulico, el director de obra, Alberico Biadene, advierte al alcalde de Erto-Casso por medio de un telegrama, que es urgente la evacuación y estaría prohibida la permanencia de las personas que tienen viviendas

ubicadas por debajo de la cota 730 m.s.n.m. Durante este ese mismo día se hace un publicación con el título “Debido a los deslizamientos del Monte Toc detectados por ENEL-SADE se pueden producir grandes olas en todo el embalse, advertimos a la población de que es extremadamente peligroso acercarse a sus orillas, pudiendo matar incluso al mejor nadador”.

El modelo implementado por Ghetti tenía una gran falla, ya que hace el estudio contemplado un deslizamiento de 50 hm^3 ; Edoardo Semenza en los estudios previos que hizo junto con Franco Guidici suponen un deslizamiento del orden de 200 hm^3 , ese estudio es verificado y ratificado por Leopold Müller. Debemos de contemplar que ya había avisos previos de deslizamientos y no solamente los sucedidos en la obra; el corrimiento ocurrido en Pontesei fue de similares características y el cual podría servir como parámetro de calibración, con un volumen de corrimiento de 3 hm^3 en un vaso de capacidad de 10 hm^3 se produjo una ola de 20 metros de altura. La modelación hecha en el Instituto de Hidráulica de la Universidad de Padova, no reflejó la realidad y no logró reproducir las condiciones reales por dos causas: Primero en escala se utilizaron gravas, material que no reflejó la realidad en cuanto a un comportamiento de bloque del macizo rocoso; en segundo lugar la velocidad de caída supuesta era mucho menor a como en realidad se comportó el deslizamiento, en el modelo se estudió con una velocidad de 10 m/s y en realidad se desplazó entre 20-30 m/s.

La realidad de Vajont fue que se le dio demasiada credibilidad a los estudios que se realizaron en el Instituto de Hidráulica. De tal forma, que los operadores de la presa cuando supieron la situación de la ladera la noche en que ocurrió el desastre no utilizaron el refugio de emergencia que se tenía en casos de desastres, el resultado fue que todas estas personas perecieron esa noche.

3.1.4 Desastres similares

Años anteriores al desastre de Vajont, entre 1955 y 1956 fue construida la presa Pontesei, una presa de bóveda de 90 metros de altura, 144.70 metros de longitud de coronación y con un volumen de embalse de 10 hm^3 .

Era una obra muy similar a la Presa Vajont, ya que Pontesei fue situada sobre el río Mae (afluente por la margen derecha al Rio Piave) a 10 km de distancia de donde posteriormente iban a edificar Vajont, esta presa también fue hecha por SADE y de la misma forma fue proyectada y construida por Carlo Semenza.

El 22 de Marzo de 1959 se produjo un deslizamiento de 3 hm^3 de la margen izquierda en tan sólo 2 o 3 minutos, dicho movimiento provocó que se hiciera una ola que sobrepasó la corona de la presa por 20 metros de altura. Este suceso provocó la muerte de una persona. Previo a este corrimiento, se podía observar a simple vista el movimiento que ocurría en el lugar, esto hizo que se formara una grieta 50 cm de espesor y 500 m de largo.

Haciendo un análisis, el deslizamiento ocurrido en Pontesei, sucedió cuando se estaba construyendo la presa de Vajont (1957-1962); se considera que por las grandes similitudes del

evento en Pontensei fue como un modelo a menor escala y debió de haber servido a lo que cuatro años más tarde sucedería en Vajont.

3.2 Estudios Post-Desastre

3.2.1 Estudios sobre el mecanismo en la superficie de falla

Para poder hablar acerca de lo ocurrido es preciso hacer mención a los estudios que se han hecho en la superficie de falla. A lo largo de todo este tiempo dichos estudios hablan sobre las características y particularidades que fueron las causantes de semejante desastre, como hemos estado comentando en esta tesis se hace una recopilación de gran parte de las investigaciones realizadas.

En los siguientes párrafos se hace mención a los casos enfocados a la cinemática del desplazamiento, al igual que los estudios de la superficie de falla, posteriormente abordaremos el tema del comportamiento de las olas que se presentaron y por último se dará una explicación de todos los factores que se confabularon para que se presentara el desastre de la presa Vajont.

Retomando brevemente la superficie de deslizamiento, se puede comentar que ésta está compuesta por una serie de capas delgadas, de apenas algunos centímetros, de un tipo de arcilla de alta plasticidad. Hasta ahora, se le han hechos diferentes estudios a esta arcilla en diferentes laboratorios. En la Figura 3.6 se puede observar que se tienen límites líquidos superiores al 50%. Por ejemplo, para un límite líquido LL= 50% el índice de plasticidad es IP= 22%.

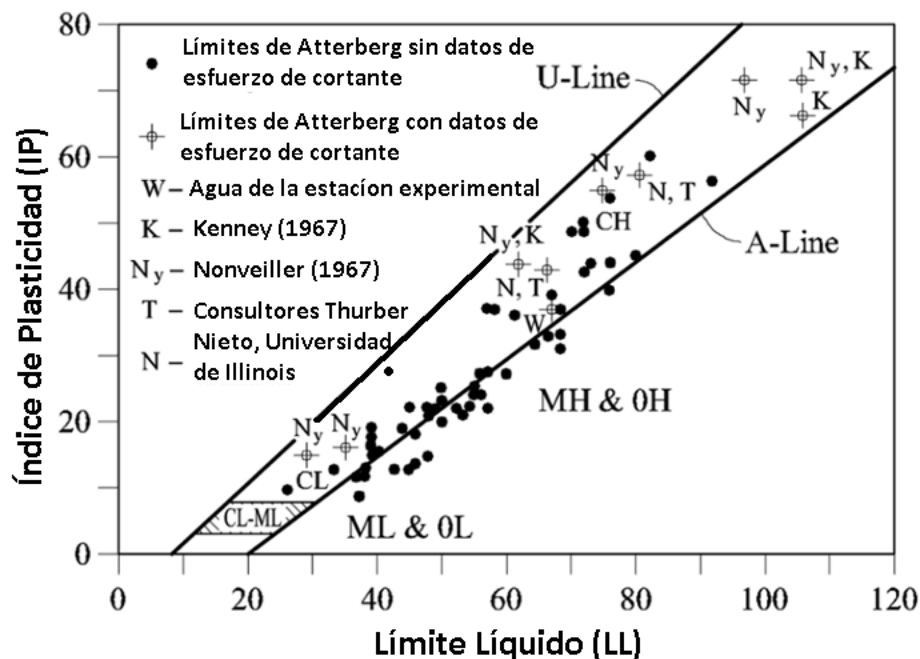


Figura 3.6 Gráfica de estudios de plasticidad tomados a las muestras de la superficie de deslizamiento de Vajont (Alonso, 2010).

Otro de los principales estudios que se realizaron, fueron los ensayos por corte directo. El hecho es que pasado el deslizamiento, indica que el ángulo de fricción residual fue el parámetro de resistencia correspondiente a lo largo de la superficie de falla. Valores medios medidos del ángulo de fricción residual variaron entre 8 y 10 grados. Estos valores son consistentes con las correlaciones existentes entre los ángulos de fricción residuales y la plasticidad de la arcilla.

Modelos de estabilidad

Gran parte de los análisis de estabilidad hechos años después de la falla (deslizamiento) tuvieron el objetivo principal de encontrar el ángulo de fricción necesaria para la estabilidad. En estos estudios se llevaron a cabo procedimientos clásicos para el análisis de estabilidad en mecánica de suelo. Finalmente, lo que se determinó, es que el ángulo de fricción está en un rango de entre 18°-28°. Sin embargo, en investigaciones hechas por Hendron y Patton en 1985 indican que el ángulo de fricción en la superficie de falla no podría ser mayor a 12°. De acuerdo a esto tenemos dos principales razones que respaldan que el valor del ángulo no debería de haber sido superior de 12°. Es preciso tomar en cuenta que el caso de Vajont es un caso de reactivación de deslizamientos de tierra (lo que implica grandes desplazamientos anteriores y cortantes en la superficie de deslizamiento y, por tanto, una situación clara de las condiciones de resistencia residual), por lo tanto el suelo presentaba una resistencia residual. Este término está definido como “La resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla. La resistencia residual en los suelos cohesivos se debe tener en cuenta cuando existe una superficie previa de corte donde han ocurrido desplazamientos en el pasado y en suelos licuables, expuestos a sismos de gran magnitud.” (Juárez, 2005). Dos razones principales apoyan que el hecho ocurrido en Vajont fue un caso de reactivación de deslizamientos de tierra y los pequeños ángulos de fricción residual ($\phi_r = 8^\circ - 10^\circ$) medido en las arcillas de alta plasticidad (Ca-montmorillonita rica) asociados con la superficie de deslizamiento.

Las secciones transversales que se presentan en la Figura 3.7 sugieren que el deslizamiento se puede definir como dos cuñas que interactúan. La primera cuña o cuña superior se desliza en un plano que tiene una inclinación de entre 36° y 37° y la segunda cuña o cuña inferior se desliza en una superficie horizontal, es decir una inclinación de 0°. De acuerdo a lo acordado en párrafos anteriores tenemos un ángulo de fricción interna de 12°, que está actuando en las superficies de deslizamiento basal, la cuña superior es intrínsecamente inestable y ejerce un empuje sobre la cuña resistente inferior. La interacción entre las dos cuñas juega un papel relevante en la explicación de la estabilidad, en ellas los pesos de las dos cuñas y la distribución de presiones de poros ayudan a la determinación de las condiciones de estabilidad.

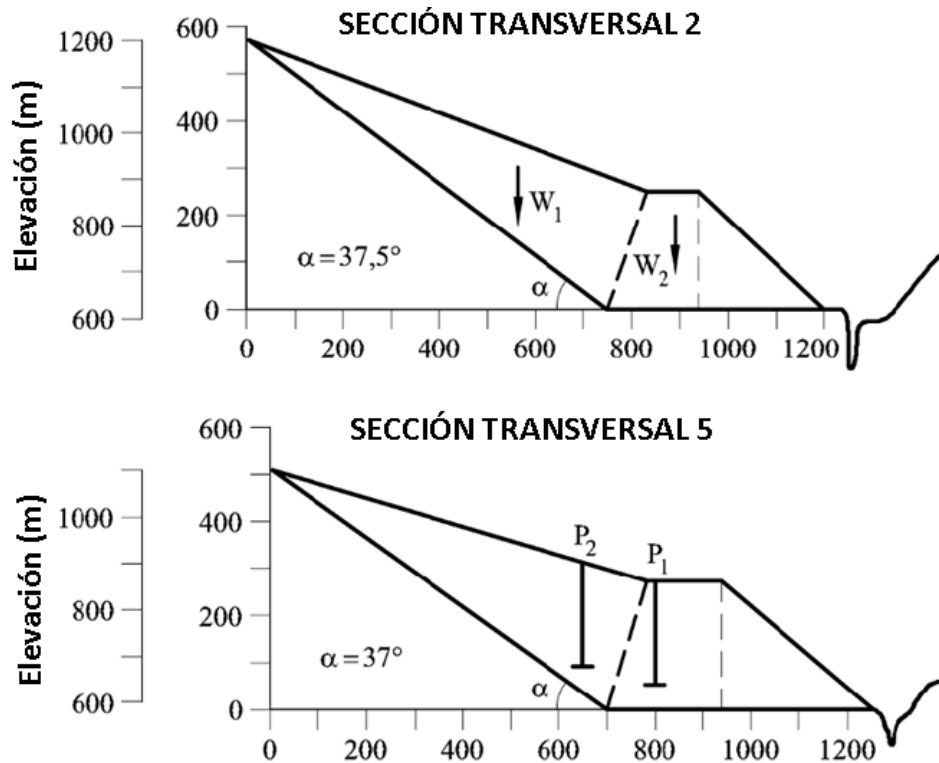


Figura 3.7 Secciones transversales. División en dos bloques del deslizamiento. (Alonso, 2010).

Cinemática del deslizamiento

Para poder empezar a hablar sobre este tema es preciso imaginarse el deslizamiento haciendo una comparación como un tren, cuyo desplazamiento es hacia abajo, como es de suponerse, los vectores de velocidad deben de ser paralelos a la superficie de falla; ahora de acuerdo a los dos planos de deslizamiento ubicados en la Figura 3.7, se presenta un conflicto en el punto de unión de estos planos; ya que la velocidad no es precisamente la misma en los dos planos, vamos a definir con V_1 a la velocidad que se presenta en el plano inclinado, sobre el primer bloque, y existirá una segunda velocidad V_2 presente sobre la plano horizontal; en el contacto de los dos bloques, existe el movimiento relativo entre las dos cuñas que denominaremos como V_{12} , este movimiento se dirige en la dirección de la bisectriz del ángulo entre la superficie de deslizamiento superior e inferior, tal como se observa en la Figura 3.8.

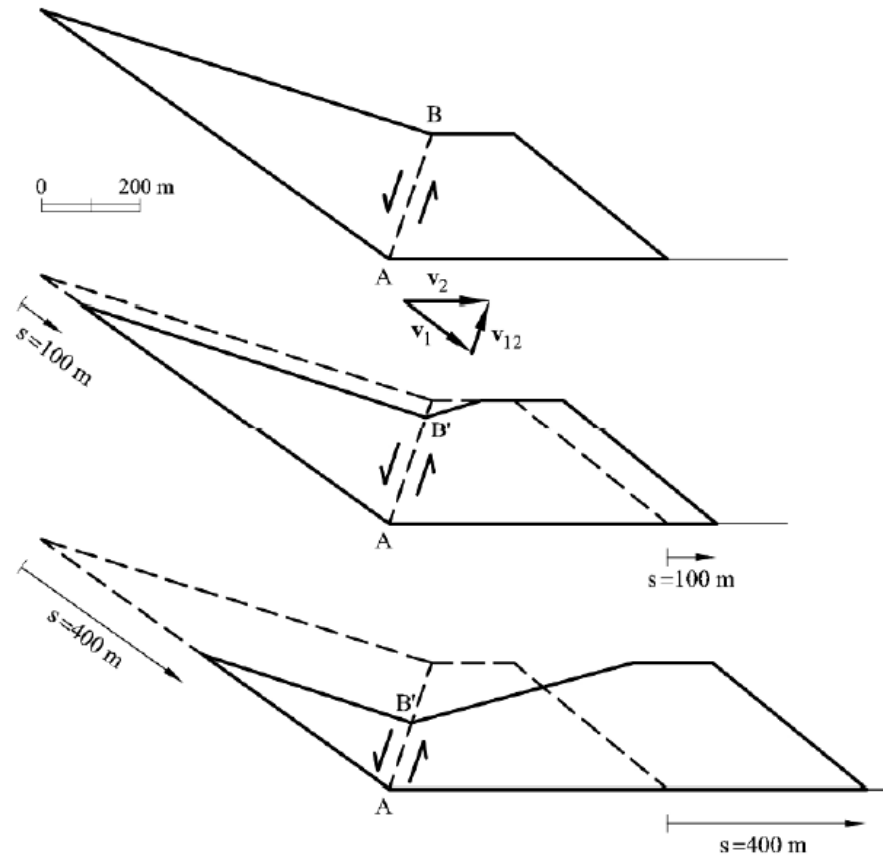


Figura 3.8 Cinemática del deslizamiento. (Alonso, 2010)

El movimiento que se presentó en el deslizamiento implica que la cuña o bloque superior, un bloque de condiciones inestables, buscará la forma de hallar estabilidad; durante este proceso de movimiento se debió de superar la resistencia al deslizamiento que se presenta entre superficie de rozamiento del bloque y el de la superficie del terreno. Para esto tenemos que hacer la hipótesis y aceptar que la geometría que del deslizamiento se puede determinar haciendo una aproximación tomando en cuenta que la superficie del esfuerzo cortante, que se presenta entre el bloque superior y el bloque inferior, es plano; como se muestra en la Figura 3.8. De acuerdo a esto tenemos que por medio de las secciones transversales se puede aproximar la geometría del deslizamiento sucesivo en un total de desplazamientos $s = 0.0 \text{ m}$, $s = 100 \text{ m}$ y $s = 400 \text{ m}$. La Figura 3.8 muestra gráficamente el estado del comportamiento de la masa durante el movimiento de tierra. Estos datos van a ser utilizados posteriormente para un análisis dinámico sobre la falla.

Modelo de dos bloques

De acuerdo a la Figura 3.9 se tienen dos bloques uno inestable y otro estable, superior e inferior respectivamente, los cuales son unidos por una doble barra articulada normal al plano bisectriz. De acuerdo al comportamiento que se presentó en ese deslizamiento, ambos bloques son movidos y tienen una interacción solamente por una fuerza F_i , debemos de tomar en cuenta que esta fuerza hace posibles los esfuerzos normales y cortantes en el plano ubicado entre los dos

bloques. Además, debemos de comentar que el bloque inferior se encuentra parcialmente sumergido con un nivel de agua h_w con respecto al plano de deslizamiento inferior; el bloque superior no es afectado por el nivel del agua.

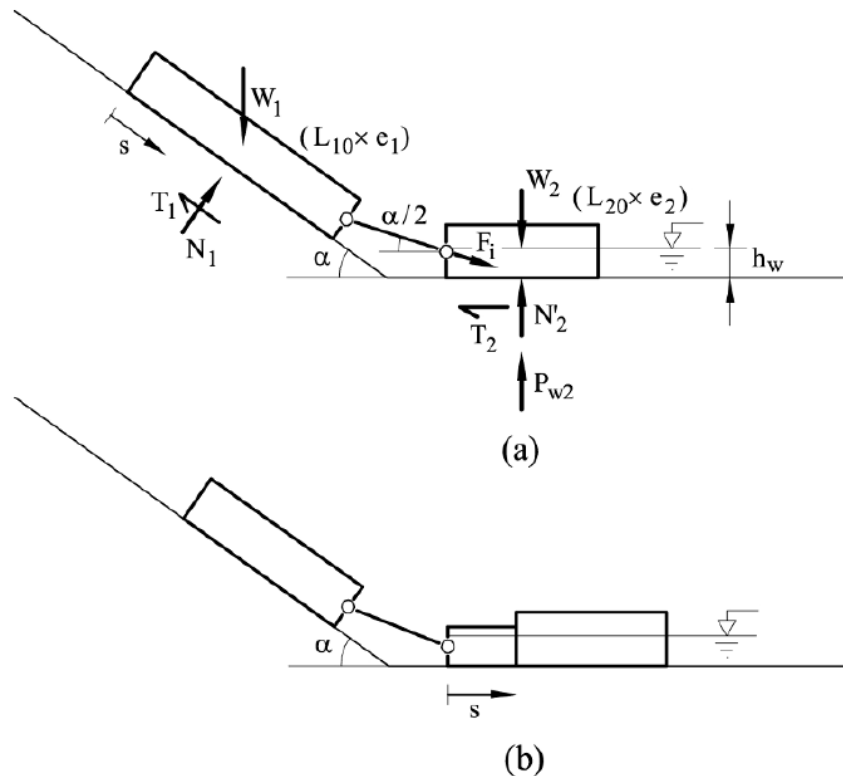


Figura 3.9 Modelos del deslizamiento de Vajont de dos bloques. (a) Definición de la geometría y de las fuerzas que actúan sobre ella. (b) Después del deslizamiento en desplazamiento s . (Alonso, 2010)

En la Figura 3.9(a) se pueden observar todos los esfuerzos que actúan en el deslizamiento, ahora una problemática simple se define como sigue: encontrar el ángulo de resistencia al cortante basal para el equilibrio. Este es un problema elemental en la mecánica que se resuelve mediante la expresión de equilibrio de fuerzas para cada bloque y luego forzar un valor común para la interacción entre los dos bloques. Entonces siguiendo eso, tenemos que las expresiones de equilibrio estático (normal y paralela a la dirección de deslizamiento) se escriben como sigue, en términos de tensiones efectivas:

-Para el bloque superior:

$$N_1 = W_1 \cos(\alpha) + F_i \sin(\alpha/2) \dots (3.1a)$$

$$W_1 \sin(\alpha) = T_1 + F_i \cos(\alpha/2) \dots (3.1b)$$

$$T_1 = N_1 \tan \phi'_b \dots (3.1c)$$

Donde:

$N_1 = \text{Fuerza Normal, bloque superior}$

$W_1 = \text{Peso del bloque superior}$

$T_1 = \text{Fuerza de fricción, bloque superior}$

$N_2 = \text{Fuerza Normal, bloque inferior}$

$W_2 = \text{Peso del bloque inferior}$

$T_2 = \text{Fuerza de fricción, bloque inferior}$

$F_i = \text{Fuerza de interacción}$

$h_w = \text{Nivel del agua}$

Como el agua no está interactuando con el bloque superior, se puede determinar en la Figura 3.9(a) ya que, $h_w = 0$ y lo que nos lleva a que $N_1 = N_1'$ ó N_2'

-Para el bloque inferior:

$$N_2' + P_{w2} = W_2 + F_i \sin(\alpha/2) \dots (3.2a)$$

$$T_2 = F_i \cos(\alpha/2) \dots (3.2b)$$

$$T_2 = N_2' \tan \varphi_b' \dots (3.2c)$$

Donde φ_b' es definido como el coeficiente de fricción efectivo en los planos de deslizamiento. De acuerdo a las ecuaciones anteriores y haciendo una serie de despejes con respecto a F_i en ambos bloques obtenemos la igualdad de F_i quedando de la siguiente manera.

$$\frac{W_1(\sin \alpha - \cos \alpha \tan \varphi_b')}{\sin(\alpha/2) \tan \varphi_b' + \cos(\alpha/2)} = \frac{(W_2 - P_{w2}) \tan \varphi_b'}{\cos(\alpha/2) - \tan \varphi_b' \sin(\alpha/2)} \dots (3.3)$$

La cual es una ecuación de segundo grado por la $\tan \varphi_b'$. El volumen del bloque 1 y 2 son estimados de acuerdo a la sección de la Figura 3.8 se determina que el $V_{10} = 112,590 \text{ m}^3/\text{m}$ y $V_{20} = 93,000 \text{ m}^3/\text{m}$ donde el 10 y 20 significan el valor inicial (no el desplazamiento del deslizamiento). Se puede decir que son volúmenes específicos con un metro de espesor. El valor de P_{w2} se puede calcular como $P_{w2} = L_{20} * h_w$ cuando hacemos una estimación de la longitud del bloque 2 de acuerdo a las Figura 3.7 y Figura 3.8. Se puede estimar que la longitud del bloque mencionado es de $L_{20} = 560 \text{ m}$, aproximadamente. Por último tenemos que el peso específico de la roca, que fue tomado de acuerdo a muestras de los bloques del deslizamiento $\gamma_r = 23.5 \text{ kN/m}^3$. Aceptando todos estos valores y de la Figura 3.7 sección 5 cuyo ángulo es ($\alpha = 37^\circ$) de inclinación podemos derivar los ángulos internos de fricción y la altura del nivel del agua.

$$\varphi_b' = 21.1^\circ \text{ para } h_w = 120 \text{ m}$$

$$\varphi_b' = 19.4^\circ \text{ para } h_w = 60 \text{ m}$$

En el plano de la sección inferior tomamos en cuenta que se ubica aproximadamente en la elevación 590 m.s.n.m. y el nivel máximo que alcanzó la reserva llegó a 710 m.s.n.m. Por ende el primer caso que se presenta es el caso máximo extraordinario en cuanto a las presiones que ejerce el agua sobre el bloque inferior antes de la falla. Sin embargo como es de considerarse las precipitaciones juegan un papel importante en este estudio, ya que impactan en la presión de poro de agua del suelo que está por debajo del nivel del agua como “la presión del agua que hay entre los espacios intersticiales de los sólidos”. Y la resistencia mecánica está en función del esfuerzo efectivo, es el esfuerzo total menos la presión de poro, a mayores presiones de poro menor es la resistencia del suelo.

Donde:

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$\sigma = H * \gamma_{\text{Suelo}}$$

$$u = H * \gamma_w$$

$\sigma' = \text{Esfuerzo efectivo}$

$\sigma = \text{Esfuerzo Total}$

$u = \text{Presión de poro}$

$H = \text{Profundidad}$

$\gamma_{\text{Suelo}} = \text{Peso específico del suelo}$

$\gamma_w = \text{Peso específico del agua}$

Algo que no ayudó mucho es el conocimiento que se tiene sobre los datos de precipitaciones, por lo que no se toma en cuenta los valores de la precipitación en este estudio.

A pesar de su simplicidad, el modelo de bloques proporciona algunas pistas sobre el efecto del nivel de agua y el deslizamiento. Si $\varphi'_b = 21.1^\circ$ se toma como el verdadero ángulo de fricción efectiva a lo largo de la superficie de falla, el factor de seguridad, F, está definido como:

$$F = \frac{\tan(21.1^\circ)}{\tan(\varphi'_{mob})}$$

Donde φ'_{mob} , es el ángulo de fricción encargado del equilibrio estricto para la situación previa a un deslizamiento. Además de que está implícito el nivel del agua que debe de existir en el vaso. El valor de φ'_{mob} , se va a variar en la ecuación (3.3) para los diferentes valores que va a tener h_w y el factor de seguridad calculado va a estar plasmado en la Figura 3.9(a). En esta imagen, la explicación más lógica es que cuando el nivel del agua se incrementa, se reduce el peso debido al empuje que ejerce el agua sobre este ($W_2 - P_{W2}$), en pocas palabras la fricción para la situación de equilibrio debe de aumentar, como se ha venido mencionando, en este modelo simplificado, el

bloque superior no se ve afectado por esta situación. Sin embargo más adelante podremos ver que, el nivel máximo al que llegó el vaso, induce presiones de agua en poros de la parte inferior del bloque superior; como se observa en la Figura 3.9(a). El factor de seguridad va a disminuir en medida del aumento en el nivel del agua. El efecto sobre que la geometría sufrió cambios en el desplazamiento, debe de ser analizado, ya que como se ve en la Figura 3.9(b) parte del bloque superior recae al bloque inferior y el comportamiento del deslizamiento es más realista en la Figura 3.9(a) ya que ilustra de manera más significativa los eventos del desastre; en ésta los pesos de los bloques van a estar definidos para un desplazamiento s como:

$$W_1 = W_{10} - e_1 s \gamma_r \dots (3.4a)$$

$$W_2 = W_{20} - e_1 s \gamma_r \dots (3.4b)$$

Donde, e_1 es el espesor del bloque superior ($V_{10} = L_{10} e_1$, para la sección que estamos estudiando $L_{10} = 700 \text{ m}$ y $V_{10} = 112,590 \text{ m}^3/\text{m}$ y $e_1 = 160.8 \text{ m}$. Además que se debe de calcular el empuje del agua existente para el bloque inferior de la siguiente manera $P_{W2} = (L_{20} - s) h_w$. De acuerdo a la ecuación (3.3) se proporciona el φ'_{mob} de acuerdo a los pesos de los bloques, y debido a esto podemos encontrar los valores que tendrá el factor de seguridad para el desplazamiento s en el movimiento de tierra. Estos factores de seguridad los podemos observar en la Figura 3.10(b), y como era de esperarse la estabilidad es progresiva con el paso del movimiento. Ya que el peso del bloque va acomodándose y por la misma razón, el bloque tiende a distribuirse sobre el bloque inferior.

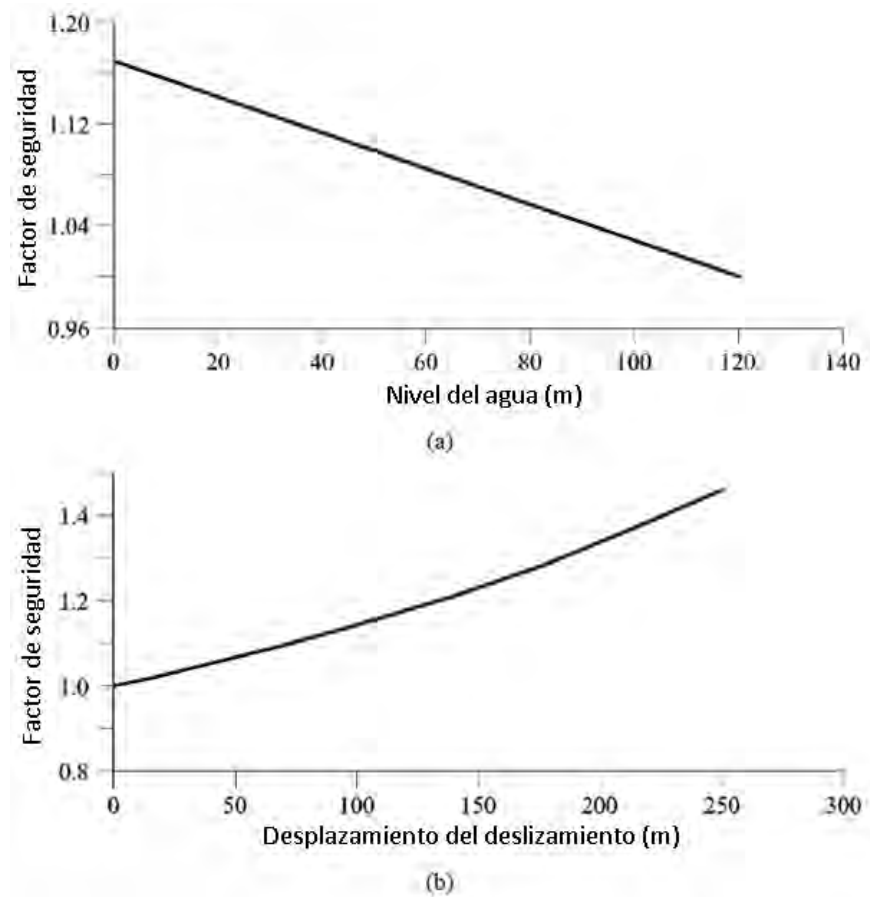


Figura 3.10 Factor de Seguridad para el modelos de dos bloques. (a) Efecto que tiene el agua para un desplazamiento cero. (b) Desplazamiento del deslizamiento, para $h_w = 120m$. (Alonso, 2010).

De acuerdo a los análisis que se han hecho sobre la reserva del valle de Vajont, el comportamiento fue totalmente diferente al esperado, ya que el bloque sufrió de una aceleración y por ello las fuerzas resistentes presentes en el modelo tendieron a disminuir considerablemente para buscar un mecanismo automático de estabilización en un masa que se tornó cada vez más inestable debido a la aceleración que se presentó.

Este modelo tiene además otra limitación, el ángulo de fricción para el equilibrio $\phi'_b = 21.1^\circ$ para $h_w = 120 m$ ó $\phi'_b = 19.4^\circ$ para $h_w = 60 m$, aunque la mínima diferencia no es realmente importante, con respecto al ángulo de fricción residual, que muy probablemente corresponda a $\phi'_{res} = 12^\circ$. Este resultado indica que el modelo de dos bloques es demasiado simplificado para representar las condiciones reales del deslizamiento que se presentó en la cuenca de Vajont. Por consiguiente a lo explicado es necesario realizar modificaciones en las limitaciones que se presentan en el modelo de dos bloques para que se presenten y sean más realistas las condiciones del deslizamiento presentado en la Figura 3.7 y Figura 3.8.

Interacción entre la superficie de rozamiento

De acuerdo al plano AB en la Figura 3.8 se tiene que es más o menos perpendicular al plano donde se encuentran sedimentadas las lutitas y las calizas del periodo Malm. El esfuerzo de resistencia al cortante, que se presenta en este plano (AB) es difícil de estimar debido a la geometría del deslizamiento. De acuerdo a estudios hechos por diferentes investigadores, tenemos que en la Figura 3.8 se muestra la envolvente de la fuerza en el plano de Mohr para una roca ubicada sobre capas del periodo Malm. Los detalles que definen este tipo de roca fueron descritos por Müller en años posteriores a la falla, incluso comenta lo siguiente acerca de lo que se puede observar post-desastre.

“La columna estratigráfica expuesta en la masa deslizante consta de estratos de calizas parcialmente cristalinos, calizas con inclusiones duras silíceas, calizas y lutitas. Muchos estratos están fuertemente plegados y muestran indicios de la tectónica en la pendiente. Su estructura geológica y la secuencia geológica ha permanecido esencialmente sin cambios. La masa de roca entera permaneció intacta. Aparte de algunas fallas formadas recientemente, otros efectos del deslizamiento fue la apertura de las uniones existentes y el desarrollo de nuevas articulaciones, lo que resulta en un aumento de volumen global de 4 a 6% y una reducción asociada de la coherencia mecánica de la masa de roca.”

La fuerza que se presenta en el deslizamiento no es lineal, pero se hace una aproximación por medio de la teoría Mohr- Coulomb la cual se muestra en la Figura 3.11 en la cual podemos observar que se centra para un intervalo de esfuerzo normal de $\sigma'_n = 2 \text{ MPa}$, el cual representa una condición promedio que se presentó en el plano AB de la Figura 3.8. De acuerdo a los parámetros de fuerzas que se presentan en el procedimiento de Mohr-Coulomb $c'_r = 0.787 \text{ MPa}$; $\phi'_r = 38.5^\circ$.

Una de las realidades del deslizamiento es que en el plano AB ofrece una resistencia a la fuerza de cortante, y por lo tanto este plano juega un rol muy importante en la estabilidad del deslizamiento. El cortante a través de una masa de roca se asocia típicamente con la liberación de energía. De hecho, en los años precedentes al deslizamiento, cuando se hicieron tres intentos de llenar el vaso, se registraron eventos sísmicos en la superficie de deslizamiento. Estos eventos sísmicos que fueron descritos y explicados por un científico de apellido Nonveiller en el año de 1987, *“Las vibraciones generadas en la zona del deslizamiento significan la dilatación del material en una zona de falla en la roca”*. Estos eventos tuvieron un incremento importante en la etapa del llenado del vaso; también se informó de que la roca experimentó una degradación general como resultado del movimiento del deslave en el período de diciembre de 1959 a diciembre de 1960. Todo esto evidencia que la masa de roca que estaba sobre la superficie del cortante (sobre el plano AB, ver Figura 3.8), experimentó importantes fuerzas cortantes durante los ciclos de llenado y vaciado del embalse previo a la falla.

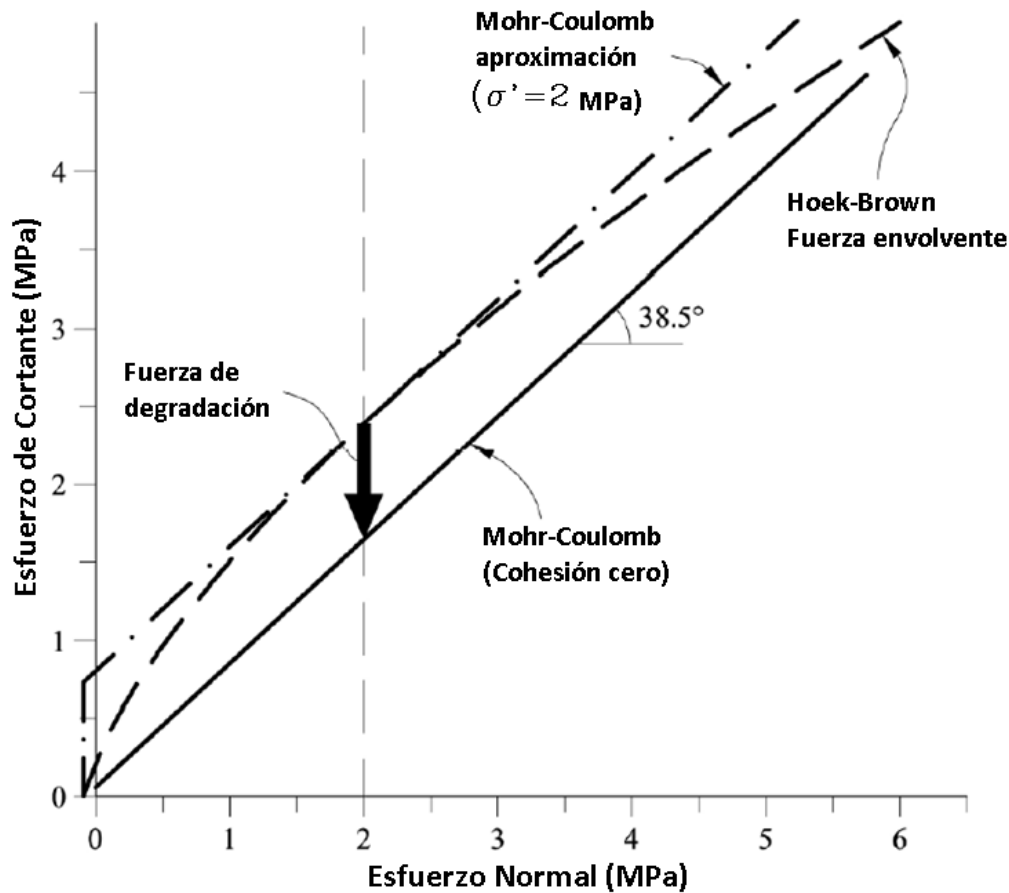


Figura 3.11 La fuerza que envuelve el deslizamiento es descrito como: Resistencia del Material a 50 MPa. Índice Geológico de Resistencia de acuerdo a Hoek (GSI=50). Parámetro m_i de Hoek $m_i = 9$ (Calizas blandas). Parámetro de degradación $D = 0.5$ (En escala 0 a 1). Igual se muestró Mohr-Coulomb para una fuerza normal $\sigma'_n = 2$ MPa $c'_r = 0.787$ MPa; $\varphi'_r = 38.5^\circ$. (Alonso, 2010).

Conforme va ocurriendo el movimiento del deslizamiento la cohesión presente en el material tiende a desaparecer debido al esfuerzo cortante presente en el plano AB. Como es de esperarse el movimiento produce un debilitamiento en la zona de falla sobre el plano.

En el modelo basado en la interacción de dos cuñas las principales hipótesis son las siguientes:

1. Las cuñas superior e inferior cambian su geometría durante el deslizamiento, como se muestra en la Figura 3.8. La cuña superior pierde masa que se añade a la inferior.
2. Durante el movimiento, el Plano en común AB tiende a reducir su longitud, el cortante en el este plano es descrito de acuerdo al criterio de Mohr-Coulomb $\tau = c'_r + \sigma' \tan \varphi'_r$. Además de que la cohesión en la intersección (c'_r) depende del desplazamiento (s). Esto, como procedimiento simplificado para introducir degradación de la resistencia de la masa de roca durante el movimiento del deslave. El ángulo de fricción interna (φ'_r) se mantiene constante.
3. Las condiciones residuales de la superficie de deslizamiento se asumen que tiene los siguientes parámetros de resistencia, $c'_r = 0$ y $\varphi'_r = 12^\circ$.

4. La presión de poros de agua está dada por lo niveles freáticos.
5. Las condiciones de equilibrio se formulan en términos dinámicos. De esta manera, es posible analizar la degradación de la resistencia al corte en el plano AB' en el movimiento del macizo rocoso. Condiciones estáticas de equilibrio son un caso particular del caso dinámico. Sólo se consideran los términos de inercia. No se introducen los efectos viscosos.

De acuerdo a la segunda Ley de Newton que nos dice "El cambio de movimiento es proporcional a la fuerza motriz impresa y ocurre según la línea recta a lo largo de la cual aquella fuerza se imprime" si buscamos aplicar esta teoría al modelo de interacción bloques, podemos percatarnos que las fuerzas que involucradas en el bloque se encuentran en equilibrio. Teniendo en cuenta que la masa de los bloques dependen del desplazamiento ya que el volumen de los bloque variaran de acuerdo al movimiento, a la distancia y al tiempo de deslizamiento.

Bloque superior (Bloque 1)

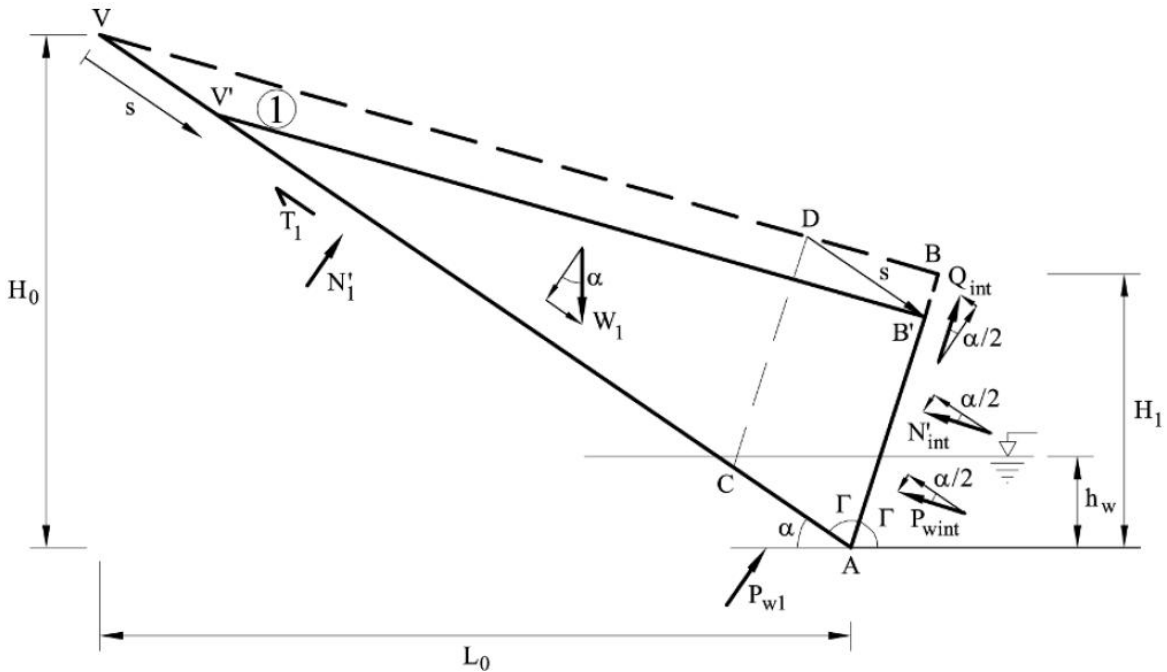


Figura 3.12 Geometría y fuerzas internas presentes en el bloque superior del deslizamiento (Alonso, 2010)

De acuerdo a la Figura 3.12 el equilibrio dinámico en dirección paralela al movimiento (desplazamiento s ; velocidad $v = ds/dt$) se expresa de la siguiente manera

$$W_1 \sin \alpha - T_1 - N'_{int} \cos(\alpha/2) - Q_{int} \sin(\alpha/2) - P_{wint} \cos(\alpha/2) = \frac{d(M_1 v)}{dt} \dots (3.5)$$

Donde M_1 es definido como la masa del bloque superior o bloque 1 ($W_1 = M_1 * g$) y se puede derivar el término de la derecha con respecto al tiempo y queda de la siguiente forma.

$$\frac{d(M_1 v)}{dt} = M_1 \frac{dv}{dt} + \frac{dM_1}{dt} v \dots (3.6)$$

El equilibrio en la dirección normal con respecto a la superficie de deslizamiento es definido por

$$W_1 \cos \alpha - N'_1 + N'_{int} \sin(\alpha/2) - Q_{int} \cos(\alpha/2) - P_{w1} + P_{w int} \sin(\alpha/2) = 0 \dots (3.7)$$

Donde las fuerzas de interacción Q_{int} y N'_{int} se relacionan a través de

$$Q_{int} = c'_r AB' + N'_{int} \tan \varphi'_r \dots (3.8)$$

La resistencia al cortante es dado por:

$$T_1 = N'_1 \tan \varphi'_b \dots (3.9)$$

La ecuación de movimiento (3.5), junto con las ecuaciones (3.7), (3.8) y (3.9) se convierten a la siguiente ecuación

$$W_1 s_1 - N'_{int} s_2 + c'_r AB' s_3 - P_{w int} s_4 + P_{w1} \tan \varphi'_b = \frac{d(M_1 v)}{dt} \dots (3.10)$$

Donde las expresiones s_i son constantes trigonométricas.

$$s_1 = \sin \alpha - \tan \varphi'_b \cos \alpha \dots (3.11a)$$

$$s_2 = \tan \varphi'_b \sin(\alpha/2) - \cos(\alpha/2) \tan \varphi'_r \tan \varphi'_b + \cos(\alpha/2) + \sin(\alpha/2) \tan \varphi'_r \dots (3.11b)$$

$$s_3 = \tan \varphi'_b \cos(\alpha/2) - \sin(\alpha/2) \dots (3.11c)$$

$$s_4 = \tan \varphi'_b \sin(\alpha/2) + \cos(\alpha/2) \dots (3.11d)$$

En la Ecuación (3.10) despejamos la fuerza normal de interacción efectiva, y la podemos definir de la siguiente manera.

$$N'_{int} = \frac{1}{s_2} (W_1 s_1 + c'_r AB' s_3 - P_{w int} s_4 + P_{w1} \tan \varphi'_b - \frac{d(M_1 v)}{dt}) \dots (3.12)$$

Cuando la cuña se desliza una distancia s a lo largo del plano basal, la longitud del plano de corte se reduce de AB a AB' (Figura 3.12). Por ende los triángulos AVB y $AV'B'$ son similares y con ello es fácil de encontrar que:

$$AB' = \frac{L_0 / \cos \alpha - s}{L_0 / \cos \alpha} \frac{H_1}{\cos(\alpha/2)} \dots (3.13)$$

Donde H_1 es el espesor inicial existente del bloque inferior sobre la superficie de deslizamiento, esto se puede observar en la Figura 3.12.

El volumen del bloque superior, se puede definir mediante una expresión en función de los parámetros de la geometría inicial y del desplazamiento s .

$$V_{Bloque 1} = \frac{1}{2} \left(\frac{L_0}{\cos \alpha} - s \right)^2 \frac{H_1}{L_0} \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha/2)} \dots (3.14)$$

La masa y el peso del bloque superior ahora se pueden calcular de una manera más fácil, utilizando el volumen del bloque previamente calculado en la ecuación (3.14) y multiplicándolo por la densidad (δ_r) y el peso específico (γ_r) de la roca, respectivamente. De igual manera el tiempo de variación de la masa va a ser obtenida por la siguiente expresión. Donde el tiempo de variación del deslizamiento ($\frac{ds}{dt}$) es igual a la velocidad v .

$$\frac{d(M_1 v)}{dt} = \delta_r \frac{dV_{\text{Bloque 1}}}{dt} = -\delta_r \left(\frac{L_0}{\cos \alpha} - s \right) \frac{H_1}{L_0} \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha/2)} \frac{ds}{dt} \dots (3.15)$$

Bloque inferior (Bloque 2)

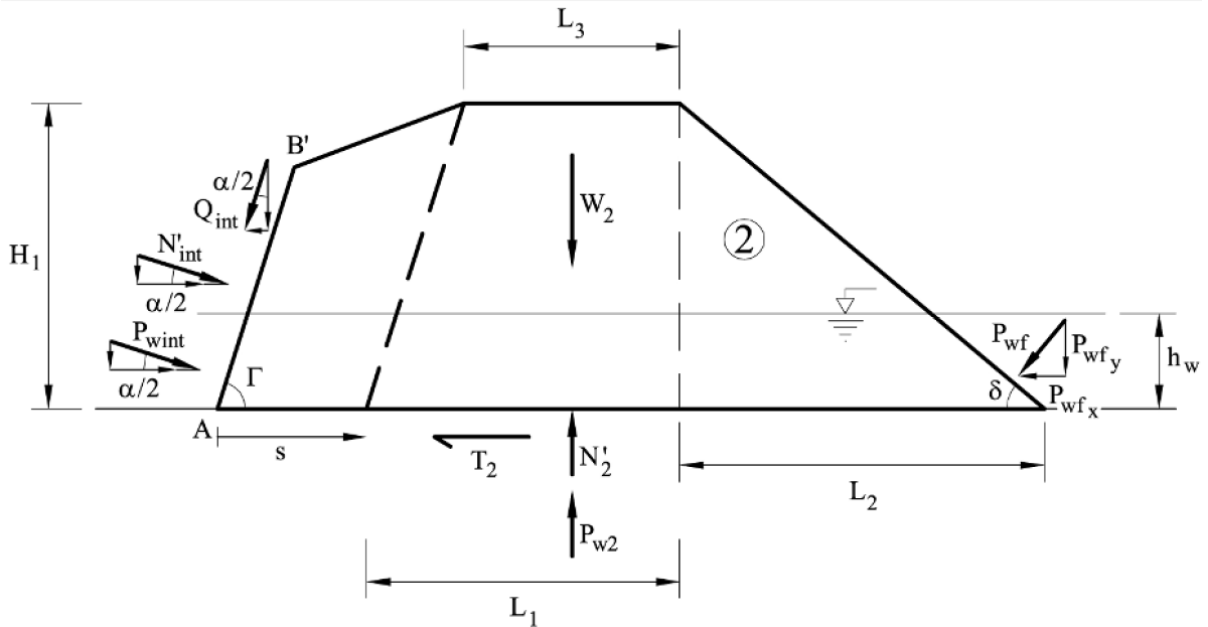


Figura 3.13 Geometría y fuerzas internas presentes en el bloque inferior del deslizamiento (Alonso, 2010).

Equilibrio dinámico en dirección paralela al movimiento (desplazamiento s ; velocidad $v = ds/dt$) se expresa de la siguiente manera

$$N'_{int} \cos(\alpha/2) - Q_{int} \sin(\alpha/2) - T_2 = \frac{d(M_2 v)}{dt} \dots (3.16)$$

Donde M_2 es definido como la masa del bloque inferior o bloque 2 ($W_2 = M_2 * g$). Las componentes horizontales de las fuerzas que ejercen las presiones de agua P_{wint} y P_{w2} son de la misma magnitud pero de signos opuestos. El término de la derecha de la ecuación (3.16) de igual modo se puede buscar la derivada como se hizo en la ecuación (3.6). Si proponemos que la masa del deslizamiento es constante, el tiempo de variación en M_2 va a ser igual al tiempo de variación de M_1 pero con signo contrario.

La resistencia al corte del bloque va a estar definido por

$$T_2 = N'_2 \tan \phi'_b \dots (3.17)$$

Tomando lo que dice la ecuación (3.8) y sustituimos en la ecuación (3.16)

$$N'_{int} \cos(\alpha/2) - (c'_r AB' + N'_{int} \tan \varphi'_r) \sin(\alpha/2) - T_2 = \frac{d(M_2 v)}{dt} \dots (3.18)$$

El equilibrio en la dirección normal al plano horizontal de deslizamiento se lee de la siguiente manera.

$$W_2 - N'_2 + N'_{int} \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) + (c'_r AB' + N'_{int} \tan \varphi'_r) \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) + P_{w\ int} \sin(\alpha/2) + P_{wfy} - P_{w2} = 0 \dots (3.19)$$

La ecuación (3.19) nos ofrece una ecuación para el término N'_2 el cual fue introducido en la ecuación (3.18). Por lo tanto, la siguiente expresión es la ecuación de movimiento en el plano de deslizamiento.

$$N'_{int} s_5 - c'_r AB' s_6 - P_{w\ int} s_7 - (P_{w2} - P_{wfy} - W_2) \tan \varphi'_b = \frac{d(M_2 v)}{dt} \dots (3.20)$$

Y las expresiones s_i como ya lo habíamos mencionado son constantes trigonométricas dadas de la siguiente forma:

$$s_5 = \cos(\alpha/2) - \tan \varphi'_b \sin(\alpha/2) - \cos(\alpha/2) \tan \varphi'_r \tan \varphi'_b - \sin(\alpha/2) \tan \varphi'_r \dots (3.21a)$$

$$s_6 = \tan \varphi'_b \cos(\alpha/2) + \sin(\alpha/2) \dots (3.21b)$$

$$s_7 = \tan \varphi'_b \sin(\alpha/2) \dots (3.21c)$$

La fuerza normal de interacción efectiva existente entre los dos bloques es ahora encontrada por la ecuación (3.20).

$$N'_{int} = \left(\frac{1}{s_5}\right)(c'_r AB' s_6 + P_{w\ int} s_7 + (P_{w2} - P_{wfy} - W_2) \tan \varphi'_b + \frac{d(M_2 v)}{dt}) \dots (3.22)$$

Si igualamos la ecuaciones (3.12) y (3.22) podremos encontrar una sencilla ecuación de movimiento quedaría de la siguiente forma reagrupando términos.

$$W_1 s_1 s_5 + (W_2 - P_{w2} + P_{wfy}) \tan \varphi'_b s_2 + c'_r AB' (s_3 s_5 - s_2 s_6) - P_{w\ int} (s_4 s_5 + s_7 s_2) + P_{w1} \tan \varphi'_b s_5 = s_5 \frac{d(M_1 v)}{dt} + s_2 \frac{d(M_2 v)}{dt} \dots (3.23)$$

La ecuación (3.23) es reescrita para la introducción de otros coeficientes trigonométricos t_i , y quedaría de la siguiente forma con los valores de los coeficientes.

$$W_1 t_1 + (W_2 - P_{w2} + P_{wfy}) t_2 + c'_r AB' t_3 - P_{w\ int} t_4 + P_{w1} t_5 = s_5 \frac{d(M_1 v)}{dt} + s_2 \frac{d(M_2 v)}{dt} \dots (3.24)$$

$$t_1 = s_1 s_5 \dots (3.25a)$$

$$t_2 = \tan \varphi'_b s_2 \dots (3.25b)$$

$$t_3 = s_3 s_5 - s_2 s_6 \dots (3.25c)$$

$$t_4 = s_4 s_5 + s_7 s_2 \dots (3.25d)$$

$$t_5 = \tan \varphi'_b s_5 \dots (3.25e)$$

Para una condición estricta de equilibrio estático, por lo que significa que $\frac{d(M_1 v)}{dt} + \frac{d(M_2 v)}{dt} = 0$; la ecuación (3.24) proporciona el valor efectivo de la cohesión presente en el plano de deslizamiento del plano AB, en términos del ángulo de fricción interna del material φ'_r , el peso de los bloques, fuerzas de las presiones en poros y factores geométricos.

$$c'_r = \frac{-W_1 t_1 - (W_2 - P_{w2} + P_{wfy}) t_2 + P_{wint} t_4 - P_{w1} t_5}{AB' t_3} \dots (3.26)$$

Las ecuaciones con las que se obtienen las fuerzas de las presiones que ejerce el agua sobre los bloques son las siguientes:

$$P_{wfy} = \frac{h_w^2 \gamma_w}{2 \tan \delta} \dots (3.27a)$$

$$P_{w2} = (L_1 + L_2 + s) h_w \gamma_w \dots (3.27b)$$

$$P_{w1} = \frac{h_w^2 \gamma_w}{2 \sin \alpha} \dots (3.27c)$$

$$P_{wint} = \frac{h_w^2 \gamma_w}{2 \cos \alpha} \dots (3.27d)$$

Para la condición inicial ($s = 0$) los volúmenes serán calculados gracias a las Figura 3.7 y Figura 3.8, permiten calcular los pesos de los bloques.

$$V_{10} = \frac{L_0 H_1}{2 \cos \alpha} \dots (3.28a)$$

$$V_{20} = \frac{L_1 + L_2 + L_3}{2} H_1 \dots (3.28b)$$

Equilibrio estático en el falla

En la Figura 3.7 las secciones transversales que se muestran ayudan a la determinación de los parámetros geométricos dados en la Tabla 3.1. La sección 5 es más estable que la Sección 2, para un conjunto común de parámetros de resistencia. Como se ha argumentado que la fricción residual en la superficie de deslizamiento basal es un parámetro conocido con suficiente certeza, la condición de estabilidad sólo puede utilizarse para determinar los parámetros de resistencia al corte en el plano AB. De hecho, sólo las combinaciones de la pareja (c'_r, φ'_r) se pueden encontrar, ya que sólo está disponible una condición: la condición de equilibrio estático en el inicio de la falla como se observa en la Ecuación (3.26). Esta es una ecuación no lineal con respecto a c'_r y φ'_r , esto se observa en la Figura 3.14 para las secciones 2 y 5 además asumiendo que $\varphi'_b = 12^\circ$ y el peso específico de la roca es de 23.5 kN/m^3 .

Tabla 3.1 Parámetros geométricos de las secciones 2 y 5 de la Figura 3.7

	H ₀ [m]	H ₁ [m]	L ₀ [m]	L ₁ [m]	L ₂ [m]	α [°]	δ [°]	V ₁ [m ³ /m]	V ₂ [m ³ /m]
Sección 2	580	245	750	190	260	37.7	43.3	116142	68149
Sección 5	510	260	700	240	320	36	39.1	112590	93000

De acuerdo a los esquemas dibujados en la Figura 3.6, la fuerza que genera el agua sobre la presión de poro es directamente influenciada por el nivel del vaso de almacenamiento, de acuerdo con esto tenemos en la sección 2 la altura que tiene el nivel de agua ubicada por encima de la superficie de deslizamiento horizontal, si vemos la Figura 3.7 podremos observar que el nivel es cercano a la cota 710 m. n. s. m., por tanto implica que aproximadamente el valor para la sección 2 es $h_w = 90\text{ m}$ y para la sección 5 es $h_w = 120\text{ m}$. Ya que en la sección 2 el nivel en el que ubicamos la falla se encuentre un poco más alta en comparación con la sección 5. Los valores de c'_r y φ'_r corresponden a estas dos elevaciones del agua sobre el plano de deslizamiento horizontal inferior de la Figura 3.15.

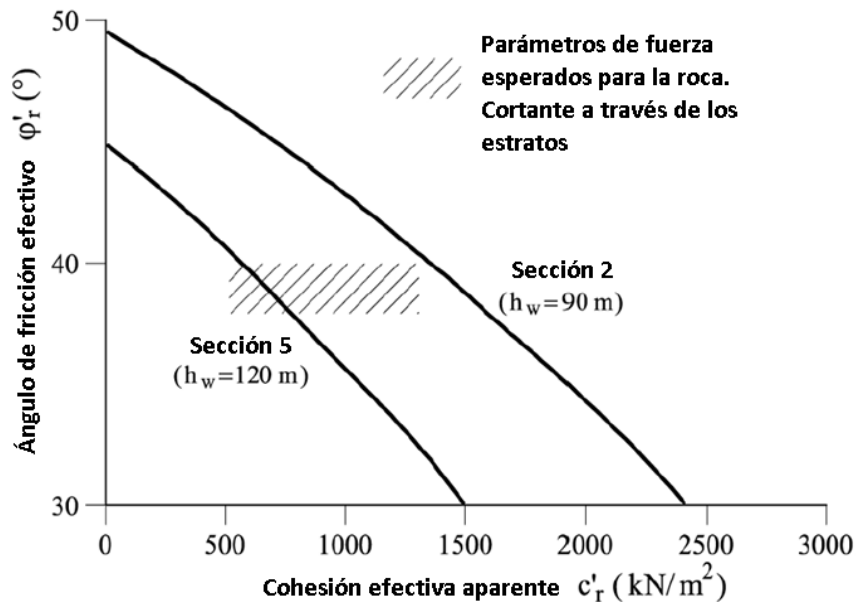


Figura 3.14 Parámetros de resistencia a través de esquila plano AB de equilibrio. Las secciones 2 y 5. Fricción Basal $\varphi'_b = 12^\circ$. (Alonso, 2010).

La sección 2 tiene una exigencia mayor en términos de la resistencia de roca, por el peso específico del bloque superior e inferior, en la Figura 3.14 podemos darnos cuenta que los valores de resistencia para el equilibrio son más altos en la Sección 2. Es interesante comprobar que las combinaciones de c'_r y φ'_r en la Figura 3.14 concuerdan con la fuerza de cortante esperada en la roca a través de los planos de estratificación, que se analizan en el apartado “**Interacción entre la superficie de rozamiento**” de este mismo capítulo. Dado que la variabilidad de los valores de φ'_r es pequeño en comparación con la variación esperada de la cohesión c'_r , se espera una serie de parejas (c'_r, φ'_r) semejantes a φ'_r en un rango de 38° a 40° , y se ve representado en la Figura 3.14,

como una estimación razonable de la resistencia de la roca al cortante en el plano AB. Si la sección 5 se toma como una muestra representativa del deslizamiento, las siguientes combinaciones conducen a un estricto equilibrio del deslizamiento en Vajont: ($c'_r = 762.3 \text{ KPa}$ y $\varphi'_r = 38^\circ$); ($c'_r = 564.0 \text{ KPa}$; $\varphi'_r = 40^\circ$).

Si tomamos en cuenta la sección 5 para el análisis, la variación de N'_{int} con el ángulo de fricción en la base para dos pares de valores (c'_r , φ'_r) se da en la Figura 3.7. El equilibrio se alcanza cuando se la fuerza de interacción N'_{int} existente entre los dos bloques es igual, lo cual implica que el esfuerzo de cortante Q_{int} de igual manera $N'_{int} = Q_{int}$.

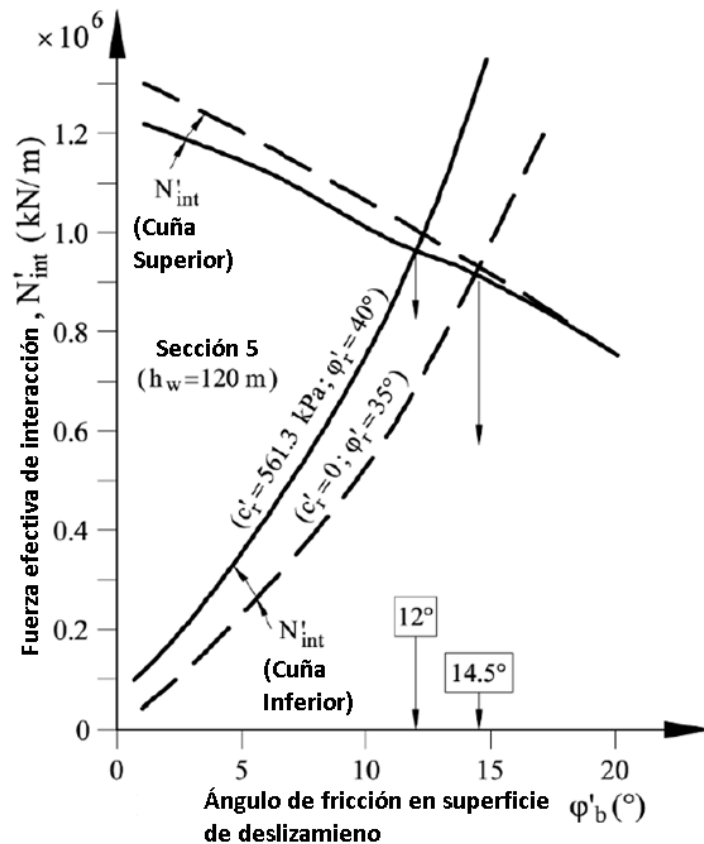


Figura 3.15 Fuerza de interacción efectiva N'_{int} , existente entre los dos bloques. Para la sección 5 del deslizamiento de Vajont (Alonso, 2010).

La Figura 3.15 muestra la relación entre la fuerza de interacción efectiva (N'_{int}) y el ángulo de fricción en la superficie de falla. Se puede apreciar que en el comportamiento que se tiene en el bloque inferior la fuerza N'_{int} aumenta junto con el ángulo de fricción sobre la superficie de falla (φ'_b); caso contrario para el bloque superior, donde el comportamiento de la fuerza N'_{int} tiende a disminuir pero el ángulo de fricción en la superficie de falla (φ'_b) va en aumento pero a un ritmo más lento. En la Figura 3.15 se pueden apreciar cuatro curvas, dos líneas continuas y dos líneas discontinuas, para los diferentes parámetros de resistencia. Las intersecciones entre estas líneas nos indican el punto de equilibrio cuando a las fuerzas son iguales, cuando los parámetros son $c'_r = 564.0 \text{ kN/m}^2$ y $\varphi'_r = 40^\circ$ el equilibrio se consigue en $\varphi'_b = 12^\circ$. Si la fuerza a lo largo del

plano de corte AB se reduce a $c'_r = 0 \text{ kN/m}^2$ y $\varphi'_r = 35^\circ$, φ'_b tiene que aumentar a 14.5° , para alcanzar el equilibrio.

Hasta el momento, las condiciones de equilibrio se han utilizado para encontrar los parámetros de resistencia en la falla. La condición de falla cuando es propiamente identificada, esto quiere decir que particularmente se conocen la geometría del deslizamiento y la distribución de la presión de poros por parte del agua; es un procedimiento para encontrar los parámetros de resistencia y una relación entre los parámetros de resistencia involucrados en el modelo seleccionado para realizar los cálculos de estabilidad. El procedimiento, que se ilustra arriba, a menudo se describe como un "back-analysis" o "Análisis de vuelta" de la falla.

Además, uno puede estar interesado en saber el factor de seguridad para distintas condiciones. Por ejemplo, en el caso de Vajont, tiene sentido saber las condiciones de seguridad de la pendiente antes del llenado del embalse o de alguna elevación en particular de la superficie del vaso. Estas cuestiones se abordan en la siguiente sección.

Factores de seguridad

En los métodos sobre el límite de equilibrio (los análisis desarrollados anteriormente), el factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia a la fuerza de cortante disponible del suelo o de la roca; y el esfuerzo de cortante necesario para el equilibrio estricto. La resistencia al corte y la tensión de corte se calculan sobre la superficie de falla. En los modelos anteriores "**Modelo de dos bloques**" e "**Interacción entre la superficie de rozamiento**" se observan dos superficies de falla: la superficie "basal", que limita el deslizamiento de tierra y el plano de corte AB que limita los dos bloques del deslizamiento. La naturaleza del movimiento de las dos superficies es muy diferente: el primero se encuentra en una arcilla de alta plasticidad en las condiciones residuales, en tanto que la superficie de corte interna cruza los planos sedimentarios, y manifiesta una fuerza significativa. Sin embargo, es muy posible que los desplazamientos que se generaron por el cortante, disminuyeron en cierta medida por la resistencia que está presente en el suelo y sobre todo en el plano de falla.

Dado que el problema es complicado, vamos a aceptar, para iniciar la discusión, que dos factores de seguridad diferentes F_b y F_r , son adecuados para las dos superficies. Entonces, los parámetros de resistencia se definen de la siguiente manera:

$$\tan \varphi'_{b \text{ mob}} = \tan \varphi'_b / F_b \dots (3.29a)$$

$$\tan \varphi'_{r \text{ mob}} = \tan \varphi'_r / F_r \dots (3.29b)$$

$$c'_{r \text{ mob}} = c'_r / F_r \dots (3.29c)$$

Una cuestión relevante sobre el factor de seguridad F_b , al inicio del deslizamiento de Vajont al principio del embalse (es decir, $h_w = 0$), se tiene la hipótesis que el esfuerzo del movimiento en la superficie de deslizamiento de base se mantuvo en condiciones residuales por lo que $\varphi'_b = 12^\circ$, y quiere decir que $F_b = 1$. También es interesante saber cómo el factor F_r puede cambiar

permaneciendo $F_b = 1$ si el movimiento va hacia adelante siguiendo el mecanismo descrito en la Figura 3.8. Alternativamente, se puede desear encontrar un factor de seguridad único y global, F , para las dos situaciones mencionadas $F = F_b = F_r$.

Para el perfil de la sección 5, se presenta el siguiente conjunto de parámetros de resistencia: $\varphi'_b = 12^\circ$; $c'_r = 762.2 \text{ kPa}$; $\varphi'_r = 38^\circ$ y falla cuando $h_w = 120 \text{ m}$. Si estos parámetros se aceptan como parámetros de resistencia verdaderos, las ecuaciones de equilibrio dadas en “**Interacción entre la superficie de rozamiento**” también son válidas, para condiciones distintas de falla. Si se utilizan los parámetros de resistencia reducidos (ecuaciones 3.29a, 3.29b y 3.29c) en lugar de los valores de resistencia verdaderos, las condiciones de equilibrio son satisfechas. De hecho, el movimiento de esfuerzos de cortante se define como aquellos que satisfacen las condiciones de equilibrio. Por lo tanto, en las ecuaciones (3.29), la ecuación general de equilibrio se puede utilizar para encontrar el factor de seguridad. Sin embargo, la ecuación de equilibrio ahora va a estar en función de F_b y F_r . Por lo tanto, sólo el factor de seguridad puede ser determinado de las maneras anteriormente planteadas aceptando que $F = F_b = F_r$ o fijando que $F_b = 1$.

Si se sustituyen los parámetros de resistencia al movimiento (ecuaciones 3.29a, 3.29b, y 3.29c) en la ecuación de equilibrio (ecuación 3.26), se obtiene la siguiente expresión

$$\frac{c'_r}{F_r} = \frac{-W_1 t_1(F_r, F_b) - (W_2 - P_{w2} + P_{wf} y) t_2(F_r, F_b) + P_{w \text{ int}} t_4(F_r, F_b) - P_{w1} t_5(F_r, F_b)}{AB' t_3(F_r, F_b)} \dots (3.30)$$

El factor de seguridad F_r , de la sección 5 del deslizamiento de Vajont se obtiene de:

- Condiciones de presión de agua antes de la falla. Como se discutió antes, los efectos de la presión que ejerce el agua en los poros están integrados en la variable h_w , que es el nivel del vaso por encima del plano de deslizamiento horizontal inferior de la falla.
- El cambio de geometría, ya que el deslizamiento se va hacia adelante y el nivel de agua mantiene la máxima elevación $h_w = 120 \text{ m}$. Se trata de un análisis puramente estático realizado con diferentes geometrías del deslizamiento, cuando se mueve hacia adelante.
- El efecto de h_w sobre el factor seguridad F_r , cuando $F_b = 1$, se representa gráficamente en la Figura 3.16. El valor calculado para $h_w = 0$ es $F_r = 1.2$, de acuerdo a lo anterior se puede observar que el factor de seguridad F_r no es muy alto lo que nos dice de manera indirecta que antes de generarse el embalse existía un equilibrio pero este fue muy fácil de afectar al momento del elevarse el nivel del agua.

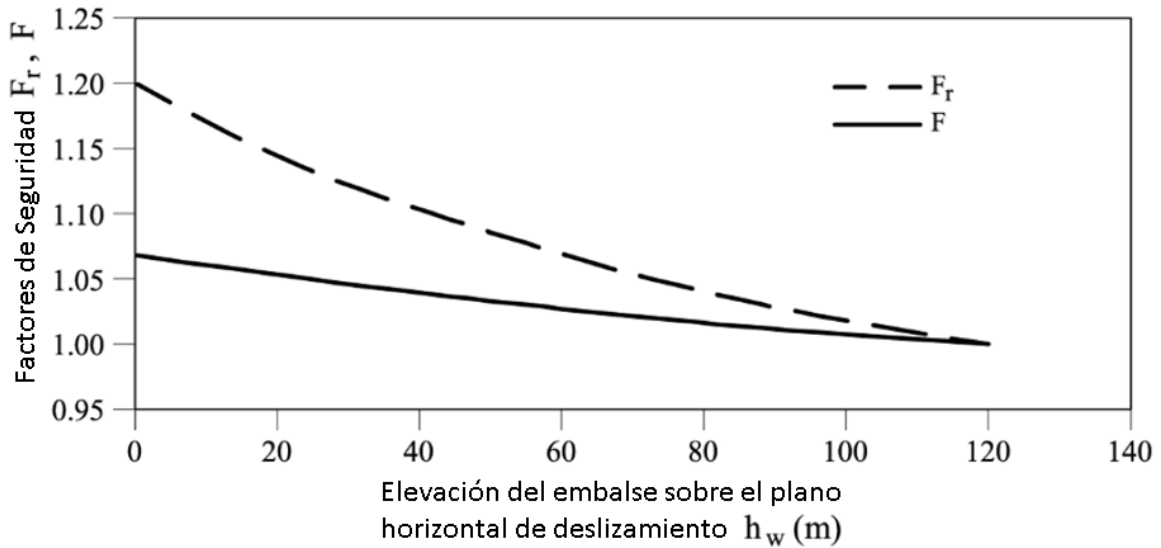


Figura 3.16 Evolución del factor de seguridad F_r , cuando $F_b = 1$ y el factor de seguridad general, F , cuando el nivel del vaso incrementa (Alonso, 2010).

El análisis del cambio de geometría, conduce al factor de seguridad F_r representado en la Figura 3.17 por línea discontinua, donde existe un incremento de F_r y se hace más pronunciado a medida que aumenta el desplazamiento en el deslizamiento. Se aprecia que para un valor $F_r = 5$ tiene un desplazamiento $s = 150 \text{ m}$, esto nos indica que el esfuerzo generado por la resistencia al movimiento a través del plano AB, no es necesaria para mantener el equilibrio. De hecho, más allá de un desplazamiento $s = 179 \text{ m}$, el ángulo de fricción residual en la superficie principal del deslizamiento es capaz de mantener el equilibrio sin ninguna contribución del cortante generado en la masa de roca sobre el plano AB.

Como podemos observar en las Figura 3.16 y Figura 3.17 los valores obtenidos para el factor de seguridad global F , es significativamente más bajo que para el factor de seguridad F_r . Gracias a todo esto se puede generar una escala de valores numéricos en base al factor de seguridad global para la ayuda de la determinación del riesgo de falla. Si F tiene valores de 1.5 o superiores son generalmente considerados como indicadores de un bajo riesgo de falla en taludes. Un factor de seguridad de 1.2 es, probablemente, un límite que divide entre estar cerca de la mínima y puede calificarse como una situación aceptable. Dado que los diferentes procedimientos de cálculo suelen dar lugar a cambios en el factor de seguridad de ± 0.1 para un problema de estabilidad de taludes dado, un factor de seguridad de 1.1 transmite un mensaje claro de riesgo de falla.

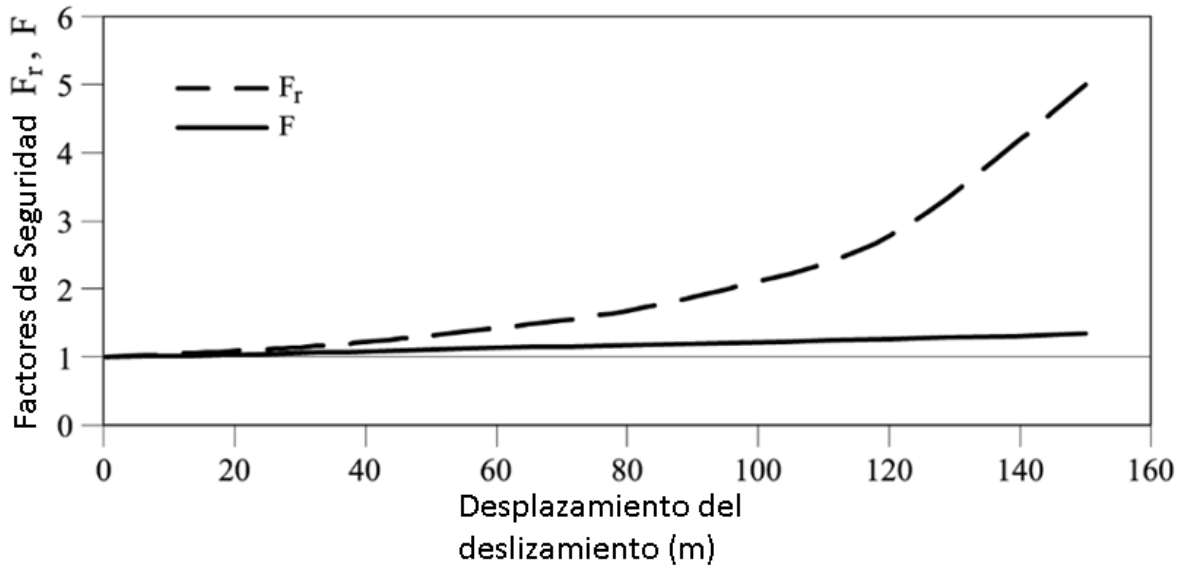


Figura 3.17 Para la Sección 5 y cuando $h_w = 120$ m. Evolución del factor de seguridad F_r y el factor de seguridad global F , con desplazamiento (Alonso, 2010)

Sin embargo, uno debe distinguir entre las situaciones de diseño y la problemática de analizar una de sus medidas correctivas de deslizamiento existentes. En el segundo caso, la evidencia de inestabilidad de campo, si se interpreta correctamente, proporciona un valor de referencia amplia por ello entonces $F = 1$ para condiciones de falla y que actúa como un punto de referencia para la validación de cualquier método de análisis de estabilidad. Entonces, los cambios calculados de factor de seguridad más allá de la situación de referencia ($F = 1$) es significativamente más fiable que un ejercicio en cuanto a la predicción de éste, por ejemplo, en los parámetros de resistencia determinados en el laboratorio o en presiones de poro derivados de cálculos de flujo.

Los factores globales de seguridad calculados para el cambio de los niveles de agua dentro de un rango grande ($h_w = 0$ m a 120 m) son particularmente bajos, el comportamiento del factor F disminuye ya que para cuando el valor de $h_w = 0$ da $F = 1.07$ y para un valor $h_w = 120$ m el factor de seguridad tendría un valor de $F = 1$. Este es sin duda una consecuencia del gran tamaño del deslizamiento. Además, la presencia del embalse supuso un cambio relativamente menor en la seguridad de la ladera, siempre dentro de la perspectiva de riesgo asociado a la definición clásica del factor de seguridad. Por otra parte, este resultado es también una indicación indirecta de que en grandes deslizamientos de tierra, se espera que las medidas correctivas viables lleven a relativamente bajos incrementos del factor de seguridad.

La Figura 3.17 muestra que el movimiento del deslizamiento ayuda a tener una nueva geometría y con ello el factor de seguridad global va en aumento. De hecho, los desplazamientos en $s = 40$ m, 100 m y 150 m implican valores del factor de seguridad de $F = 1.08$, 1.22 y 1.36 , respectivamente.

La pregunta pertinente en este caso, ya se ha dicho al hablar de los dos resultados del modelo de bloques, es preguntar por las razones del ¿por qué el movimiento acelerado del deslizamiento de tierra da una mayor estabilidad? Para ello es necesario ver el siguiente apartado.

Deslizamiento

Las condiciones de equilibrio, cuando se incluyen términos de inercia, de acuerdo a los resultados en la ecuación de movimiento (3.24), y teniendo en cuenta la ecuación (3.6) se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{dv}{dt} = \frac{W_1 t_1 + (W_2 - P_{w2} + P_{wfy}) t_2 + c_r' AB' t_3 - P_{wint} t_4 + P_{w1} t_5 - s_5 \frac{d(M_1)}{dt} + s_2 \frac{d(M_2)}{dt}}{(s_5 + s_2)} \dots (3.31)$$

Donde se sabe que las derivadas con respecto al tiempo de M_1 y M_2 son conocidas en la Ec. (3.15) y dependen del desplazamiento y la velocidad. Los pesos (W_1 y W_2) y la longitud AB' también dependerán del desplazamiento. Por lo tanto, la ecuación (3.31) se puede escribir como:

$$a = \frac{dv}{dt} = f(s, v) \dots (3.32)$$

La aceleración de deslizamiento ($a = \frac{dv}{dt}$) está en función del desplazamiento s y la velocidad v . La función también incluye información sobre la geometría, los pesos específicos, presiones de agua, y los parámetros de fuerza, etc. La ecuación (3.32) invita a desarrollar un sencillo algoritmo numérico de integración. Si se adopta la siguiente aproximación discreta, el valor de la aceleración y la velocidad en el instante $(t + 1)$ puede ser calculada como

$$a_{i+1} = \left(\frac{dv}{dt} \right)_i = \frac{v_{i+1} - v_i}{t_{i+1} - t_i} = f(v_i, t_i) \dots (3.33a)$$

$$v_{i+1} = v_i + f(s_i, v_i)(t_{i+1} - t_i) \dots (3.33b)$$

Se puede observar que son funciones de valores conocidos evaluados en un tiempo t . De esta manera, se desarrolla un procedimiento de integración de tiempo explícito. Reducción $\Delta t = t_{i+1} - t_i$ conduce a resultados progresivamente más precisos.

Los desplazamientos se pueden estimar a partir de la siguiente expresión

$$v_i = \left(\frac{ds}{dt} \right)_i = \frac{s_{i+1} - s_i}{t_{i+1} - t_i} \dots (3.34a)$$

$$s_{i+1} = s_i + v_i(t_{i+1} - t_i) \dots (3.34b)$$

En vista de la naturaleza del problema y la simplicidad del modelo mecánico, es probable que sea necesario buscar procedimientos de integración más sofisticados. El algoritmo de integración se llevó a cabo en una hoja de cálculo de Excel (Alonso, 2010). Se debe de tener en cuenta que las masas, pesos y la longitud del plano AB' deben ser actualizados en cada intervalo de tiempo, ya que dependen del desplazamiento.

En “**Interacción entre la superficie de rozamiento**” se argumenta que la cohesión presente en el material presenta disminución en su valor debido al esfuerzo cortante existente en el plano AB y de acuerdo a esto la cohesión está en función de la distancia del desplazamiento s .

$$c'_r = c'_{r0} \exp(-\Gamma s) \dots (3.35)$$

Donde Γ es una constante (cuyas unidades son de longitud) que controla la disminución de la velocidad de roca y c'_{r0} donde el valor inicial de ($c'_{r0} = 768.35 \text{ kPa}$ para la sección 5 de la Figura 3.7, si $\varphi'_b = 38^\circ$, y aceptando que $\varphi'_r = 12^\circ$). En la ecuación (3.35) también se incluye el movimiento con el fin de explorar el efecto de la pérdida de resistencia al cortante en la dinámica del movimiento. No es razonable, sin embargo, esperar una fuerte disminución de la cohesión a lo largo del plano AB" y la razón es que la masa de roca cruza el plano AB' durante el movimiento y por lo tanto la roca se corta continuamente a través de AB.

Considere el siguiente escenario: en una situación de equilibrio estricto (elevación de embalse en $h_w = 120 \text{ m}$ en la Sección 5 de la Figura 3.7) el nivel del agua se incrementa en un metro ($h_w = 121 \text{ m}$), y se mantiene constante a partir de entonces. Es deseable encontrar el movimiento del deslizamiento hasta que se alcanzó un nuevo estado de equilibrio. Desde que el movimiento de tierra mejora sus condiciones de estabilidad estática y como el desplazamiento s aumenta es de esperar que el movimiento llegué a un estado de reposo después de un desplazamiento.

Esta condición se puede evaluar utilizando la ecuación (3.31), que representa gráficamente una relación entre el desplazamiento (s) y la velocidad de la masa en movimiento (v), tal como se muestra en la Figura 3.18, que cumple con la condición de degradación nula de la resistencia de la roca ($\Gamma = 0$). El resultado muestra que el deslizamiento se detiene después de un desplazamiento de $s = 0.30 \text{ m}$ y alcanza una velocidad máxima $v = 1.7 \text{ cm/s}$. Suponiendo que el nivel del agua se incrementa a $h_w = 124 \text{ m}$ y $h_w = 130 \text{ m}$, los máximos desplazamientos y velocidades aumentan como se muestra en la Figura 3.18, pero los valores calculados están lejos de representar el comportamiento real del deslizamiento, el cuál alcanzó velocidades estimadas en 30 m/s , más del doble en los valores máximos encontrados en este cálculo.

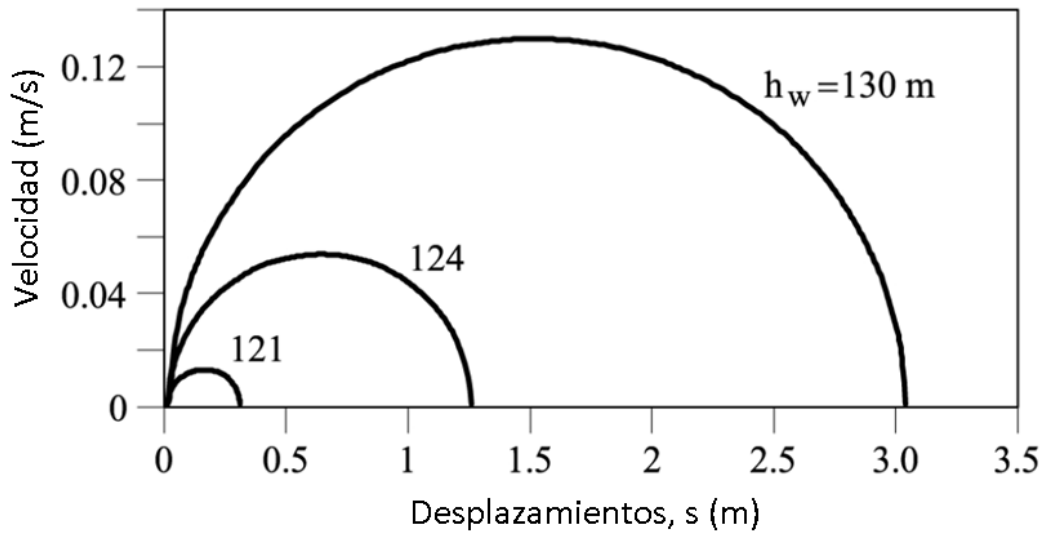


Figura 3.18 Para la Sección 5. Velocidades y desplazamientos para $h_w = 121 \text{ m}$, 124 m y 130 m . Con degradación nula de la resistencia de la roca $\Gamma = 0 \text{ m}^{-1}$ (Alonso, 2010).

Como es de esperarse la situación cambia si la disminución de la resistencia de la roca se introduce en el análisis. La Figura 3.19 es un gráfico de la ecuación (3.35) para algunos valores de los parámetros de degradación Γ , y se puede utilizar como una referencia para los resultados de los cálculos del corrimiento.

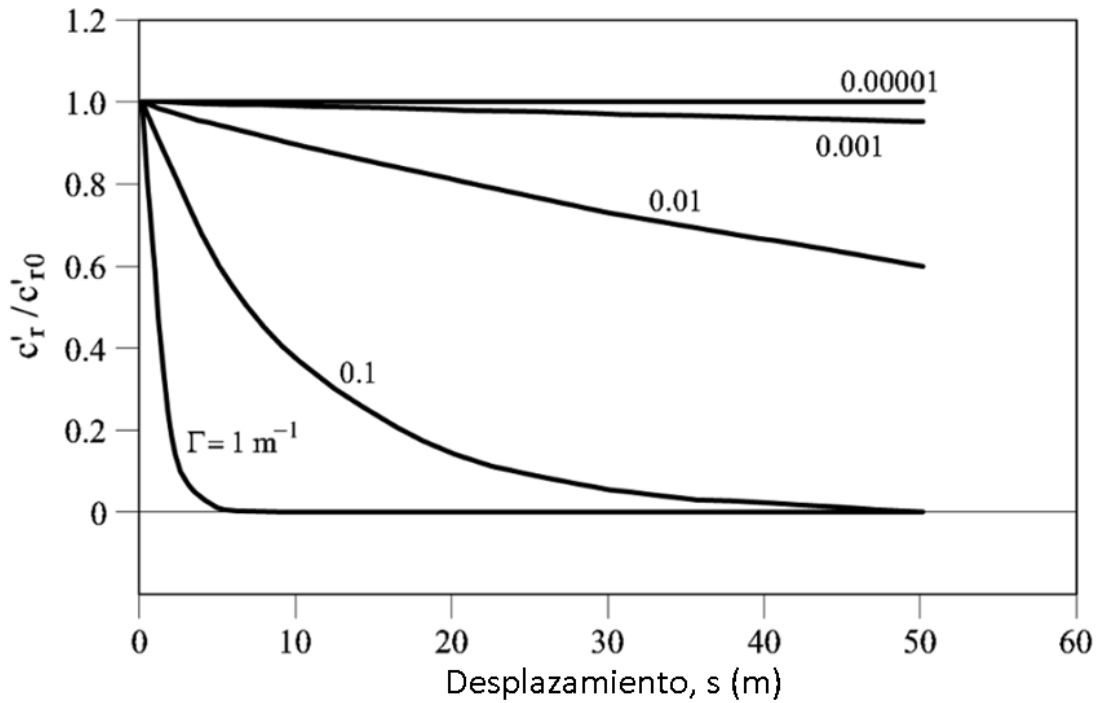


Figura 3.19 Pérdida asumida de parámetro de fuerza de cohesión efectiva a través de esquila plano AB con desplazamiento deslizante, para varios valores de parámetro Γ (Alonso, 2010).

Ahora se propone otro escenario en el cual inicia el movimiento mediante el aumento del nivel de agua ($h_w = 121 \text{ m}$) y se acepta una cierta degradación de la roca durante el movimiento. La respuesta calculada del deslizamiento, de nuevo en términos de la velocidad en contra del desplazamiento. Una disminución moderada del parámetro de resistencia efectiva de la roca ($\Gamma = 0.01 \text{ m}^{-1}$, ver Figura 3.20) tiene un efecto limitado sobre la velocidad máxima de deslizamiento y en la distancia recorrida.

Sin embargo, si se no se toma en cuenta el parámetro de disminución y se generará un aumento en el mismo pasando de $\Gamma = 0.1 \text{ m}^{-1}$ a $\Gamma = 1 \text{ m}^{-1}$, Se puede observar en la Figura 3.21 que el movimiento de roca es capaz de viajar largas distancias ($s = 60 \text{ m} - 70 \text{ m}$), aunque la velocidad máxima no aumenta más allá de $v = 3 \text{ m/s}$. Bajo una degradación de roca más realista, $\Gamma \leq 1 \text{ m}^{-1}$, la velocidad máxima del deslizamiento es bastante pequeña.

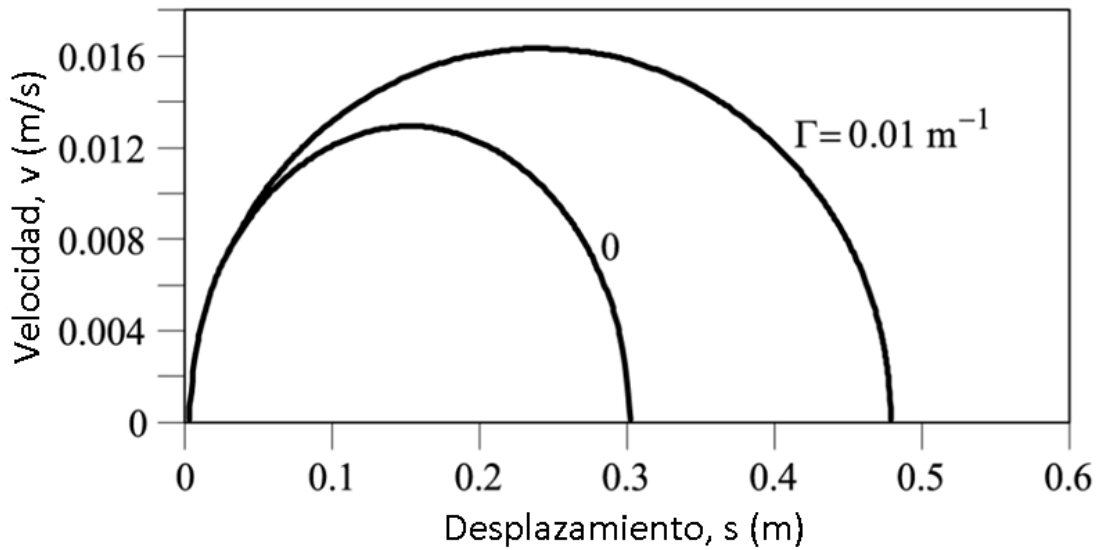


Figura 3.20 Para la Sección 5. Velocidades y desplazamientos para $h_w = 121 \text{ m}$. Con degradación de la resistencia de la roca ($\Gamma = 0 \text{ m}^{-1}$ y $\Gamma = 0.01 \text{ m}^{-1}$ (Alonso, 2010)

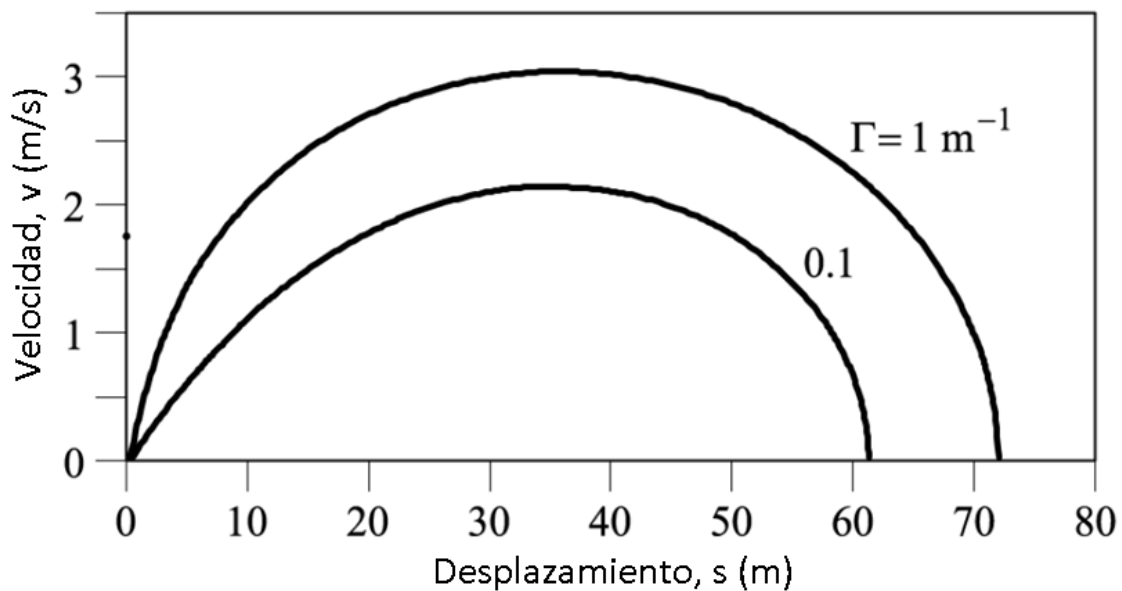


Figura 3.21 Para la Sección 5. Velocidades y desplazamientos para $h_w = 121 \text{ m}$. Con degradación de la resistencia de la roca ($\Gamma = 0.1 \text{ m}^{-1}$ y $\Gamma = 1 \text{ m}^{-1}$ (Alonso, 2010)

En los casos que se han analizado hasta este punto y por lógica general, el deslizamiento que se detiene hasta que encuentra nuevamente el equilibrio propio.

El análisis dinámico desarrollado en estos estudios mantienen, sin respuesta, la cuestión clave de las altísimas velocidades que llegó a alcanzar el deslizamiento. Sin embargo, se indica que una pérdida de resistencia en la roca, asociada con el propio movimiento de roca, es un mecanismo potencial para acelerar el bloque de roca

3.2.2 Estudios sobre el comportamiento de las olas en el desastre

El desastre ocurrido en el Valle de Pontesei, tiene gran similitud con el ocurrido en el Valle de Vajont, entre los artículos leídos existe uno titulado “**Great landslide events in Italian artificial reservoirs**” (Panizzo, 2005) de la Unión Europea de Geociencia; en este documento hacen referencia al estudio del comportamiento de las olas de agua generadas por los desprendimientos de tierra en los dos valles antes mencionados.

En el artículo *Great landslide events in Italian artificial reservoirs*, está dividido en 5 partes. La primera parte está enfocada básicamente a la introducción de lo que fue el desastre que estamos estudiando, la segunda sección es sobre la manera en la cual se llevó a cabo la investigación y la obtención de las fórmulas que se utilizaron. La tercera y cuarta parte están enfocadas a los deslizamientos presentados en Pontesei y Vajont en los años correspondientes, donde principalmente lo que buscan es la explicación de la cinemática en los deslizamientos y las principales características que estos tuvieron en la formación del oleaje. Por último, en la quinta parte nos muestran las conclusiones de los estudios hechos.

Para hacer estos estudios el Registro Italiano de Presas o RID por sus siglas en italiano (Registro Italiano Dighe) fundó el programa de investigación experimental. Basados en estudios matemáticos y numéricos, estos estudios tienen como propósito la determinación de los principales parámetros que generaron las olas debido al deslizamiento de tierra. Estos estudios experimentales se llevaron a cabo mediante la formulación de ecuaciones empíricas, con el propósito de observar el tamaño de ola. De igual forma se llevó a cabo un experimento en un canal de oleaje en dos dimensiones, para definir el impulso de ola y la pendiente. Los resultados de estos estudios han sido muy útiles, para la caracterización de los deslizamientos y de las olas que se generaron en los sucesos que se presentaron en Pontesei en el año de 1959 y en el Vaso de Vajont en 1960 y 1963.

Los estudios de los modelos físicos se llevaron a cabo en el Laboratorio de Hidráulica Ambiental y Marítima de la Universidad de L’Aquila. Las pruebas fueron modeladas con bloques cuya porosidad tendía a cero. Para la completa descripción de lo que hicieron en estos estudios se recomienda la consulta de los trabajos de Panizzo (2004), Panizzo et al. (2005), Di Risio y Girolamo (2004) y Di Risio (2005), ya que en esta tesis sólo se presenta una breve descripción de los experimentos realizados.

En la Figura 3.22 se puede observar un esquema del modelo físico, donde se llevaron a cabo las pruebas, donde definieron que h es la altura del bloque que ingresa al agua, w es el ancho del mismo, α el ángulo de inclinación de la rampa, d profundidad del tanque o del cuerpo de agua, el tiempo del deslizamiento bajo el agua fue considerado como variable dentro de los parámetros de estudio. En los resultados vamos a tener que H_{max} es la altura máxima de la ola, y T_{max} está asociado al periodo de ola; estos han sido referidos como características del movimiento del agua y fueron considerados en un sistema de coordenadas polares (r y θ), donde r es la distancia del

punto de impacto con el agua del deslizamiento y θ es el ángulo del vector velocidad del deslizamiento.

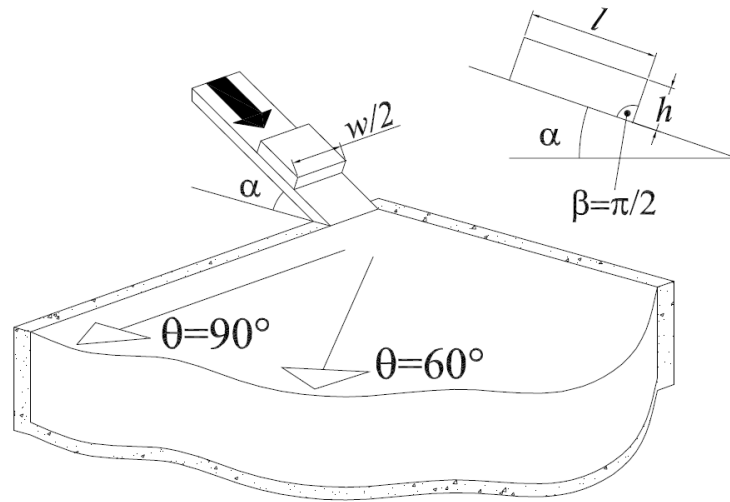


Figura 3.22 Principales características del modelo físico que se utilizó para el estudio del comportamiento del oleaje en tres dimensiones en un cuerpo de agua (Panizzo, 2005)

De acuerdo a estudios hechos en los años de 1972 (Kamphuis y Bowering) y 1997 (Huber y Hager), se definieron los rangos de las variables físicas, que se presentan en la Tabla 3.2. En la Tabla 3.3 estos valores se definieron de acuerdo a la profundidad local del agua así como escalando la longitud. Se colocó un acelerómetro monoaxial en la parte de atrás del modelo, posteriormente se hizo la integración para la obtención de la velocidad de desplazamiento junto con las series de tiempos de desplazamiento. En cuanto al tiempo adimensional del deslizamiento del macizo rocoso por bajo del agua, éste se definió como $t_s^* = t_s \sqrt{g/d}$, y puede ser expresado de igual forma como:

$$t_s^* = 0.43 \left(\frac{wh}{d^2} \right)^{-0.27} \left(\frac{v}{\sqrt{gd}} \right)^{-0.66} (\sin \alpha)^{-1.32}$$

Tabla 3.2 Variables experimentales para el estudio de la generación y propagación de ola debido a un deslizamiento, en un cuerpo de agua en tres dimensiones.

h [m]	w [m]	v [m/s]	α [rad]	d [m]	r [m]	θ [rad]
0.09	0.30	2.8	0.279	0.4	1.05	0.0
0.18	0.60	3.7	0.453	0.8	2.05	$\pi/6$
-	-	4.4	0.628	-	3.05	$\pi/3$
-	-	-	-	-	4.55	$\pi/2$
-	-	-	-	-	6.05	-

Tabla 3.3 Selección de rangos para parámetros no dimensionales

$\frac{w * h}{d^2}$	$\frac{v}{\sqrt{g * d}}$	$\cos(\theta)$	$\sin(\theta)$	$\frac{r}{d}$	t_s^*
0.42	0.999	0	0.276	1.312	0.39
0.0675	2.221	1	0.588	15.125	5.112

Algo de suma importancia es la geometría que tuvo el deslizamiento, ésta es considerada como un parámetro adimensional y está definida como $A_w^* = wh/d^2$ (ver Tabla 3.3). Este estudio experimental se realizó dos veces a fin de reducir errores, se realizaron 288 pruebas, produciendo así una base de datos de 2880 registros de olas, esta cantidad de datos o registros se midieron gracias a 10 sensores de olas, que fueron colocados en diferentes puntos del tanque.

El análisis de datos obtenidos en el experimento, se hizo tomando en cuenta estudios previos, como los realizados por (Kamphuis y Bowing, 1972), (Huber y Hager, 1997), (Watts, 1998) y (Walder et al., 2003). Todos estos estudios presentaron formulaciones empíricas que permitieron llevar a cabo una caracterización de las olas generadas en función de un cierto número de parámetros físicos. Considerando A_w^* como el principal parámetro de ajuste y también utilizando el método de Gauss-Newton para la optimización de los datos experimentales. En el trabajo de Panizzo en 2005 se presenta una nueva formulación para el cálculo de la ola máxima H_{max} la cual es:

$$\frac{H_{max}}{d} = 0.07 * (t_s^*/A_w^*)^{-0.45} * (\sin \alpha)^{-0.88} * \exp(0.6 \cos \theta) \left(\frac{r}{d}\right)^{-0.44}$$

Esta fórmula presenta un error igual 0.0002 y un factor de correlación $R^2 = 0.79$. Como era de esperarse H_{max}/d aumenta con la superficie frontal del deslizamiento, mientras que disminuye cuando r/d o t_s^* aumenta. La dirección de distribución de normal presenta un máximo de $\theta = 0.0$ como era esperado. La fórmula para el cálculo del periodo de la ola de mayor altura H_{max} , queda de la siguiente forma:

$$T_{max}\sqrt{g/d} = 2.5 * t_s^{*-0.22} (\sin \alpha)^{-0.25} \left(\frac{r}{d}\right)^{0.17}$$

En donde se presentó un error de 0.22 y un factor de correlación $R^2 = 0.64$ con los datos del experimento.

En lo que respecta al estudio previo del impulso de las olas en el agua que se realizó en un plano inclinado, se hace de acuerdo a un modelo físico que se basa en el mecanismo de deslizamiento de tierra asumido para particularidad de cada suceso estudiado. Este modelo es mejor conocido como "Generador de Ola Scott Russell"; donde el ángulo de inclinación que tiene la pendiente γ , la distancia que tiene la pendiente del deslizamiento desde el punto de impacto L_p y la profundidad que tiene el agua en el embalse d , son considerados como parámetros experimentales que influyen en el periodo que van a tener las olas.

En la Tabla 3.4 se presentan los valores que se les asignaron a γ , L_p , d , en los experimentos, en donde se realizaron 27 pruebas y se repitieron dos veces cada una.

Tabla 3.4 Variables para el estudio experimental del periodo del impulso de las olas

d [m]	γ [rad]	L_p [m]
0.06	0.384	0.85
0.10	0.645	1.3
0.18	1.466	1.85

Por otro lado, el análisis que se hizo a los periodos de olas sobre el plano inclinado fue gracias a un análisis digital por medio de grabaciones o películas para ver la forma de oscilación del agua. Gracias a estos análisis se puede llegar a la siguiente fórmula, la cual se utiliza para prever el impulso que tienen las olas de agua en función del periodo de ola previamente definido.

$$\frac{r_u}{d} = 1.37 \left(\frac{H_{max}}{d} \right)^{1.51} \left(T_{max} \sqrt{\frac{g}{d}} \right)^{0.47} (\sin \gamma)^{0.26}$$

De acuerdo a los datos experimentales la fórmula antes mencionada presenta un error de 0.11, y un coeficiente de correlación igual a 0.96. Aunque se han hecho estudios en el pasado por diferentes investigadores, en donde se han presentado formulas empíricas para r_u , en el presente estudio se hace la formulación que prevé el periodo de ola en base a la consideración de la altura de la ola y el periodo de ola generado por la ola máxima.

En base a todo lo anterior para el caso específico del Valle de Vajont, se lleva el procedimiento de construcción y reproducción de lo que es el embalse junto con las características que presentaron las laderas y consecuentemente en los dos grandes movimientos de roca que hubo, el del 4 de noviembre de 1960 y que el causó mayor daño el día 9 de octubre de 1963.

Para el primer deslizamiento que se presentó (4 de Noviembre de 1960), como ya se ha mencionado, ocurrió cuando el embalse apenas estaba en la primera etapa de llenado, donde en ese momento la superficie del embalse se encontraba en la cota 650 m.s.n.m. Se calcula que la profundidad que tenía el embalse era de 160 metros de profundidad ($d=160$ m) y contenía unos 40, 000 000 m³ de agua el embalse. Se calcula que el volumen aproximado de material que se deslizo al embalse fue de 700, 000 m³.

En la Figura 3.23 es posible observar las características de los dos deslizamientos, el 1960 y 1963. En esta imagen se puede apreciar con mejor detalle la magnitud de los movimientos, gracias a estudios hechos previamente los cuales sirvieron para determinar este esquema, y los cuales también nos ayudan a la determinación del ángulo que tiene la falla, o lo que en el modelo se definió como el ángulo de inclinación de la rampa, $\alpha= 35^\circ$. De acuerdo a los trabajos hechos por Semenza en el 2002 es posible la determinación del ancho $w = 250$ m, así como también la velocidad de impacto que está en un rango de $v = 5 - 10$ m/s, en cuanto al tiempo del

deslizamiento dentro del agua está en un rango de **10-20 m/s**. El valor de la altura máxima de la ola observada es igual a 2.0 m ya que está muy cerca de la cortina, de acuerdo a lo pronosticado por Semenza. Por otra parte, en el estudio se consideran algunas anomalías, como la distancia del punto de impacto $r = 480 \text{ m}$ y el ángulo que tiene el vector velocidad que es $\theta = 90^\circ$. Estos valores fueron asumidos considerando los estudios de Semenza en el 2002, y cabe mencionar que para el evento de 1960 no hay observaciones sobre el periodo de ola. Por esta razón solamente se toma en cuenta el valor de H_{max} . Los valores obtenidos de la altura de ola fueron graficados haciendo la variación al movimiento del deslizamiento bajo el agua, que como ya se indicó está en el rango de 10-20 s. En la Figura 3.24 se puede observar que los valores que arrojan las fórmulas, son muy cercanos a las estimadas por Semenza en su reporte de 2002.

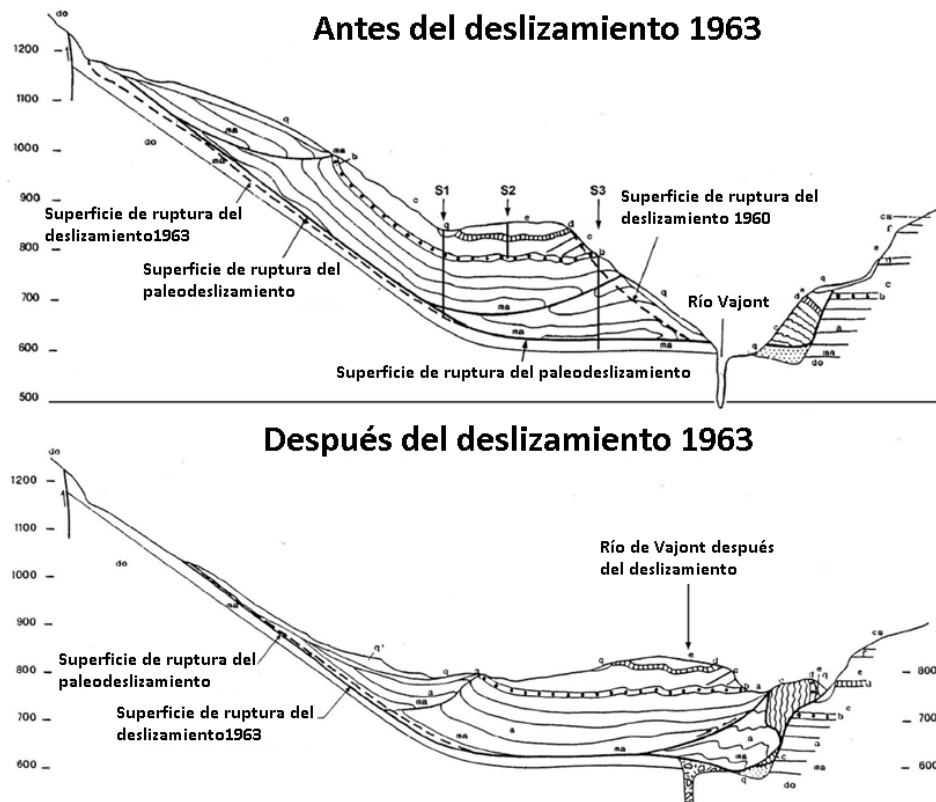


Figura 3.23 Sección del Valle de Vajont antes y después de los deslizamientos de 1960 y 1963. Es posible apreciar la existencia de del paleodeslizamiento.(Panizzo ,2005)

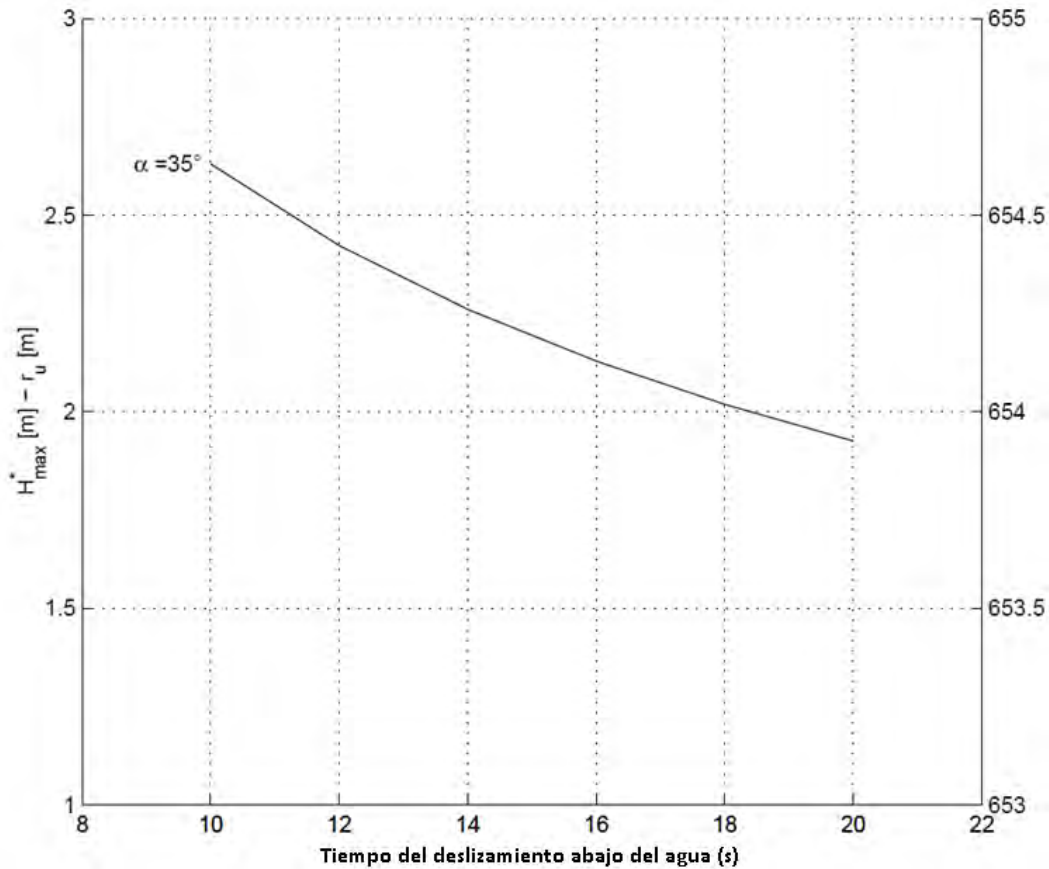


Figura 3.24 Valor estimado de la altura máxima de ola (H_{max}) para el deslizamiento de 1960. En el eje secundario de las ordenadas y está referido a la altura sobre el nivel del mar (m.s.n.m.). (Panizzo et. al., 2005)

El deslizamiento ocurrido el 9 de Octubre de 1963, es uno de los deslizamientos con generación de olas catastróficas mejor documentados, además de ser uno de los mayores movimientos de tierra de los cuales se tenga registro. Aproximadamente, 270 millones de m^3 de roca se calcula que se desprendieron del Monte Toc y se introdujeron al embalse de la presa. Era muy bien sabido que el Monte Toc presentaba ya deslizamientos previos, de hecho los lugareños lo conocían de igual forma por el nombre de cerro en movimiento. Como se ha mencionado el deslizamiento que se presentó se debe a una falla de gran magnitud, el paleodeslizamiento fue acelerado por la presencia de agua debido al llenado del vaso de la presa en un corto periodo de tiempo. La ola que se generó gracias al deslizamiento se propago tanto “aguas abajo”, cuando sobrepaso el agua la corona de la cortina y literalmente destruyó la ciudad de Longarone, así como “aguas arriba” del embalse, afectando poblados como Erto y Casso.

Para analizar las características del deslizamiento del 9 de Octubre 1963, primeramente es bien sabido que este tuvo un ancho de 2000 metros de largo ($w= 2000 \text{ m}$). Entre otras características se considera que la altura del bloque tiene un valor aproximado de 140 m ($h= 140 \text{ m}$). De acuerdo al sistema de mediciones de ondas sísmicas, se tiene el registro del tiempo que tardó el material del deslizamiento en caer al agua, el cual estuvo en un rango de entre 20 y 25 segundos. Por lo tanto, la velocidad de impacto está en un rango de $v= 20$ a 25 m/s . En lo referente al ángulo de

inclinación que tiene el deslizamiento es variable, ya que aproximadamente el ángulo que se tiene cerca del embalse es de 6° y se va incrementando con la altura, entonces en el estudio se propuso un rango del ángulo de deslizamiento de entre $\alpha=6^\circ$ y 10° . De acuerdo a los estudios hechos por Semenza, la altura máxima que tuvo la ola fue de aproximadamente 235 m. Por lo que se asumieron los valores de $\theta = 0.0^\circ$ y $r=280.0$ m. Para el punto de impacto del deslizamiento, en este modelo, se toma en cuenta un ángulo de inclinación de la pendiente de $\gamma=25^\circ$. Otros parámetros adimensionales que son tomados en cuenta para los dos deslizamientos son mostrados en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5 Valores de los parámetros adimensionales calculados para los dos deslizamientos de la presa Vajont

	4 Nov. de 1960	9 Oct. de 1963
wh/d^2	0.09	7.0
v/\sqrt{gd}	0.19	0.50
$\cos(\theta)$	0.0	1.0
$\sin(\alpha)$	0.57	0.13
r/d	3.0	1.4
t_s^*	3.71	4.98
γ [rad]	-	0.43

En base a las características que se presentaron en el segundo deslizamiento de Vajont, los valores que arrojo el modelo experimental están representados gráficamente en la Figura 3.25. En ésta se presenta el rango que pudo tomar la altura máxima de la ola. Cabe mencionar que son muy parecidos los valores con respecto a los obtenidos por Semenza en el 2002.

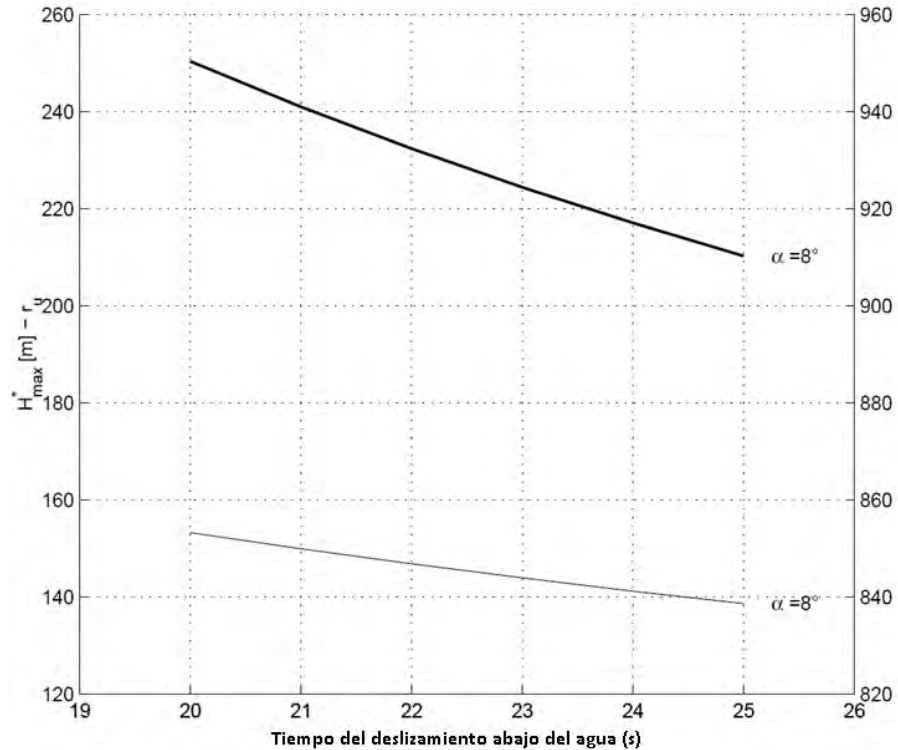


Figura 3.25 Valor estimado de la altura máxima de ola (H_{max}) para el deslizamiento de 1963. En el eje secundario de las ordenadas y está referido a la altura sobre el nivel del mar (m.s.n.m.). (Panizzo, 2005)

Durante los estudios del comportamiento de olas en el deslizamiento los investigadores realizaron la invención fórmulas que se obtienen de procedimientos empíricos, éstas fueron hechas para la determinación del impulso que tenga el agua en casos de deslizamiento.

Los deslizamientos que se presentaron en Vajont y en Pontesei sirvieron como un parte aguas en proyectos posteriores a éste, a partir de este deslizamiento se emplean estudios que sirvan para la determinación de la estabilidad de las laderas de cada nueva presa que se construye. En México se presentó un deslizamiento en una ladera en la Presa La Yesca en plena etapa de construcción este movimiento estuvo a punto de ser el causante de la cancelación del proyecto por lo que es pertinente abordar lo que realmente sucedió en este proyecto y de igual manera hacer una comparativa con lo sucedido en Italia en 1963.

Capítulo 4: Central Hidroeléctrica "La Yesca" similitud con Vajont

4.1 Introducción y descripción de la obra

De acuerdo a las necesidades actuales de la sociedad en que vivimos, la generación de energía eléctrica se ha convertido en uno de los retos principales para la ingeniería, aunado a esto se debe de tener la consideración sobre el medio ambiente; de acuerdo a todo esto la hidroelectricidad constituye una parte muy importante en el volumen total de la energía generada mundialmente, además de que es la mayor fuente de energía renovable.

Las hidroeléctricas representan en el mundo aproximadamente el 24% de la producción de energía; en México para el año 2008 la participación de las hidroeléctricas en la capacidad instalada para la generación de energía eléctrica alcanzó un 22.19 % con un total de 11,343 MW. Hasta hoy el aprovechamiento hidroeléctrico ha sido a través de grandes presas como la C. H. Ing. Manuel Moreno Torres (Chicoasén), en Chiapas (la de mayor capacidad instalada con 2,400 MW), y más recientemente la C. H. Aguamilpa Solidaridad y la C. H. Presa Leonardo Rodríguez Alcaine (El Cajón), ambas en Nayarit, en el occidente del país. Sin embargo, aún existe un gran potencial a desarrollar, sobre todo a nivel de pequeñas presas, siendo este último estimado en 3,200 MW a desarrollar en los estados de Chiapas, Veracruz, Puebla y Tabasco. La Secretaría de Energía de México estimaba una inversión de 2,908 millones de dólares en energía hidroeléctrica para el periodo 2006-2015, por lo que su importancia no decaerá en los próximos años. Es en este contexto que la exploración geológica-geofísica para determinar la ubicación de las mejores alternativas a los proyectos adquiere gran relevancia.

La C.H. La Yesca es una presa de materiales sueltos de enrocamiento y cara de concreto (ECC), y como ya se había comentado en el Capítulo 1, son aquellas formadas por un cuerpo principal de enrocamiento, grava o arena; una losa de concreto impermeable en el talud aguas arriba; un plinto o zapata de desplante sobre roca sana o sobre aluvión y un parapeto en la corona de la presa. La diferencia fundamental de este tipo de presa con las de materiales graduados de núcleo impermeable es que la cara de concreto evita la saturación del cuerpo principal de la presa, lo que se traduce en un mejor comportamiento de estabilidad, permitiendo colocar taludes menos tendidos, menor volumen y en general menores tiempos de colocación. Estas presas constan de tres elementos principales: el plinto, la zona de enrocamiento de la cortina y la cara de concreto; además es importante mencionar las juntas entre las losas y de éstas con el plinto, los tratamientos que se le dan a la roca de cimentación y de las laderas para extender el plano estanco y finalmente el parapeto. Este tipo de presas (ECC) resulta apropiada en el futuro de las presas de gran altura. Ya que son fáciles de estudiar y por ende se puede predecir un comportamiento más adecuado para una presa de gran altura.

Comenzó su construcción en el año 2008, y se finalizaron las obras en el 2013. La inauguración de la obra fue el 6 de noviembre de 2012, aunque se siguieron haciendo obras. Es la segunda presa más alta en su tipo, superada solamente por una presa china de nombre Shibuya con una altura de

232 m. A continuación se muestra en la Figura 4.1 las principales presas de Enrocamiento con Cara de Concreto (ECC) a nivel mundial, observando así que 3 de las 10 principales presas de este tipo se encuentran en nuestro país.

Presa	País	Año en que se terminó	Altura (m)
Shibuya	China	2009	232
La Yesca	México	2007(*)	210
Bacón	Malasia	2008	205
Campos Novos	Brasil	2006	202
El Cajón	México	2007	188
Aguamilpa	México	1993	187
Barra Grande	Brasil	2005	183
Tianshengqiao	China	1999	178
Foz do Areia	Brasil	1980	160
Slvajina	Colombia	1983	148
Segredo	Brasil	1992	145
Xingo	Brasil	1994	140
Alto Achincaya	Colombia	1974	140
Chuza	Colombia	1978	135
Messochora	Grecia	1994	135
Koman	Albania	1986	133
Shanxi	China	2000	131
New Exchequer	EUA	1966	130
Golillas	Colombia	1978	130
Khao Laem	Tailandia	1984	130
Shiroro	Nigeria	1984	130
Cirata	Indonesia	1987	125
Machadinho	Brasil	2002	124
Baixi	China	1999	123.5
Itá	Brasil	2000	123
Quinshan	China	1999	122
Reece	Australia	1986	122
Neveri	Venezuela	1981	115
Gaotang	China	1997	110.7
Paradela	Portugal	1958	110
Rama	Yugoslavia	1967	110
Cethana	Australia	1971	110
Santa Juana	Chile	1995	110
Uluai	Malasia	1989	110
Batang Ai, Sarawak	Malasia	1985	110
Itapebi	Brasil	2002	106
Fortuna	Panamá	1994	105
Salt Springs	EUA	1931	100

(*) Año en que comienza su construcción

Figura 4.1 Principales presas de ECC por su altura (Barrera, 2011)

La Central Hidroeléctrica La Yesca, es una presa ubicada en el cauce del Río Santiago a la altura del municipio de Hostotipaquillo, en el estado de Jalisco y del municipio de La Yesca en el estado de Nayarit, justamente en el límite de estas dos entidades federativas. Su ubicación exacta de la cortina de la presa está en las coordenadas geográficas latitud 21° 11' 49" norte, longitud 104° 06' 21" oeste. Perteneciente al Sistema Hidrológico del río Santiago, el cual contiene un conjunto de 27 centrales cuyo potencial hidroenergético alcanza los 4,300 MW. La C.H. La Yesca tiene la capacidad para generar 750 MW de energía eléctrica, con un embalse aproximado a 1,392 hm³. Tuvo un costo aproximado de 768 millones de dólares. La planta hidroeléctrica quedó definida como una central subterránea con casa de máquinas en caverna en sobre la margen derecha del río, con 2 unidades turbo generadoras tipo Francis de 375 MW cada una. La C.H. La Yesca ocupa el segundo lugar en potencia y el tercer lugar en generación dentro del sistema Santiago, sólo por detrás de las centrales de Aguamilpa-Solidaridad y de El Cajón.

El embalse de la presa a partir de que entra en operación contribuye a la regulación de los escurrimientos de su cuenca y beneficia a las centrales hidroeléctricas de El Cajón y Aguamilpa, ya que al recibir su vaso las aportaciones reguladas del río, incrementa la generación de estas dos centrales hidroeléctricas, además de que se reduce las posibilidades de la utilización de la obra de excedencias o vertedor en éstas.

En esta central hidroeléctrica, fueron invertidos 768 millones de dólares (más de 8 mil millones de pesos), la construcción de esta presa hizo posible, durante los cuatro años que duró su construcción, la generación de 10 mil empleos entre directos e indirectos.

Según datos a nivel internacional, hace un par de años México ocupaba el séptimo lugar en América Latina en materia de infraestructura. A partir de la construcción de esta central hidroeléctrica, junto con la C.H. El Cajón y la presentación del Programa Nacional de Infraestructura y de los mecanismos para su financiamiento, México ha sido reclasificado como el tercer país en esta región en materia de infraestructura.

La implementación y la instalación de fuentes que permitan la generación de energía eléctrica se ha convertido en vital importancia para el futuro de cualquier país, y de acuerdo a las nuevas tendencias de protección al medio ambiente la generación de energía limpia se ha convertido en una prioridad para la humanidad. El desarrollo de estas fuentes generadoras debe de incrementarse, siendo necesaria la investigación y el desarrollo de nuevas tecnologías que permitan el avance de la energía renovable.

4.2 Estudios previos y evaluación de la zona de construcción

Al igual que en los otros proyectos a lo largo del Río Santiago, se tiene evidencia de la existencia de un proceso compresivo en la orografía presente, dicho proceso produjo fallas inversas regionales de bajo ángulo. Al término de este proceso ocurrió una etapa distensiva representada por fallas de orientación SW-NE y caída al Sur, entre estas fallas que podemos identificar se encuentra la Falla

Vertedor, Falla Colapso y la Falla Vertedor 2. Posterior a este proceso se tiene una etapa también de esfuerzos tensionales asociada al emplazamiento del Eje Volcánico Transversal (EVT) también conocido como Eje Neovolcánico. Este problema también se presentó en las laderas de las C.H. Aguamilpa y C.H. El Cajón. En el mismo sentido, en el caso de la C.H. La Yesca se encontró roca todavía de mucho menor calidad.

La Comisión Federal de Electricidad (CFE) fue el organismo encargado de realizar los estudios previos de la zona donde se planteó la construcción, desgraciadamente estos estudios no fueron del todo correctos o no se les dio una importancia significativa a los mismos. Un punto significativo de esta tesis es que resalta la importancia que se le deben de dar a los estudios previos en los diferentes proyectos ingenieriles, el hacer esto desde un inicio nos puede indicar si es necesario dar un tratamiento a las zonas de obra para posteriormente construir en ellas, aunque suene a un mayor costo no necesariamente es así. En este caso se presentó en la C.H. La Yesca, la cual tuvo un costo mucho mayor al inicial debido a que no se llevaron a cabo los estudios previos adecuados o en su defecto no se hicieron con el detalle requerido.

En proyectos tan importantes, como la construcción de una presa siempre se deben hacer los estudios geológicos previos necesarios, para conocer las posibles fallas existentes en la zona donde se pretenden edificar los componentes de la presa, y de esta forma atacar los problemas desde un principio.

4.2.1 Estudios de Geología y Geotecnia

Después de hacerse estudios previos por parte de la CFE, ésta hizo un reporte de las condiciones geológicas del lugar donde se construyó la presa, este documento tiene el nombre de "**Reporte sobre las Condiciones Geológica-Geotécnicas de la Masa Inestable de la Margen Izquierda y las Obras Implicadas**" elaborado por la Comisión Federal de Electricidad en 2009. En dicho escrito, como su nombre lo indica, se describe un reporte detallado sobre las condiciones geológicas y geotécnicas de la zona de la obra.

A grandes rasgos la geología del sitio es una masa rocosa afectada por un fracturamiento de origen tectónico con orientaciones NW y en menor proporción EW y NE. El patrón sísmico predominante en la región es de tipo enjambre, que quiere decir que a lo largo de la historia ocurrieron episodios sísmicos que consistieron en un gran número de eventos sin que hubiera alguno que fuera bastante mayor que los demás; se asocia principalmente con las fosas tectónicas de Tepic-Chapala y Chapala-Colima. Existe conocimiento de la geología del sitio y de las discontinuidades estructurales.

La zona donde se construyó la C.H. La Yesca ha estado sometida a diversos procesos tectónicos a lo largo del tiempo. Estos procesos generaron un gran número de fallas, fracturas y alteraciones químicas, esto se ve reflejado en la roca presente en el sitio, ya que es de baja calidad y por lo mismo se presentaron los problemas antes mencionados. Los procesos descritos se evidencian a

todo lo largo del Río Santiago, donde se observan tramos en franca dirección SE-NW y otros E-W como es el caso del tramo donde se pretendía alojar la cortina.

Es conveniente señalar que aunque a lo largo y ancho de una falla la deformación es intensa, en ocasiones se preserva con mejor calidad la roca en la parte central o núcleo que conforma el sigmoide, el cual puede variar su tamaño desde centímetros hasta varias decenas de metros. La roca en el subsuelo es considerada como de buena calidad, sin embargo con la profundidad puede cambiar bruscamente al pasar al otro lado del núcleo y encontrar una zona de intensa deformación. Es decir, el núcleo del gran bloque está delimitado por fallas contiguas que se vuelven a reencontrar. En la Figura 4.2 se ilustra de mejor manera lo expresado en el párrafo.

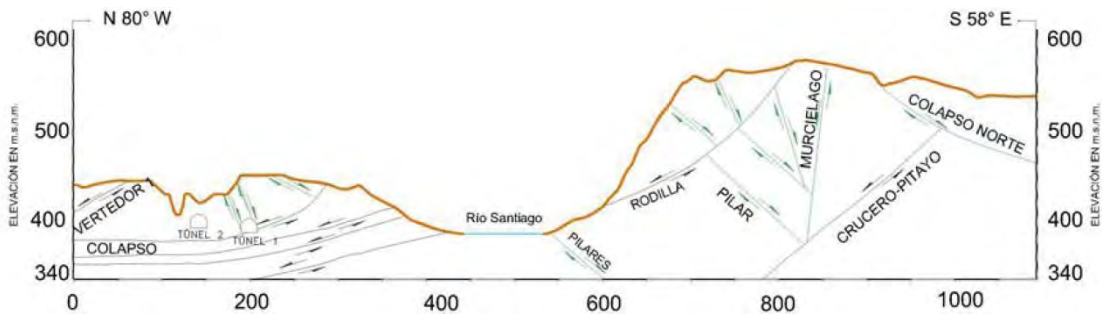


Figura 4.2 Sección esquemática de la C.H. La Yesca. Se muestra las principales estructuras asociadas a dos etapas de deformación. (CFE, 2009)

Una vez identificados los problemas de movimiento sobre la margen izquierda, con un estudio morfológico de la misma margen y sus partes adyacentes, se identificaron 9 lineamientos o fallas muy importantes con continuidad, a los que se les identificó con los números romanos (I, II, III, IV, V, VI, VII, VIII y IX). En la Figura 4.3 se identifican en líneas de color azul estas fallas y en la cual también se han agregado los puntos de los portales de entrada y salida de los dos túneles de desvío (TD1 y TD2). Estas fallas fueron las principales amenazas del proyecto ya que al detectar éstas, se tuvieron que hacer trabajos para mejorar la margen izquierda y con ello hacer factible el proyecto.

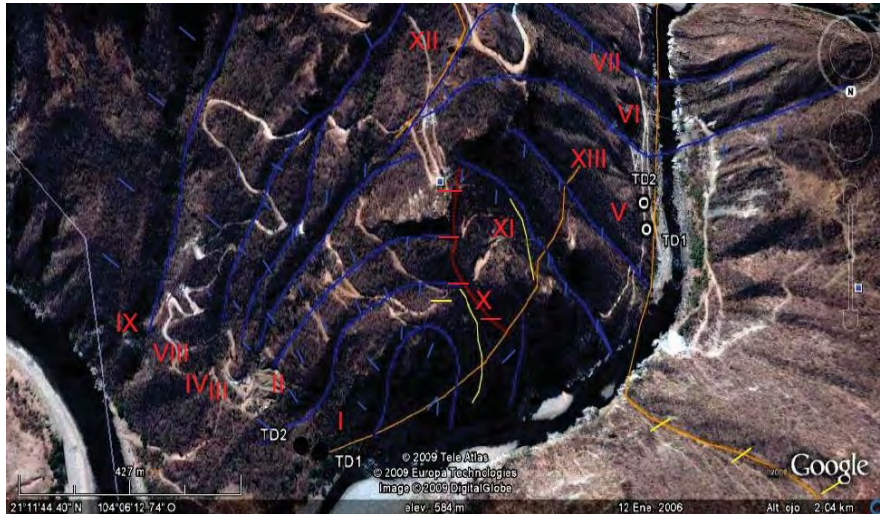


Figura 4.3 Lineamientos más destacables de la margen izquierda (CFE, 2009)

Las fallas están en orientación sensible E-W, son de forma escalonada y semiparalelas, de hecho los escalonamientos están formados por escarpes o declives del terreno y se presentan en fallas muy bien marcadas, estos escarpes nos dan indicios de desplazamientos netos por medio de la medición del desnivel de la discontinuidad de la topografía en la zona de la falla. Observando la Figura 4.3 se puede notar que la falla IV se ramifica con la V, VI y VII. Las fallas VI y VII parece que cruzan a la margen derecha. Las fallas II y III asociadas a la fallas del colapso 1, y cocavón respectivamente; se encuentran cortadas por la falla X y lo que se ha considerado como el respaldo de la falla XI también conocida como Falla Colapso que entre estas dos últimas fallas forman el gran bloque inestable. De la misma manera, se tiene otro bloque de mayor tamaño, que está definido por las fallas VIII y IX por un lado y XII por otro y en sentido opuesto.

La falla marcada con el número XIII (color naranja), corresponde a lo que se le ha denominado Falla Colapso que parte desde los portales de entrada de los túneles de desvío y va subiendo por la ladera de la margen izquierda hasta interceptar a la Falla Colapso 2 y a la Falla Vertedor 2.

Para determinar la realidad sobre la calidad de la roca que está presente es necesario hacer una clasificación a nivel superficial, con ésta clasificación es necesario dimensionar y estimar las condición geológicas y geotécnicas para diferentes tipos de obra que se deben de llevar a cabo como lo son los túneles de desvío, vertedor, cortina, etc. Es necesario representar objetivamente las condiciones de estabilidad, excavabilidad y las frecuencias de discontinuidades del bloque. Para determinar estos fenómenos es necesario también tener en cuenta la resistencia que se tiene en el material, ésta es la característica que más interesa a la ingeniería y en seguida se consideró la calidad del macizo rocoso. La valoración o clasificación del grado o densidad de fracturamiento fundamentalmente se basaron en los siguientes indicadores o parámetros:

- La litología.
- Densidad de fracturamiento.

- Condiciones de las discontinuidades tales como espaciamiento, continuidad, relleno, forma y tamaño de bloques.
- Resistencia de la matriz.
- Estabilidad en los cortes de talud.
- Grado de meteorización.
- Alteración química por efectos de agentes de tipo hidrotermal.

En general se establecieron cinco grupos de roca de acuerdo a los parámetros mencionados:

I. Material poco consolidado:

Está compuesto por pedazos o fragmentos de diferentes dimensiones, cuya característica que tienen es el estar empacados en una matriz de gravas y arenas, pueden ser materiales producto del cizallamiento (efectos de esfuerzos cortantes) de zonas donde existen cruces de fallas tectónicas importantes, las cuales produjeron grandes espesores en los cuales se encuentra material de molienda. Incluye los depósitos de talud o en general materiales de cualquier índole geológico pero poco consolidado.

II. Roca muy fracturada:

Como su nombre lo indica, este grupo corresponde a rocas muy fracturadas y de dimensiones variables. Estas fracturas provocan fragmentos de roca de distintos tamaños, en general el espacio entre estos, está abierto por lo que en ocasiones se encuentran con rellenos de material arcillo-arenoso. Este grupo se asocia con bloques de grandes dimensiones pero de forma inestables lo que provoca cierta velocidad y por lo tanto movimiento.

III. Roca fracturada:

Es una roca homogénea pero una vez que se le hacen cortes para los taludes presentan inestabilidad y contiene fracturamientos importantes, debido a que muy probablemente presentan alteraciones hidrotermales que se presentaron en la historia geológica del lugar.

IV. Roca de regular a buena calidad:

Formadas en su mayoría por grandes bloques estables y confinados entre fallas importantes de gran longitud. El bloque se encuentra con fracturas pero éstas son fallas que se encuentra cerradas o selladas, lo que hace que la roca sea de buena calidad y tenga mejor resistencia al intemperismo.

V. Roca de buena calidad:

Este tipo de rocas se encuentra poco fracturada. Este tipo de rocas ayudan a los procesos constructivos que se llevan a cabo en una central hidroeléctrica ya que su comportamiento es favorable y estable a los cortes.

Una vez explicada la calidad de la roca presente en la zona, existen áreas importantes en la zona de construcción que tiene ciertos problemas de estabilidad, en las cuales se tuvo que instrumentar para determinar el comportamiento y realizar un monitoreo de la dirección del movimiento de la roca presente en el lugar. En la Figura 4.4 se muestran las 5 clasificaciones del tipo de roca ubicadas en la zona.

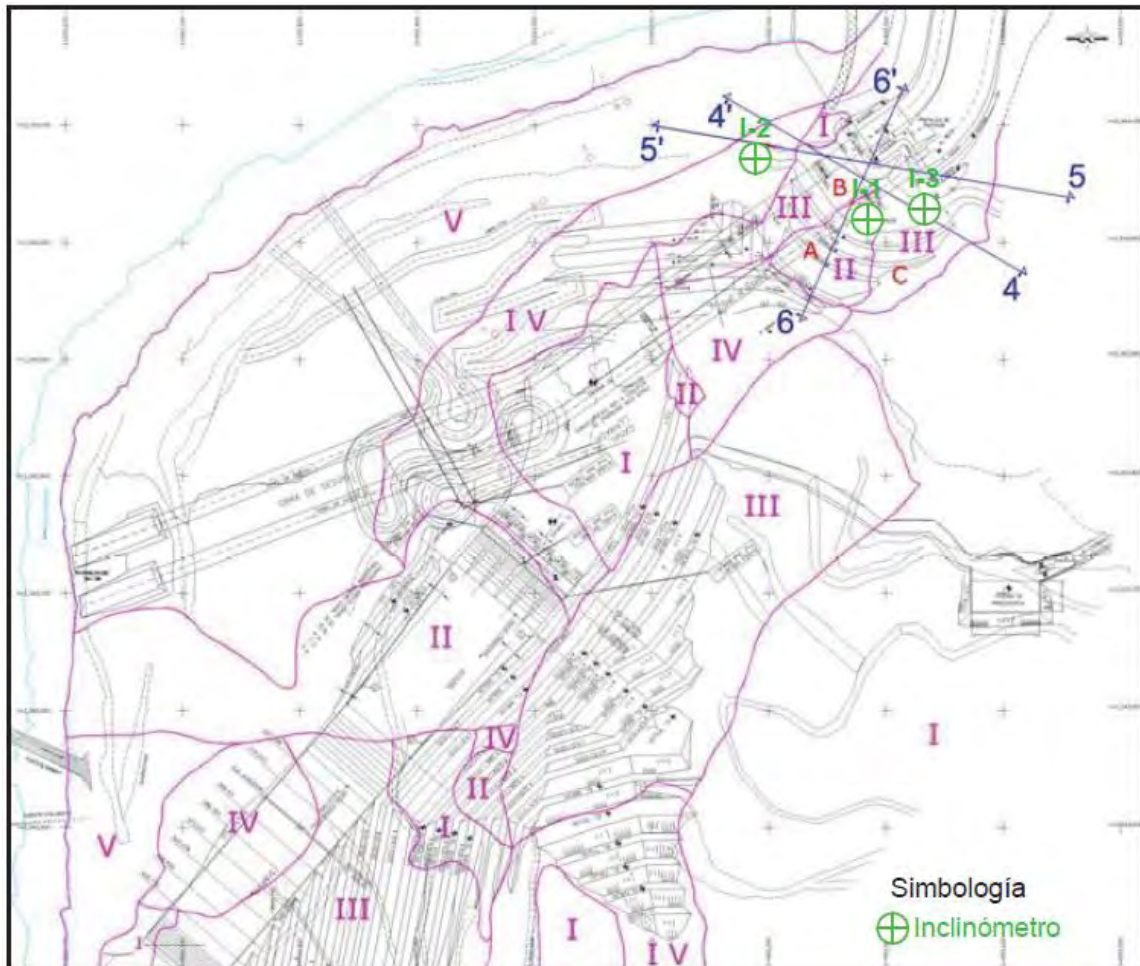


Figura 4.4 Esquema de la zonificación del macizo rocoso de la margen izquierda del P.H. La Yesca. (CFE, 2009)

Con el propósito de correlacionar los datos de la frecuencia de discontinuidades (calidad de roca), se realizaron secciones que integran información geológica-estructural, perforación, geofísica, esquema de algunas obras civiles y datos de las fechas de septiembre a octubre de 2008 del monitoreo de los inclinómetros I-3, I-2 e I-1 (CFE, 2009). Con toda la información recabada se puede observar que en el área de los portales de entrada de los túneles de desvío se identificó material o tipo de roca II y III, como se puede observar en la Figura 4.4. Los portales de entrada se encuentran delimitados por las fallas Vertedor 1 y Colapso, esto ha generado grandes inestabilidades y movimientos. A su vez el macizo rocoso se puede dividir en tres partes o en sub-

bloques identificados como A, B y C., por lo que quiere decir que no se comporta de manera homogénea y por ende tiene desplazamientos diferenciales.

De acuerdo a los instrumentos de medición y con apoyo de la información del registro del monitoreo del inclinómetro I-1, en la sección 6-6' de la Figura 4.5 se observan los material de tipo II III y IV y se encuentran dos fallas. Una de ellas se encuentra en la porción oriental y forma parte del respaldo del dique granítico y es de orientación general N-S con buzamiento hacia el este, respectivamente, la del extremo occidental es de orientación NE y echado hacia el SE.

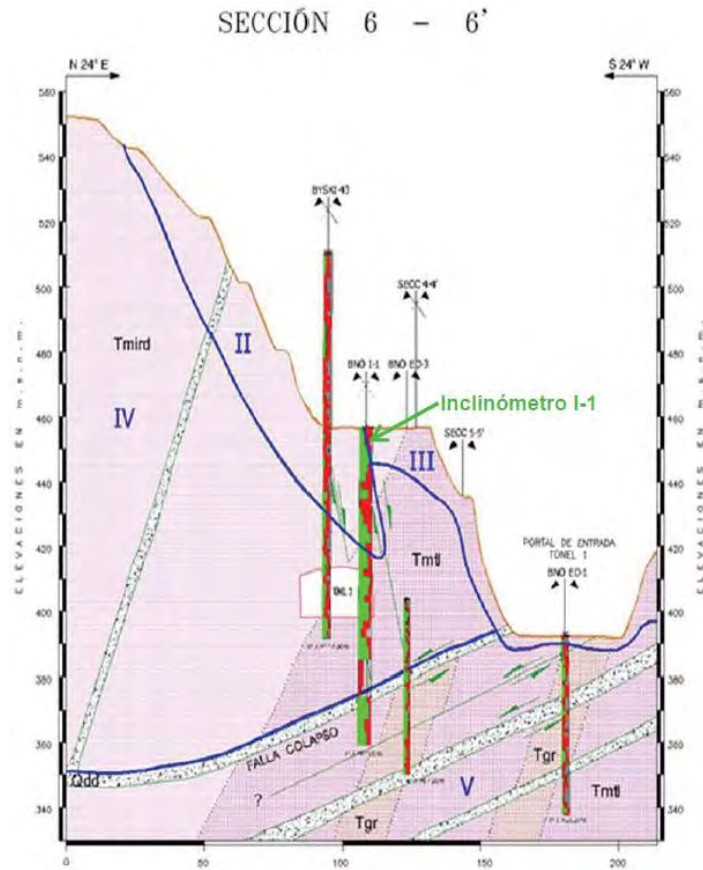


Figura 4.5 Sección 6-6' muestra la dirección de salida del sub-bloque A. (CFE, 2009)

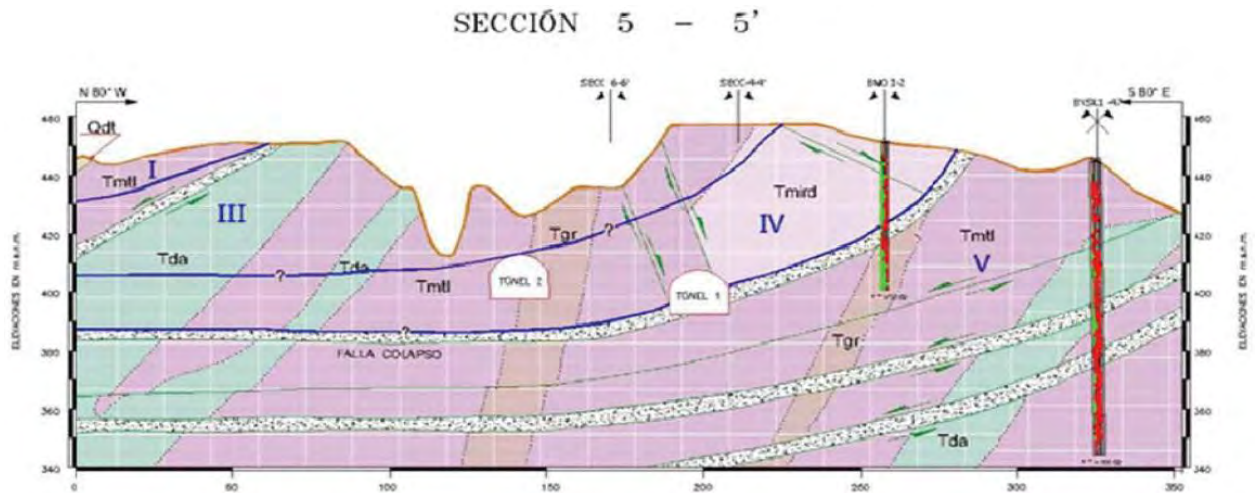


Figura 4.6 Sección 5-5' muestra la dirección de salida del sub-bloque B. (CFE, 2009)

La sección 5-5' y sección 4-4' que se observan en las Figura 4.6 y Figura 4.7, respectivamente, presentan información geológica y datos del inclinómetro I-2 que se localiza en la zona B. En la Figura 4.6 también se puede observar que predomina el material tipo III a nivel superficial, pero a cierta profundidad mejora notablemente la calidad de la roca.

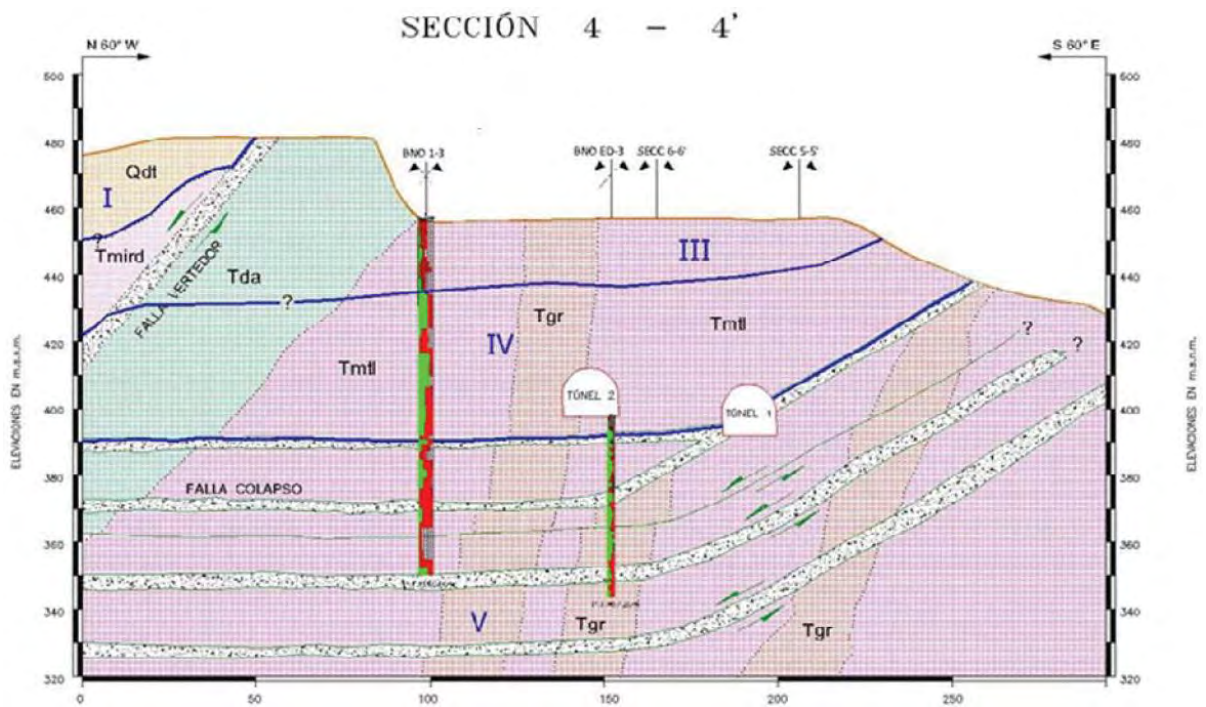


Figura 4.7 Sección 4-4' muestra la dirección de salida del sub-bloque C. (CFE, 2009)

Uno de los aspectos principales que se deben de tener en cuenta es delimitar la zona inestable así como saber su profundidad, velocidad de movimiento, dirección de movimiento, y todas las características del cual se compone el deslizamiento. Estos aspectos se verifican por medio de

mediciones, en este proyecto se instalaron medidores de juntas tridireccionales e inclinómetros para que se pudiera tener en cuenta todos los aspectos antes mencionados. Sin embargo, muchos de estos instrumentos tuvieron que ser retirados por los avances que se tenían en la obra, además de que una vez terminada la construcción se remplazaron en su totalidad.

En la Figura 4.8 se puede observar las fallas existentes del macizo rocoso sobre la margen izquierda de la C. H. La yesca. Se puede apreciar que todavía no se hace el desvío.

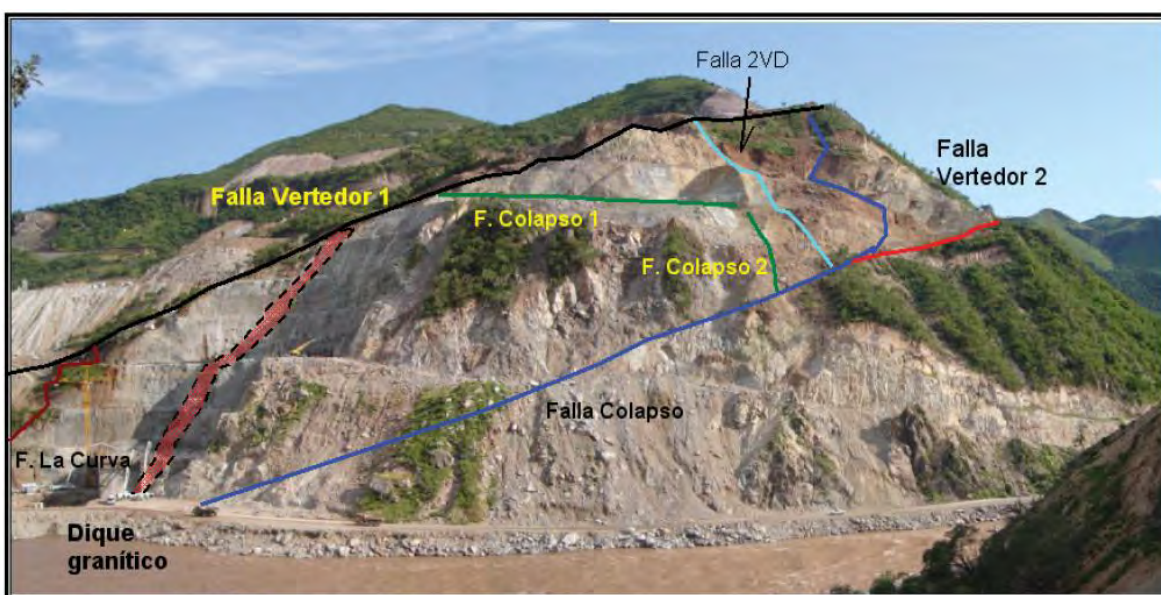


Figura 4.8 Fallas importantes existentes sobre la margen izquierda el P. H. La yesca (CFE, 2009)

Instrumentación implementada

Medidores de juntas tridireccionales

Los estudios realizados por CFE arrojaron los siguientes comportamientos en algunas de las fallas presentes, de acuerdo a esto se puede tener un estimado del comportamiento del macizo rocoso en un determinado tiempo.

Falla Colapso

Se instalaron los primeros medidores en junio de 2008, los cuales indicaron que se tenía un deslizamiento cuya velocidad era de entre 5 y 9 mm/día, conforme fue transcurriendo el tiempo estas velocidades fueron disminuyendo hasta una velocidad de 0.3 mm/día, debido al retiro del material existente entre las cotas 525 a 550 m.s.n.m. y también a la suspensión temporal de las excavaciones de los túneles de desvío. En la zona superior del boque, éste pudo ser delimitado debido a los medidores los cuales indicaban velocidades realmente pequeñas de 0.1 mm/día.

Falla Colapso 1

Los medidores instalados en esta falla registraron velocidades de 4.9 mm/día con desplazamientos acumulados de 15 mm.

En octubre del 2008 se colocó un medidor que estuvo en operación 51 días, éste medidor registro movimientos que promedió velocidades de 0.51 mm/día y un desplazamiento acumulado de 22.4 mm.

Extensómetros de barra

En los portales de entrada a los túneles de desvío se instalaron extensómetros de barra con la finalidad de observar el comportamiento de esta zona, la cual se encontraba en construcción en ese entonces. Las mediciones indicaron relajación de la roca superficial con velocidades promedio entre 0.01 y 0.1 mm/día, y desplazamientos máximos de 62.4 mm. Los extensómetros en los portales de salida y en la parte alta de la obra de excedencias indican estabilidad a la fecha.

En la Figura 4.9 se puede apreciar toda la instrumentación colocada (Inclinómetros, Medidores de junta tridimensionales y Extensómetros de barra) para la obtención de datos del deslizamiento, junto con su ubicación en el proyecto sobre la ladera izquierda.

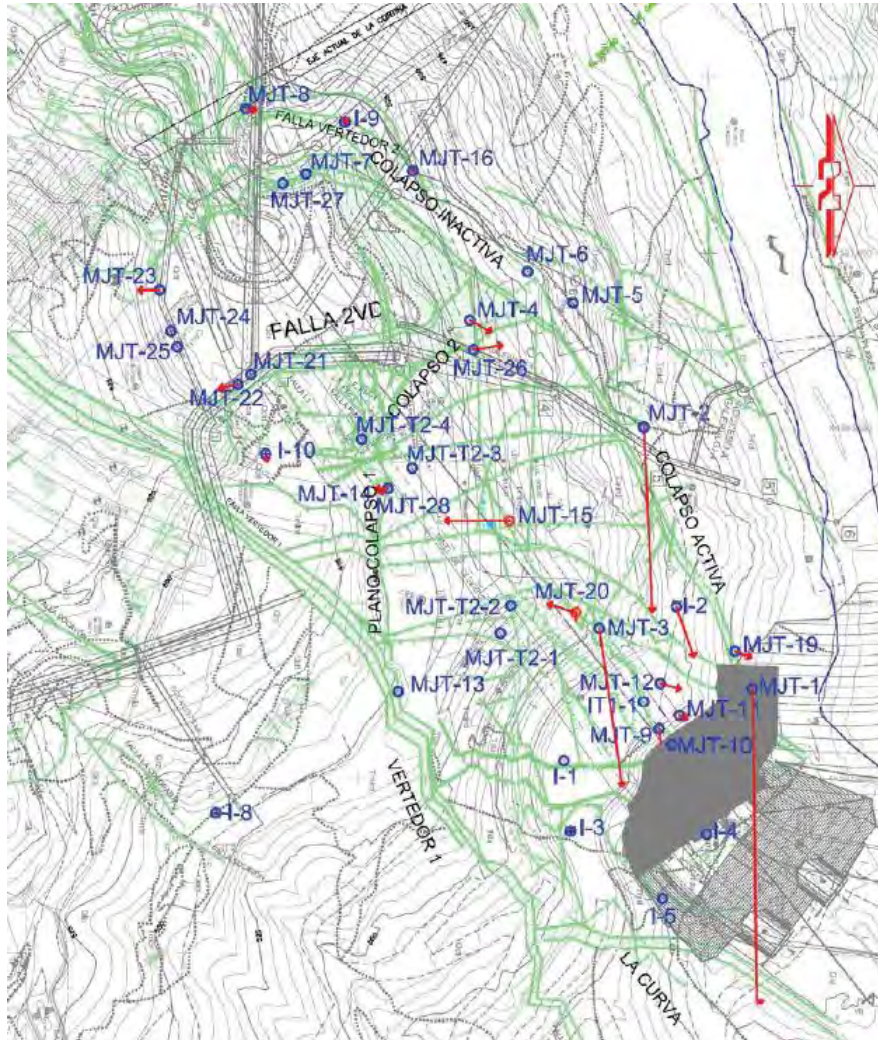


Figura 4.9 Instrumentación instalada para obtener datos del movimiento de la ladera izquierda en P. H. La Yesca (Inclinómetros, Medidores de junta tridimensional y Extensómetros de barra) (CFE, 2009)

Inclinómetros

En la zona inestable están instalados los inclinómetros. Estos instrumentos fueron instalados a partir de septiembre de 2008, posteriormente a la ocurrencia del movimiento principal de la zona inestable. El inclinómetro I-1 muestra un desplazamiento principalmente hacia aguas arriba a partir de la elevación 417 m, producto del movimiento general de la zona inestable. El I-2 cruza la falla Colapso a la elevación 415 m, donde presenta un cizallamiento de 3.2 cm, paralelo a los túneles de desvío (CFE, 2009).

El I-3 no cruza las fallas principales, pero indica un desplazamiento a la elevación 364 m de 6.4 cm, afectado por la excavación del túnel 2, que provocó un desplazamiento de 7.9 cm del 6 al 10 de octubre de 2008, entre las elevaciones 390 y 399 m (CFE, 2009).

El I-4 al pie de la masa deslizante no mostró movimiento hasta la construcción del monolito de atraque; del 3 de septiembre de 2008 a la fecha ocurre un desplazamiento de 1.3 cm a la elevación 392 con resultante hacia el cauce (CFE, 2009).

El I-5 muestra relajación de los taludes a la izquierda del túnel 2, y asentamiento por el peso del monolito entre las elevaciones 370 a 380 m, posiblemente en la zona de la falla la Curva. Desde noviembre de 2008 no muestra movimiento (CFE, 2009).

El I-8, a pesar de que se ubica fuera de la masa inestable, indica movimiento de 0,35 mm/día y un total de 1.0 cm en un mes, progresivo desde el fondo, en dirección NW 80°, hacia los cortes de estabilización de la ladera. El I-9 no muestra movimiento a la fecha, mientras que el I-10 indica movimiento incipiente hacia el descopete de la ladera (CFE, 2009).

Los inclinómetros ICV-01 e ICV-02 en la berma 700 del vertedor indican que esa zona no tiene movimiento. El inclinómetro IT1-1, en el interior del túnel de desvío 1, es de reciente instalación (CFE, 2009).

La información de deslizamientos que se presentó en el proyecto en los medidores de juntas tridimensionales entre Mayo del 2008 y Febrero del 2009 queda resumida en la Figura 4.10, en la imagen de igual manera se puede observar alguna de las obras y accidentes que se hicieron en ese periodo.

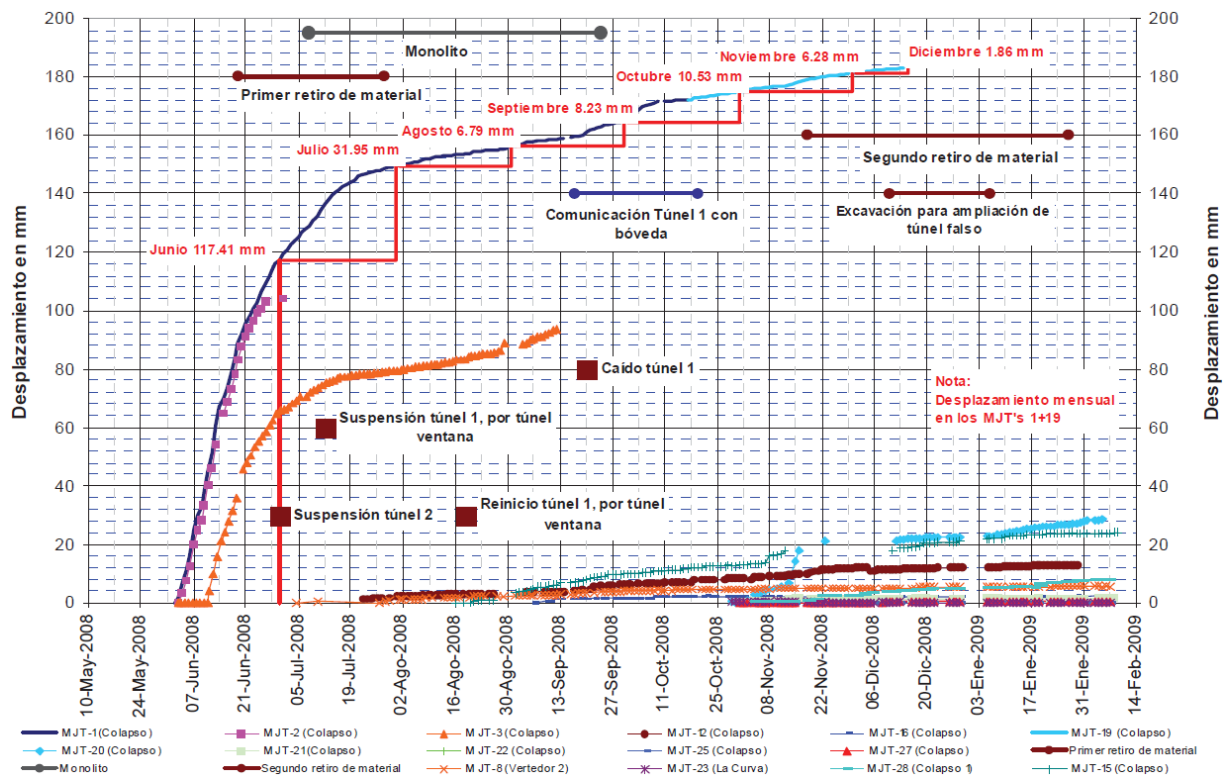


Figura 4.10 Datos de los desplazamientos presentados en los medidores de juntas tridimensionales (CFE, 2009)

De acuerdo a toda la instrumentación utilizada, el análisis de sus datos muestra que la principal zona de desplazamiento está delimitada por las fallas Colapso y Colapso 1, la ladera libre y la zona próxima a la falla Vertedor, todos aquellos instrumentos colocados fuera de esta zona delimitada no indica movimientos relevantes de gran magnitud.

La información de las velocidades de deslizamiento que se presentó en el proyecto en los medidores de juntas tridimensionales entre Mayo del 2008 y Febrero del 2009 queda resumida en la Figura 4.11, en la imagen de igual manera se puede observar alguna de las obras y accidentes que se hicieron en ese periodo.

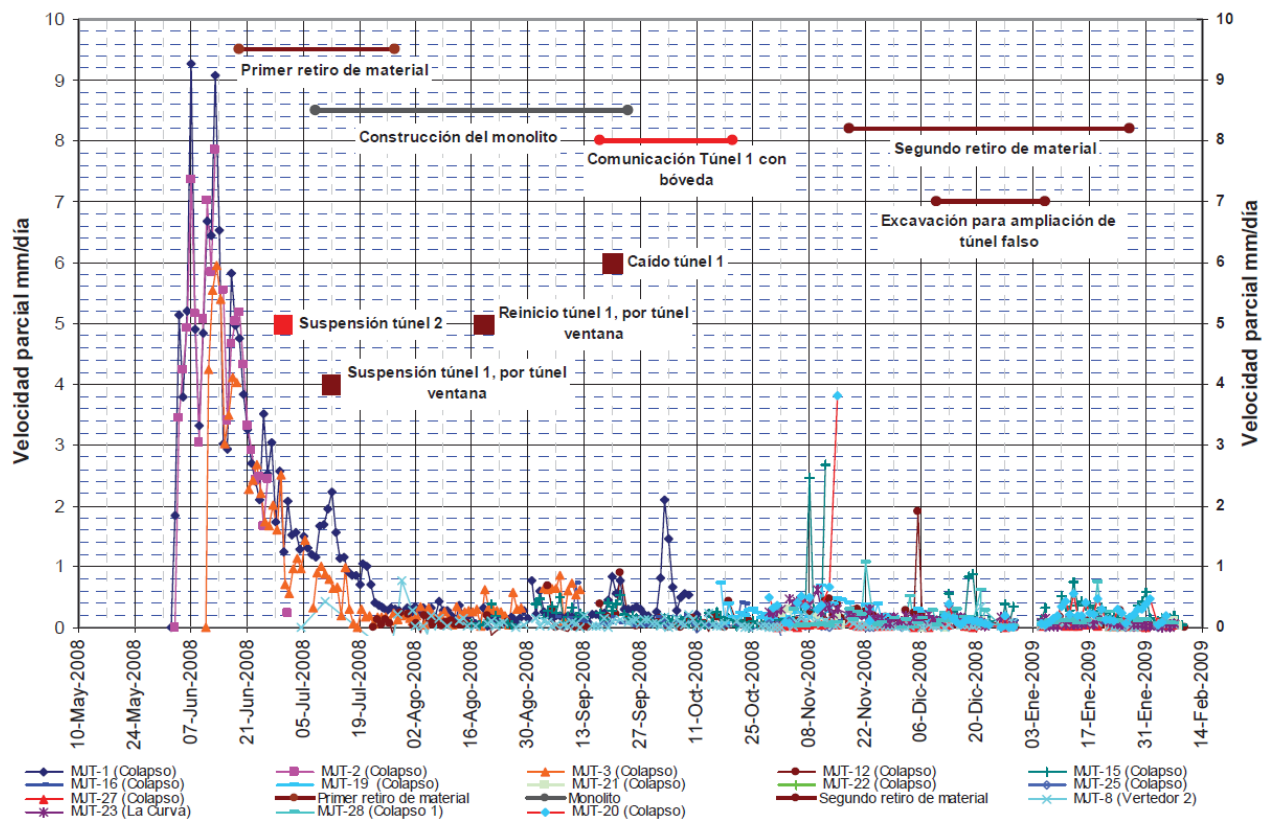


Figura 4.11 Datos de las velocidades presentadas en los medidores de juntas tridimensionales (CFE, 2009)

De acuerdo a todo eso la CFE reporta lo siguientes "Los medidores de juntas instalados en las fallas han evidenciado que desde el inicio de las mediciones se han presentado los mayores desplazamientos en la parte activa de la falla Colapso, con velocidades que llegaron a los 9 mm/día" (CFE, 2009).

De acuerdo a los registros que se tienen, la Falla Vertedor es local y no está influenciado por el movimiento de la zona principal de deslizamiento. Lo que quiere decir que esta Falla trabajo de manera independiente a todo el macizo rocoso.

4.2.2 Estudios Ambientales

De acuerdo a la investigación que se hizo en materia de impacto ambiental el Manifiesto que se hizo para este proyecto, fue llevado a cabo por la Universidad de Guadalajara. Como el objetivo principal de esta tesis está enfocado a analizar los deslizamientos que se presentaron en el proyecto La Yesca, no se hará mucho énfasis en este apartado y solo se comentarán las conclusiones a las que se llegó en dicho manifiesto. Esto no quiere decir que este tipo de estudios dejen de tener importancia, por el contrario en la actualidad es muy importante tener en cuenta todas las afectaciones que genera un proyecto civil, en este caso los cambios que se generan son directamente proporcionales a la magnitud del proyecto.

El sistema ambiental regional comprende cerca de 65,000 ha, donde el subsistema terrestre presenta un escenario en condiciones naturales (sin proyecto) bastante favorable a su conservación, aun sin importar las condiciones climatológicas además de que era una zona prácticamente virgen previo a la construcción de la central, ya que había poca presencia humana y no existía buena accesibilidad a esta zona.

El área de estudio se categorizó como una zona aislada debido a la susceptibilidad ambiental, donde se hace difícil que puedan servir para las prácticas de cultivo. Como lo requirió el proyecto, se generó un proceso de recuperación de la vegetación sobre terrenos abandonados que fueron aprovechados con fines agropecuarios.

De acuerdo a la zona, en ésta se presentan dificultades para la implementación de programas y actividades que permitan incrementar la productividad agropecuaria, por lo que significa que no hay programas enfocados a la mejora de las condiciones de vida en la zona.

Previo a la iniciación del proyecto se encontraba un lugar prácticamente virgen, el medio socioeconómico estaba determinado por las condiciones del relieve y clima, fuertes pendientes hacían inaccesible la zona y las altas temperaturas provocaban que el rendimiento de las actividades agropecuarias fuera muy bajo. Además, de la inexistencia de vías de comunicación y la dificultad para proveer servicios educativos y de salud, entre otros.

Dentro del sector agropecuario estaba tendiendo a su desaparición, ya que el entorno natural se aprecia con una recuperación de cobertura de selvas y bosques; esto al parecer se debe a un problema poblacional ya que la gente estaba tendiendo a emigrar, estos se apreciaba en los terrenos susceptibles de aprovechamiento agropecuarios, ya que estaban dejando de ser utilizados. También antes de que existiera la central una actividad con menor desarrollo en el área era la pesca, la cual se destinaba al autoconsumo y suministro principalmente hacia el municipio de Tequila.

Previamente a la realización del proyecto se esperaban dos cambios significativos en la zona

1. La calidad del agua que contendrá el embalse generará un cambio de régimen en los escurrimientos de la cuenca.
2. La inundación de casi 3,500 ha significa la pérdida de terrenos forestales, que en su mayor parte son cubiertos por vegetación de selva original o en franco proceso de recuperación.

Estos dos cambios son importantes ya que es preciso hacer mención sobre las condiciones del subsistema acuático del Río Santiago, que está fuertemente afectado por los contaminantes que transporta, desde la ciudad de Guadalajara y por la existencia de otras presas sobre el mismo cauce. Ya que el subsistema acuático está determinado por factores exógenos, entre estos factores se tiene que la calidad del agua y el régimen hidrológico del río Santiago en el tramo que comprende el sistema ambiental, está afectado por la mala calidad de agua por las descargas procedentes de la zona metropolitana de Guadalajara. Los actuales componentes bióticos del río y condiciones fisicoquímicas del agua, están vinculados en función directa a la existencia y operación de la presa Santa Rosa (Manifiesto Impacto Ambiental, 2007).

En el ámbito social, el proyecto en su etapa de construcción generó más de 5,000 empleos directos, esto provocó de cierta manera cambios en la estructura social y económica de la región. En este caso las condiciones que generaron esta obra propiciaron que las diferentes comunidades cercanas a la presa obtuvieran un beneficio económico.

Durante la etapa de construcción, las modificaciones que se provocaron sobre el medio acuático no presentan mayor trascendencia ya que la acción más relevante fue el desvío del río en el área donde se encuentra la boquilla seleccionada para construir la cortina. Este desvío no tuvo repercusiones significativas sobre el régimen hidráulico, ni sobre la calidad del agua que llegará al embalse de la P. H. El Cajón.

En el medio terrestre, el desarrollo de la obra hizo mucho más notorias las afectaciones ya que fueron desmontadas 200 ha de terrenos cubiertos principalmente por Selva Baja Caducifolia, eliminando también el escaso suelo que la cubre o aumentando su propensión a la erosión. Estas obras tendrán un efecto mínimo sobre terrenos que tienen un aprovechamiento agropecuario. Sin embargo, se prevé que a nivel del sistema ambiental continúe la tendencia de recuperación de la vegetación sobre terrenos afectados a una velocidad mayor que la tasa de deforestación, ya que aunque se tendrá un flujo importante de población, la gran mayoría llegará a trabajar de manera directa o indirecta, en la construcción de la P.H. La Yesca, además de que la CFE y la empresa constructora de la obra les proporcionarán los servicios básicos a su personal. Aunque no es posible establecer un número, se prevé que la mayoría de los campesinos que actualmente habitan en la zona, se incorporaran a la construcción de la obra y por lo tanto disminuya la presión sobre la vegetación y suelo por las actividades agropecuarias que hoy desarrollan. Adicionalmente, se considera que las superficies factibles de realizar alguna explotación agropecuaria están muy limitada por las condiciones topográficas (pendiente muy alta), de suelo (muy somero) y climáticas (muy extremoso que genera muy bajo confort)

Los posibles efectos de la construcción sobre la estabilidad de los terrenos estarían limitados fundamentalmente por el área del polígono de obras, como producto del uso de explosivos y la realización de cortes y nivelaciones del terreno; bajo ningún concepto se prevé que se pudiera ocasionar un cambio que pudiera trascender hacia otras zonas.

Otro punto de interés en este sentido es el desarrollo de cortes y taludes por la construcción de caminos, lo cual podría ocasionar deslizamientos o movimientos de tierra, pero al igual que la zona de obras, estos eventos no trascenderían más allá de la periferia de los caminos, además de que en algunos puntos en la actualidad ya existen esas condiciones en el camino existente. En ambos casos y con el fin de evitar complicaciones para el desarrollo de las obras, la CFE tomará las acciones para prevenir estos problemas. A pesar de que se modificarán los patrones de drenaje y de erosión/depósito de sedimentos en la red de drenaje afectada por obras incluyendo caminos, estos cambios se darán de manera intensa pero reversible.

Desde el punto de vista ambiental, la etapa de llenado del embalse será la que tendrá mayores repercusiones, tanto en el subsistema acuático como terrestre, debido a la interrupción del flujo de agua, así como por la inundación de 3,492 ha. Se estima que el llenado del embalse se realice en el lapso de un año. El tiempo preciso de llenado será función de la precipitación y escurrimiento que se presente en la cuenca del río Santiago, pero se estima que si se presenta el gasto medio en el río el embalse se llenará en el tiempo indicado.

La construcción de esta central hidroeléctrica generará impactos de diversas índoles, para ello se realizaron diferentes estudios para su completa caracterización. Las principales causas de estos impactos son dos, la construcción de la presa y el llenado del embalse ya que los efectos generados por éste, en el ámbito geológico, tuvieron que enfocarse a la presión que el agua acumulará sobre el cañón del río.

Medio Físico

El clima no presentará alteraciones significativas, ya que el mayor impacto climático que se presenta es en el área de la construcción, pero esto difícilmente influye en la zona porque se encuentra dentro del mismo cañón. Por otra parte, en la zona inmediata se incrementará la humedad relativa y por ende el efecto termo-regulatorio. Aunado a esto se espera el incremento de neblina. Todas estas modificaciones no afectarán de manera significativa al entorno.

En la calidad del aire se ve afectada principalmente durante el periodo de construcción ya que los contaminantes gaseosos, la mayoría son parte del resultado de la combustión en maquinaria y vehículos que utilizan gasolina diesel. Los contaminantes dejarán de emitirse al concluirse la etapa de construcción, a su vez el impacto es de carácter reducido al área de construcción de la cortina y no afectará al resto de la región, sólo afectará a la población cercana al sitio de construcción.

Geológicamente, las afectaciones se resumen a la construcción y los factores que se tiene en cuenta por la sismicidad inducida y los deslizamientos presentes al igual que se debe de tomar en

cuenta el cambio que se genere por la construcción de vías de acceso como los caminos, desmontes, despalmes, excavaciones, cortes, etc.

Hidrológicamente hablando, lo que se modifica son las condiciones de régimen del río, ya que es un proceso de regulación el cual genera el embalse de la presa. Sumado a presas aguas arriba de este proyecto como lo son Santa Rosa, Aguamilpa y aguas abajo como el Cajón, por ello la continuidad en el caudal del río Santiago se ve afectado. Aunque se generan cambios significativos en este aspecto, y gracias a la construcción de las presas existentes en este sistema se tiene una falta de continuidad en el flujo del agua. La construcción de La Yesca no es factor de acuerdo a la calidad del agua presente en la zona, estos aspectos son ajenos totalmente a la construcción de este proyecto. Se calcula que el tiempo de retención es de 226 días, por lo que es un tiempo muy grande lo que permite que los residuos que se llevan en el caudal puedan generar procesos de eutrofización, esto genera una contaminación del agua al permanecer tanto tiempo en contacto con los contaminantes.

Los principales impactos significativos son en lo escénico, ya que la visión de los poblados cercanos se verá afectada por el nuevo cuerpo de agua, además de que las vías de acceso (carretera) serán otro impacto visual que se tendrá para los lugareños.

Medio Biótico

La reducción de la superficie arbolada es el gran impacto que se genera, ya que toda la flora que se encuentre debajo de la cota 580 m.s.n.m. quedará bajo el agua. Alrededor de 45 especies de flora se verán afectas por la construcción del proyecto siendo el área de construcción y el embalse los que causen mayores cambios, se calcula que el 50% del total de los arboles reportados en la zona se verán afectados. La ventaja es que estas especies tiene una amplia diversidad en la zona y es predominante.

En cuanto la fauna se generó un inventario acerca de la composición y diversidad de ésta, de acuerdo a esto y a las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) la NOM- SEMARNAT-059-2001 habla sobre la determinación de especies endémicas para peces, anfibios, reptiles, aves y mamíferos. En base a esto se establecen dos especies de peces, ocho especies de reptiles, dos especies de ave y, tres especies de mamíferos.

La riqueza biológica del lugar resultó importante en términos del número de especies que están registradas. Los resultados demostraron que la inundación del vaso modificará patrones de conducta de ciertas especies, pero que su afectación no será en gran manera significativa permitiendo su modificación y aclimatación, así como su desplazamiento en busca de hábitats más propicios, es el caso de las nutrias, las cuales habitan en las aguas limpias del Rio Bolaños.

Medio Socioeconómico

El proyecto generará diversos impactos positivos que mejorarán la región. Los principales impactos es el incremento demográfico de la región, este aspecto es importante ya que en las últimas décadas la región ha presentado un moderado crecimiento. Y en poblaciones aledañas como Hostotipaquillo se ha presentado un decrecimiento poblacional. Son zona de baja densidad poblacional debido a la topografía, al clima y otras situaciones adversas.

La construcción del proyecto ayudará a generar 5,000 empleos directo y 5,000 empleos indirectos. Finalmente, estas variables tendrán impactos positivos sobre los patrones de consumo y uso del tiempo de los habitantes de la región. En general los impactos positivos identificados impulsarán una sustancial mejora en la calidad de vida de la región. Se pretende que una vez inundado el embalse se pueda tener aprovechamiento del agua para generar agricultura.

Impactos Residuales

Los impactos residuales que permanecerán una vez aplicadas las medidas de mitigación son:

Obras civiles en caminos ya que éstas también se quedarán una vez sean concluidos los trabajos de exploración, pero serán de beneficio para los pobladores de la zona y directamente para los propietario de los predios cercanos a los caminos.

Vivero: La CFE contempla el desmantelamiento y rehabilitación de áreas, sin embargo, existe la posibilidad de dejar las instalaciones en el terreno seleccionado para esta actividad, beneficiando al propietario del terreno, si así lo desea.

Material geológico producto de obras de restauración de caminos y área de obras: Este será uno de los principales impactos residuales ya que no es posible reincorporar el material en los sitios originales por tal motivo se deberá tener sumo cuidado con la selección de los sitios de disposición final para que estos no se conviertan en un estorbo al tránsito vehicular o queden en riesgo de generar un deslizamiento de este material afectando áreas con vegetación propia de la zona. Están previstas 3 zonas para depósito de materiales que quedaran dentro del cuerpo del futuro embalse.

4.3 Problemas presentes. Localización y tratamiento de la falla

Una vez empezado el proyecto y ya con un porcentaje de avance se detectó que existía movimiento en la margen izquierda, justamente donde estaban hechos los túneles de desvío y donde se pretendía colocar parte de la cimentación de la cortina de la presa La Yesca fue construida en una zona bastante conflictiva geológicamente hablando, y no resultó tener las condiciones de roca adecuadas.

Como se ha dicho el bloque inestable ubicado en la margen izquierda se calcula que tiene un volumen aproximado de 2.5 hm^3 , su composición principal son rocas volcánicas densas y duras, este tipo de rocas tiene características de generar velocidades sísmicas de hasta 2,500 m/s, pero afortunadamente, las condiciones en las que se encuentra este gran macizo es que la roca está

intensamente fracturada, por lo tanto se descomprimen fácilmente una vez que se les descapota. El fracturamiento intenso es provocado por una familia de fallas, además de importantes discontinuidades ocasionadas por la estratificación de la zona. En cualquiera de las figuras que se muestran anteriormente de la margen izquierda, debe notarse que las estructuras señaladas son las más representativas; aun así las condiciones de baja calidad de roca del bloque van más allá de la conjunción de las diferentes familias de fallas y pseudoestratificación. Al igual que la Figura 4.12 se puede observar las fracturas presentadas en la margen izquierda debido a las fallas presentadas.

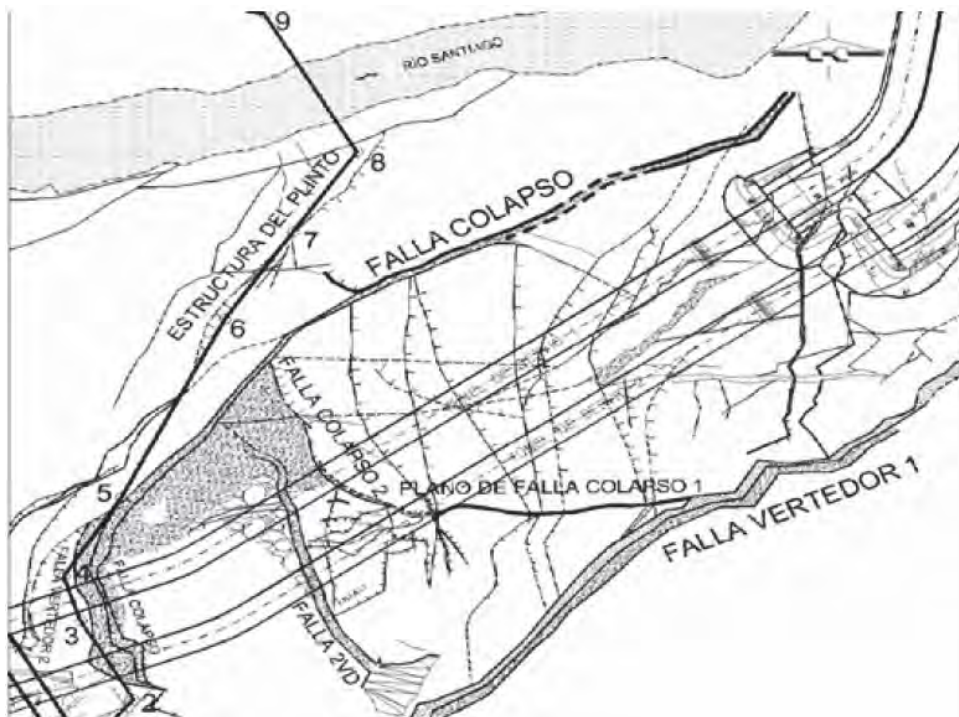


Figura 4.12 Fracturamiento dentro del bloque inestable. (CFE, 2009)

Las fronteras del bloque inestable primeramente fueron establecidas por las fallas detectadas en un inicio, posteriormente cuando se utilizó instrumentación para la medición se empezaron a especificar estas fronteras y sus límites.

Como se aprecia en la Figura 4.13 la frontera sur es una falla normal (Colapso 1) de rumbo aproximadamente este-oeste con inclinación al norte con 70° , su extremo poniente es una falla normal (Colapso 2) de rumbo aproximadamente norte-sur con buzamiento al oriente de 63 grados en promedio. Hacia el norte y hacia la base del bloque la frontera es la falla Colapso misma que tiene un rumbo al noreste 25 grados inclinándose 32 grados al sureste. Por su parte, el límite oriental se localiza hacia la parte posterior del dique de composición granítico ubicado en la zona de los portales de los desvíos. (CFE, 2009).

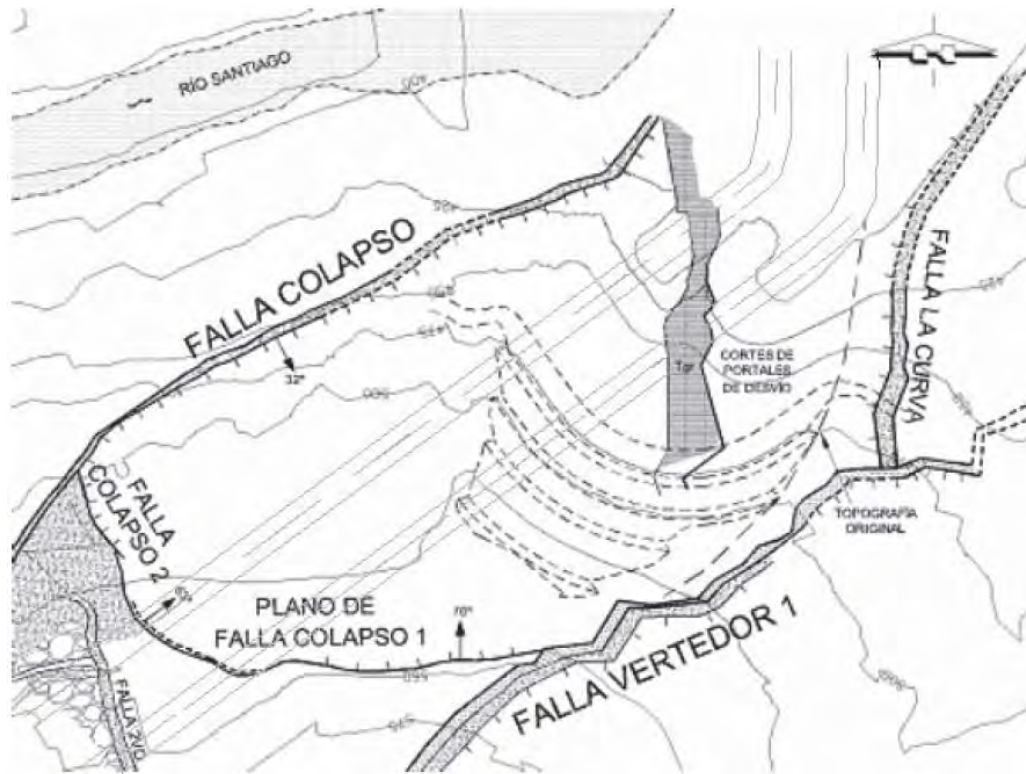


Figura 4.13 Fronteras de la zona inestable. (CFE, 2009)

Las fallas Colapso 1 y 2, presentan brechas poco alteradas con relleno de arcilla; la falla Colapso está constituida por roca muy alterada y una capa de arcilla de muy baja resistencia al corte con espesores que van de los 10 a los 30 cm. El espesor total en toda la falla varía entre 2 a 6 m.

En muestras cúbicas obtenidas se realizaron pruebas de corte directo como estudios de deslizamiento. En estos estudios se obtuvo que los materiales que encontramos en la zona presentan ángulos de fricción interna cercanos a los 6° para condiciones hidratadas lo cual significa que la resistencia es muy baja.

En la Tabla 4.1 se muestran los parámetros de resistencia y deformabilidad definidos para los materiales encontrados en las fallas.

Donde:

γ = *Peso Volumétrico del material*

ν = *Relación de Poisson*

E = *Modulo de elasticidad*

c = *Cohesión*

$\varphi = \text{Ángulo de fricción interna}$

$Tr = \text{Resistencia a la tensión}$

Tabla 4.1 Parámetros geomecánicos de los materiales utilizados en los análisis (CFE, 2009)

No. Mat	Descripción	γ [KN/m3]	ν	E [MPa]	c [kPa]	ϕ [°]	Tr [MPa]
1	Arcilla falla Colapso (parc. Saturada)	24	0.43	20	25	13	0
2	Arcilla falla colapso (Saturada)	24	0.43	15	25	6	0
3	Colapso	24	0.43	30	300	36	0
4	Ignimbritas altamente fracturadas	25	0.15	3900	300	36	0
5	Ignimbritas ligeramente salificadas	25	0.15	10000	1800	38	0
6	Ignimbritas poco fracturadas	25	0.15	17700	2270	42	0
7	Dique diabásico	25	0.15	17700	2270	42	0
8	Aluvión	20	0.3	200	0	42	0
9	Concreto	24	0.15	19500	5000	42	2.5

Con estos datos se ejecutaron análisis de estabilidad de la ladera izquierda para la definición de los parámetros geomecánicos de la capa arcillosa de la falla colapso, con la suposición de que el bloque inestable se encontraba con un Factor de Seguridad F.S. = 1.0 al momento de observarse los desplazamientos. En los resultados se indicaron que en condiciones naturales y por arriba del nivel del río (condiciones no saturadas) el ángulo de fricción de esta arcilla estaría en un orden de 17°, mientras que al saturarse, era posible considerar un ángulo de fricción de 6° a 7°, como lo revelaron las pruebas de laboratorio. Sin embargo, como se comenta más adelante, posteriormente se revisaron estos resultados considerando que con las primeras obras de estabilización apenas se habría alcanzado un FS de 1.0, lo que indicó que el ángulo de fricción representativo de la falla colapso en condiciones parcialmente saturadas era de 13° (CFE, 2009).

En la Figura 4.14 podemos observar el tamaño del movimiento presente en la Presa La Yesca junto con su factor de seguridad que es muy bajo para términos de estabilidad.

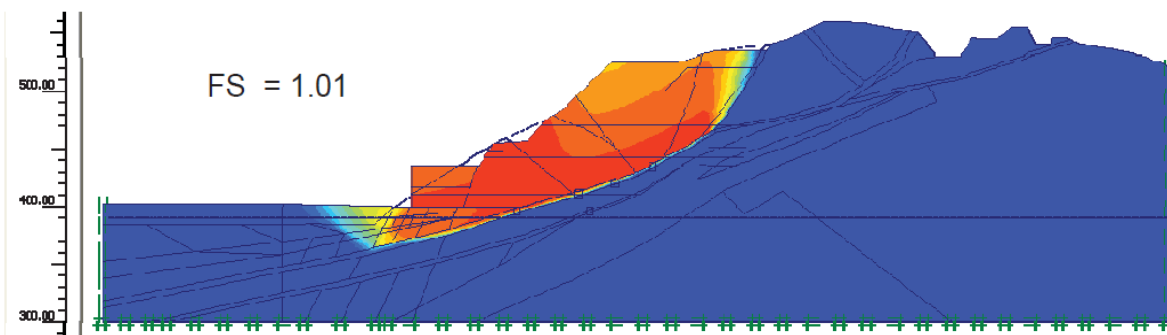


Figura 4.14 Magnitud del bloque inestable C.H. La Yesca (CFE, 2009)

De acuerdo a los estudios hechos en el mecanismo de falla que consistió en el deslizamiento de un gran bloque de roca, ubicado sobre un plano débil (Falla Colapso), el cual se activó debido a que al hacer la remoción de material para los portales de entrada de los túneles de desvío provocó dos efectos principales, el cual fue quitarle resistencia al pie del bloque, y la misma remoción generó el comienzo del deslizamiento.

Obras de estabilización de corto plazo

En cuanto a obras de estabilización a corto plazo fueron dos las que se realizaron, éstas fueron orientadas a generar la detención del deslizamiento que se estaba presentando. La primera fue quitarle peso de encima al bloque de roca, por lo que se removieron cerca de 180,000 m³ de la parte superior de la parte inestable, generando que el bloque tuviera menor peso. La segunda fue la construcción de un bloque monolítico de concreto frente a los portales de los túneles de desvío, el bloque de concreto tiene un volumen aproximando de 120,000 m³. Al hacer estas dos obras, el deslizamiento prácticamente se detuvo, esto se pudo observar ya que en la instrumentación implementada se observaron cambios de velocidad de movimiento con valores que en un inicio eran de hasta 9 mm/día pasaron a ser 0.26 mm/día.

Obras de estabilización a mediano y largo plazo

No obstante, que se realizaron las obras antes descritas fue necesario hacer un análisis considerando lo que pudiera pasar a mediano y largo plazo, por lo que al revisar las condiciones de estabilidad se encontró que muy probablemente no serían suficientes las dos obras anteriores, para cuando se hiciera el llenado del embalse. En base a esto se plantearon las siguientes obras.

- a) Remoción adicional de material en la parte superior del bloque inestable.
- b) Drenaje del bloque inestable mediante galerías para evitar que se incrementaran los niveles de agua por arriba de la Falla Colapso.
- c) Colocación de relleno de enrocamiento frente a los portales de entrada en dos etapas, la primera hasta la elevación + 435.0 m.s.n.m. y la segunda hasta al menos la elevación + 456.0.m.s.n.m.
- d) Construcción de galerías de cortante o fricción (reellenas de concreto) intersectando la falla y rumbo de ella.
- e) Construcción de muros de cortante (de concreto) al pie del bloque inestable.
- f) Construcción de varios cilindros de cortante de gran diámetro reellenos de concreto (también llamados lumbreras de cortante) que intersectaran la falla.
- g) Relleno con concreto del túnel 1 al final de la construcción en la zona en la que intersecta a la Falla Colapso y a sus réplicas (CFE, 2009).

Para el periodo mientras se llevó a cabo la construcción de la obra (mediano plazo se llegó al acuerdo que la mejor opción era el inciso (b) de la anterior lista, ya que las obras de drenaje

permitían que las condiciones de estabilidad del bloque no cambiaran durante la operación de la ataguía de aguas arriba.

Para largo plazo (cuando la presa esté finalizada y en operación) se consideraron otros aspectos tales como afectaciones que se tuvieran por el programa constructivo y se le dio prioridad, como era de suponerse, a la seguridad del proyecto. En este caso se dieron las siguientes recomendaciones:

- a) Remoción adicional de material en la parte superior del bloque inestable (hasta dar un volumen acumulado del orden de $800,000 \text{ m}^3$ de material).
- b) Colocación del relleno con enrocamiento frente a los portales.
- c) Construcción de al menos 6 lumbreras de cortante.
- d) Relleno del túnel de desvío No. 1
- e) Construcción de un descargador de medio fondo, en caso de emergencia capaz de evacuar $236 \text{ m}^3/\text{s}$ (CFE, 2009).

Las obras antes descritas fueron simuladas numéricamente, y los ingenieros a cargo del proyecto pudieron garantizar que el deslizamiento no se va a reactivar durante la operación de la presa.

No obstante con estas construcciones para la estabilización, el plintos se encontraba desplantado sobre esta falla (Falla Colapso) tal y como se muestra en la Figura 4.15.

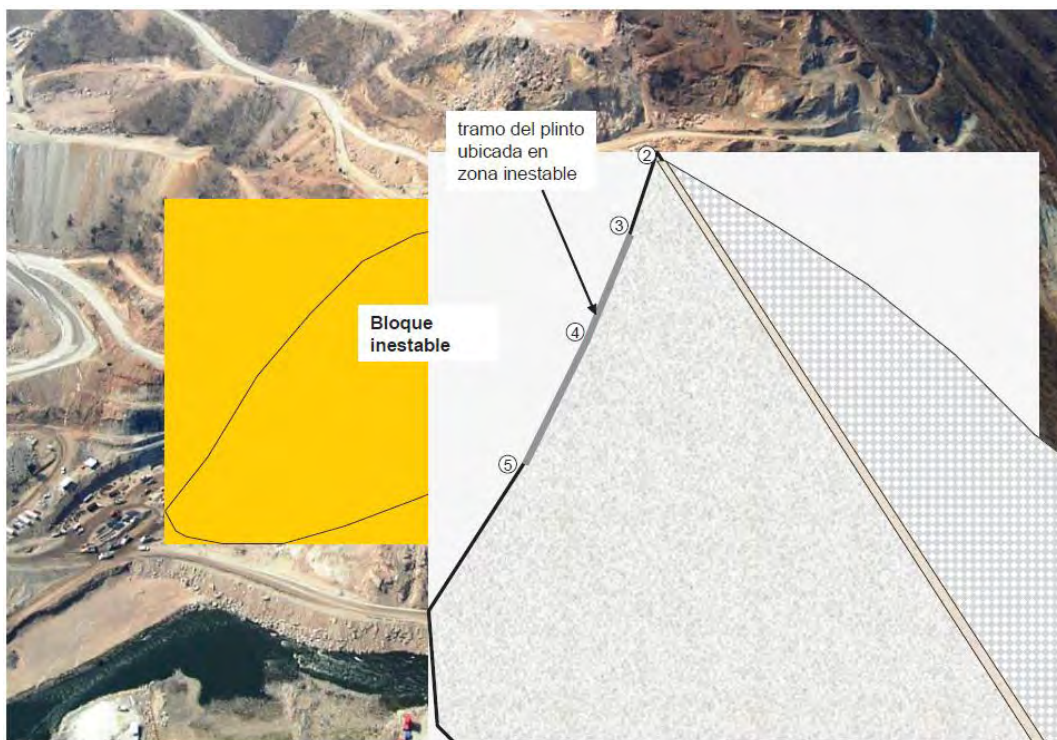


Figura 4.15 Trazo inicial de colocación de la cortina. (CFE, 2009)

Como se puede ver en la Figura 4.15 se puede apreciar que los puntos marcados del 2 al 5 están directamente sobre el bloque inestable. Debido a las condiciones geológicas y topográficas que se tenían, se hacía imposible la reubicación de la cortina de la presa, ya que aguas arriba se encuentra un depósito que está delimitado por fallas. Mientras que pocos metros aguas abajo del eje de la cortina la topografía cambiaba, lo que implicaba que en esta zona el enrocamiento de aguas abajo de la cortina no tendría confinamiento.

Haciendo un análisis y evaluaciones de lo que se debería de hacer en el proyecto, se llegó al acuerdo de que la solución a esta problemática, se solucionaría girando 14° el eje de la cortina tomando como pivote el punto 14 del plinto ubicado sobre la margen derecha. Esto se muestra en la Figura 4.16 para una mejor comprensión de la solución propuesta

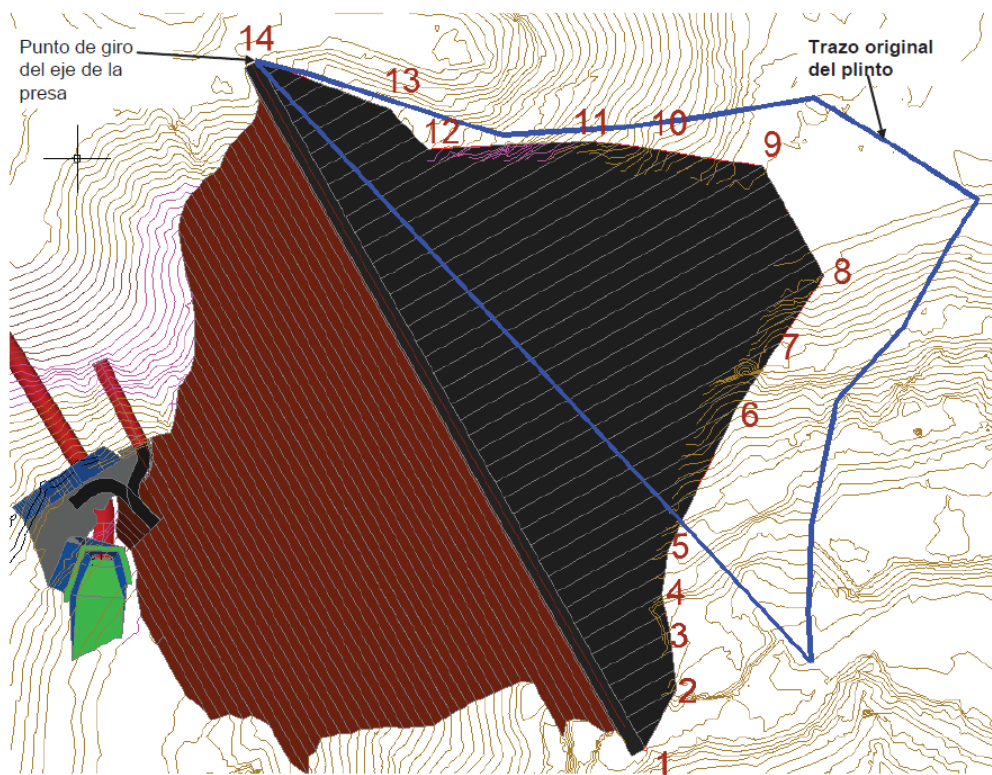


Figura 4.16 Propuesta de la nueva posición de la cortina (CFE, 2009)

En la Figura 4.17 se observar que al hacer el giro en la cortina se evita Falla Colapso con esto el proyecto ahora requiere que se coloque una reposición de concreto de entre 5 a 30 m entre los puntos 2 al 5 para mejor entendimiento de esto se puede observar la Figura 4.18 en donde se muestra la geología a lo largo del plinto en su nueva ubicación sobre la margen izquierda. Junto con la reposición de concreto en la parte superior de la margen izquierda.

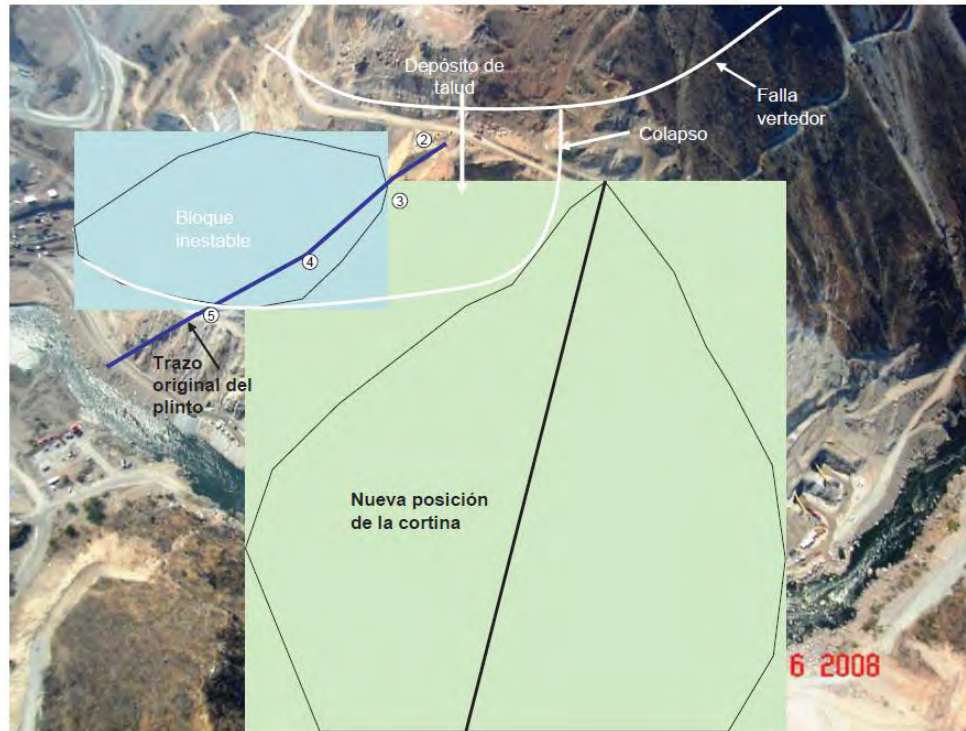


Figura 4.17 Vista de la nueva posición de la cortina donde se aprecia el justo libramiento de la Falla Colapso. (CFE, 2009).

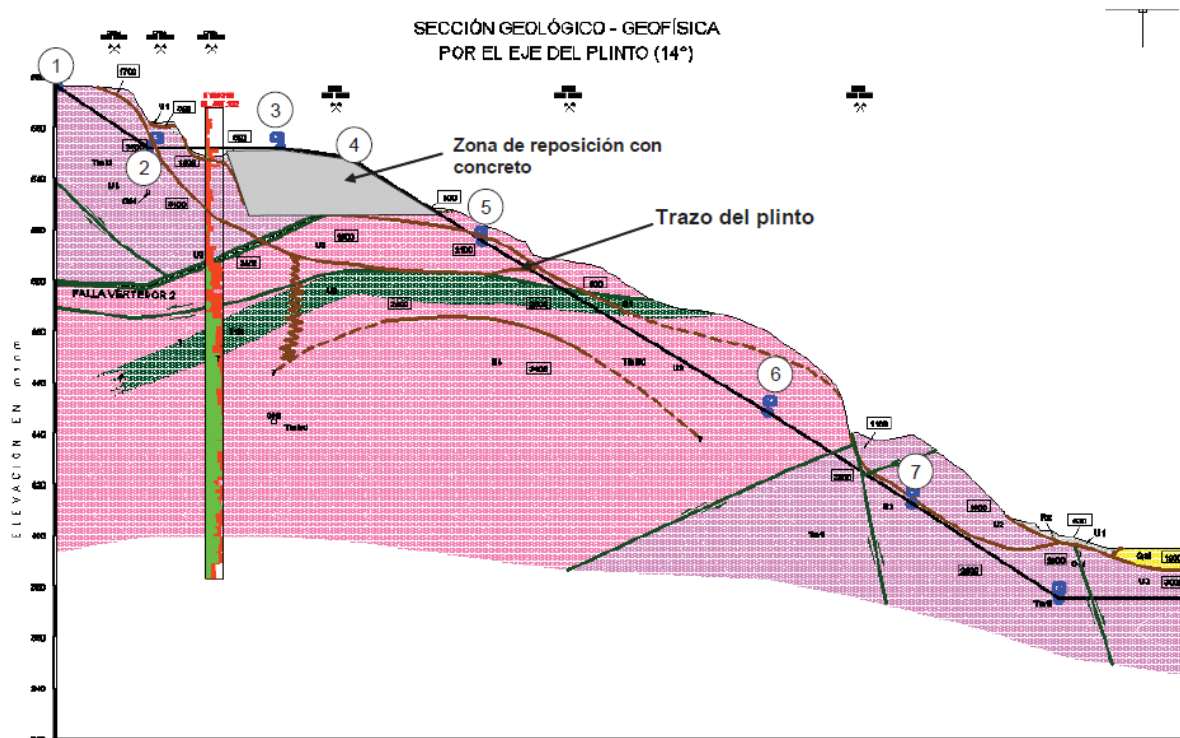


Figura 4.18 Geología a lo largo del plinto en su nueva ubicación sobre la margen izquierda. (CFE, 2009)

En general, en el nuevo sitio de desplante del plinto, la roca existente es de buena calidad, con velocidades de onda compresional del orden de 3000 m/s, sin embargo, existen cerca de la superficie algunas zonas de roca de mala calidad que deberá ser retirada para desplantar la reposición de concreto. (CFE, 2009).

Fue necesario tratar la zona entre los puntos 2 al 5 ya que en la parte superior se encuentra la Falla Colapso. Por lo que el tratamiento que se le dio, fueron inyecciones y anclajes para eliminar riesgos de deslizamientos en la zona

Adicionalmente, y considerando que a pesar del cambio aún se tiene un pequeño plano de debilidad bajo el plinto entre los puntos 1 al 5 (Falla Vertedor 2), la cual tiene una pequeña capa de arcilla, es recomendable que este plano sea también reforzado para eliminar cualquier riesgo de inestabilidad de la roca de cimentación del plinto. (CFE, 2009).

4.4 Beneficios y vida útil del proyecto

1. Generación media anual total de 1,210 GWh (943 GWh firme y 267 GWh secundaria).
2. Incremento en la generación de El Cajón/Aguamilpa (2/9GWh).
3. Cambio de energía secundaria a firme en El Cajón/Aguamilpa (118.5/22.7 GWh).
4. Permitirá la diversificación de las fuentes de energía.
5. 5,000 empleos directos e igual cantidad de indirectos durante su construcción, estimada en 54 meses.
6. Construcción del puente Analco, sobre el río Bolaños.
7. Restitución y mejora del acceso al municipio de La Yesca.
8. Importante derrama económica en la región.
9. Capacitación de los lugareños en diversas actividades productivas.
10. Mejoras sociales en los poblados Mesa de Flores, Hostotipaquillo y La Yesca.
11. Mejora en las vías de acceso terrestre de la región.
12. Mejora en vías de acceso y de sistemas de comunicación
13. Impulso de actividad pesquera, comercial y turística.
14. Interconexión fluvial a lo largo del embalse, mejorando la comunicación de la zona.

Es preciso hacer una comparativa con el caso de la presa Vajont ya que es uno de los objetivos propuestos al inicio de esta tesis, además es prudente ver las diferencias existentes entre estas dos presas, esta comparativa se muestra en la Tabla 4.2

Tabla 4.2 Comparativa Vajont-La Yesca

	Presa Vajont	Presa La Yesca
Tipo de Presa	Presa de concreto de Arco Gravedad	Presa de enrocamiento con cara de concreto
Tipo de Vertedor	Vertedor de superficie de caída libre ubicado en la corona de la presa de 16 vanos. Diseñada para desaguar 355 m ³ /s	Vertedor con canal de llamada, compuertas radiales, tres canales para conducción de agua y estructura terminal de salto de esquí
Descargador de fondo	3 descargadores capaces de drenar 281 m ³ /s que es equivalente a 24 hm ³ por día	1 Descargador de medio fondo capaz de drenar 236 m ³ /s en caso de emergencia
Altura de la cortina	264 metros	210 metros
Volumen de Embalse	168.7 hm ³	1,392 hm ³
Tipo de Turbinas	Francis	Francis
Cantidad de turbinas	4	2
Generación por turbina	60 MW	375 MW
Central Hidroeléctrica que abastece	Soverzene	La Yesca
Potencia neta	240 MW	750 MW
Costo y construcción de la presa	Costo Desconocido 1957-1962	Aproximadamente de 768 millones de dólares entre los años 2008-2013
Volumen de Deslizamiento	270 hm ³ . Ver Figura 3.4	2.5 hm ³ . Ver Figura 4.14
Material existente en las fallas	Arcillas y Margas	Arcillas
Tipo de roca predominante en la región	Roca sedimentaria, principalmente calizas.	Roca volcánica altamente fracturada.
Velocidades de deslizamiento existentes en las fallas	20 cm/día. Cuando ocurrió el desastre se estima que la velocidad que llegó a presentar el deslizamiento se encuentra en un rango de entre 20-30 m/s	En un inicio el movimiento que se tenía era de 9 mm/día. Una vez realizadas las obras de estabilización de la ladera, el movimiento se detuvo.
Causa del deslizamiento	Inundación del embalse y existencia de una delgada capa de arcilla la cual falló una vez que se empezó el llenado del embalse	Construcción de los tuneles de desvío y remoción de material en la parte inferior lo cual provocó desequilibrio en la zona e hizo factible el deslizamiento

Tratamiento del deslizamiento	Se tenía la teoría que se podía manipular la velocidad del deslizamiento por medio del ascenso y descenso del embalse para que, de esta manera se evitara la provocación de un tsunami a la hora de que la gran masa ingresara al embalse.	Remoción adicional de material en la parte superior del bloque inestable. Colocación del relleno con enrocamiento frente a los portales. Construcción de al menos 6 lumbreras de cortante. Relleno del túnel de desvío No. 1. Construcción de un descargador de medio fondo, en caso de emergencia capaz de evacuar 236 m ³ /s
Resultados del tratamiento de falla	Falló	Exitosa
Número de fatalidades	Aproximadamente 2,000 personas	Ninguna persona

Capítulo 5: Conclusiones y observaciones

A lo largo de esta tesis se presentan diferentes estudios realizados para analizar los problemas, que se presentaron en la presa Vajont y en la presa La Yesca. Entre los que se pueden destacar los estudios hechos, sobre la superficie de falla y los mecanismos de falla, así como investigaciones realizadas sobre las características del comportamiento del agua, además de los estudios geológicos.

El deslizamiento en el embalse de la presa Vajont, provocó un gran desastre el 9 de Octubre de 1963, este generó la muerte de un poco más de 2000 personas. El movimiento de 270 millones de metros cúbicos de roca caliza perteneciente al Monte Toc penetró en el embalse que se encontraba en la elevación 700 m.s.n.m. a una velocidad aproximada de 30 m/s. Diversos fueron los factores que se confabularon para que éste desastre sucediera. La intervención del hombre fue una de las principales causas de este desastre, junto con la falta de más conocimientos sobre varios campos de la ingeniería. Además, de la carencia de investigaciones previas para un mejor entendimiento del comportamiento de los deslizamientos dentro de los embalses de las presas. En la época en la que ocurrió el accidente, era prácticamente nula la importancia que se le daba a los estudios previos y no fue hasta que se empezaron a presentar los primeros movimientos aparentes y las grietas sobre el monte Toc, que se decidió hacer una investigación detallada sobre la geología de las laderas de las márgenes izquierda y derecha del río.

Durante el proceso constructivo de la presa Vajont, se la hizo una inspección detallada a todos los cálculos hechos para la construcción de la cortina de la presa y todas las fuerzas a las que está sujeta. Se inspeccionó con detalle y cuidado la zona de cimentación, pero en ese entonces no se le daba la importancia necesaria a la estabilidad de las laderas, ya que prácticamente era un fenómeno desconocido el fenómeno los deslizamientos de gran magnitud sobre los embalses de presas, por lo que se tenía un total desconocimiento sobre las laderas río arriba de la presa, además se consideraba que era irrelevante hacer estudios sobre éstas.

El movimiento presentado en Pontesei durante el periodo de construcción de la presa Vajont sirvió como una muestra previa en menor magnitud de lo que estaba cercano a ocurrir en ésta. El mecanismo del deslizamiento fue exactamente el mismo. De hecho, este deslizamiento fue el primero en su tipo y se comprendió el efecto potencialmente dañino que pueden llegar a tener los deslizamientos en los embalses, inclusive este tipo de deslizamientos son capaces de ocasionar sismicidad en el lugar. El movimiento que se produjo en Pontesei generó gran preocupación a los constructores de la presa Vajont, y fue cuando los ingenieros y geólogos empezaron a preocuparse realmente por el desconocimiento que se tenía del volumen que se encontraba en movimiento hasta ese momento y con los efectos que este pudiera llegar a producir.

Entre las causas principales del deslizamiento presentado en la presa de Vajont, se tiene el llenado del embalse, ya que este hizo posible la reactivación de un movimiento que miles de años atrás había comenzado. Una diminuta capa de arcilla de pocos centímetros, que previamente ya había fallado, no fue detectada por los geólogos durante la construcción del proyecto. Ésta fue el

principal motivo de la generación del importante movimiento de tierra en el Monte Toc. A esto se le tiene que anexar la falta de conocimientos de la geometría y de los mecanismos de movimiento de esa gran masa de material. Se tenía la hipótesis errónea que se podía manipular la velocidad del deslizamiento por medio del ascenso y descenso del nivel de agua en el embalse, para que de esta manera se evitara provocar una gran ola que rebasaría la corona de la presa en el momento de que el gran volumen de tierra ingresara al embalse. Esta hipótesis planteada por Carlo Semenza y Leopold Müller, para el control del movimiento fue un completo error, ya que al hacer esto se facilitó que la delgada capa de arcilla se fracturara en pequeñas y diminutas partes lo que generó el deslizamiento y de esta forma se produjeron las grandes velocidades durante el mismo.

Con el llenado del embalse se produjo una alteración en la zona, debido a la intervención humana, debido a que durante miles años las laderas drenaron el agua producto de las lluvias y las arcillas que se encuentran entre las rocas sufrieron una consolidación y por ende junto con la roca existente parece ser en su totalidad un macizo rocoso uniforme, aunque solamente en apariencia ya que la roca puede llegar a presentar tantos fracturamientos, que hace que este macizo rocoso se divida en muchos bloques y se encuentre en estabilidad gracias a la fuerzas de fricción y de la gravedad, por lo que al momento del llenado del embalse, el agua provocó que la fuerza de fricción disminuyera y con ello la resistencia al movimiento, por lo tanto empezó a haber movimientos hasta que se encontraba la estabilidad con las nuevas condiciones presentes en la zona.

El hijo de Carlo Semenza, Eduardo Semenza estaba seguro que ya habían existido deslizamientos previos en la zona, este geólogo descubrió esto analizando las características que se presentaban en las rocas de las laderas de la zona, por lo que Leopold Müller ordenó colocar 3 piezómetros en la ladera del monte Toc, para verificar los niveles freáticos en el mismo, la desventaja fue que dos de estos indicaban lecturas normales ya que no estaban cerca de la superficie de la falla, el tercer piezómetro presentaba datos totalmente diferentes a los otros dos, por lo que Müller no le dio importancia a este piezómetro y pensó que este arrojaba resultados o que estaba dañado. Al tomar esta decisión Müller determinó que esta ladera era estable, ya que nunca obtuvo evidencias de la falla.

Por otra parte, un error más que se tuvo fue durante las simulaciones en el modelo hidráulico, que se utilizó para estudiar el comportamiento de las olas y aproximar la ola máxima previsible. En este modelo se presentó un deslizamiento totalmente diferente al que ocurrió en la realidad, ya que la velocidad de deslizamiento durante las pruebas no se acercó a la que en verdad resultó, junto con el comportamiento del macizo rocoso, ya que éste se comportó como una inmensa masa de roca la cual se movió uniformemente. Además, se tiene que contemplar que no se sabía de la existencia de la pequeña capa de arcilla entre la roca caliza del monte Toc, la cual permitió una aceleración muy grande del volumen de material, y eso no se podía calcular de alguna manera, ya que el modelo del comportamiento del oleaje se alimentó con datos incorrectos y los resultados de igual manera fueron equivocados.

El deslizamiento ocurrido en la presa de Vajont fue un suceso provocado por la intervención del hombre en la zona, en esta tesis se dan muestras del comportamiento de y las velocidades que llegó alcanzar este deslizamiento, así como el tamaño de ola que éste provocó en el embalse. La importancia de hacer estudios previos sobre obras de estas magnitudes en la actualidad se ha convertido en un requisito previo para el comienzo de la obra, lamentablemente no siempre se invierte el dinero necesario ni se le da la importancia necesaria a la recopilación de datos. Es por esta razón, que también se aborda la problemática presentada en el C. H. La Yesca, una presa que en la actualidad opera con total regularidad, pero ocurrieron sucesos de deslizamientos un tanto similares a los de la presa Vajont. En este caso se identificaron en la etapa constructiva y se pudo corregir el problema. Además, de que se idearon ingeniosas formas para la solucionar los inconvenientes. Lo ocurrido en la Yesca, se pudo deber a que los estudios realizados no fueron adecuados, ya que de haber tenido la información correcta de la geología de la zona, se hubiera atacado el problema directamente desde un inicio, y se hubiera evitado la generación de deslizamientos durante la construcción.

Finalmente, es importante mencionar que en la actualidad no se deberían de presentar problemas como el sucedido en la presa Vajont. Por lo tanto, es fundamental la realización de estudios previos en materia de geología, hidrología y geotecnia, que se deben de considerar como prioritarios en cualquier tipo de construcción ya que estos pueden evidenciar los problemas que se podrían presentar en la zona donde se quiere construir.

Bibliografía

1. ALONSO E., PINYOL N Y PUZRIN A. (2010). *Geomechanics of failures. Advanced topics, Chapter 2 Catastrophic Slide: Vaiont Landslide*, Italy, s.l.: Springer Science
2. BARRERA C. Y CORTÉS J. A. (2011). *Tesis: Construcción de la cortina de enrocamiento con cara de concreto del P.H. La Yesca*, México D.F., México: Universidad Nacional Autónoma de México
3. BRUGGEMANN M. A. (2012). *Composite Modelling of the Influence of Geometry on Landslide Generated Impulse Waves*, Primer Congreso de Conferencias Estudiantiles de Ingeniería Civil y Ambiental, Colegio Imperial de Londres. Londres, Inglaterra.
4. BRUSI D., LINARES R., PALLÍ L. Y ROQUÉ C., s.f. *Lectura ambiental de la cartografía geológica*, Unidad de Geología, Universidad de Girona. Departamento de Ciencias Ambientales, Cataluña, España.
5. COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD (CFE). (2009). Febrero. *P.H. La Yesca. Reporte sobre las Condiciones Geológica-Geotécnicas de la Masa Inestable de la Margen Izquierda y las Obras Implicadas*, Subdirección de Proyectos y Construcción Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, Jalisco, México.
6. COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD (CFE). (2009). *P.H. La Yesca Reseña de los Estudios Realizados por la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (hasta 2008)*. Subdirección de Proyectos y Construcción Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, Jalisco, México.
7. COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD (CFE). (2012). *Central Hidroeléctrica La Yesca-CFE-México*, Tecun , México (Disponible en <http://www.tecun.com/emdt/120725/TurismoHidroelectrico.pdf>)
8. CUECHE S. I., PINO C. J. (2009). *Tesis: "INCIDENTES EN LAS PRESAS DE VENEZUELA"*, Universidad de Oriente Núcleo de Anzoátegui Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas Departamento de Ingeniería Civil, Barcelona, España.
9. DELGADO D. J., PÉREZ B., MORALES O., DE LEÓN D., RIVERO J. Y DAVID CARLOS PÉREZ D. C. (2009). *Falla de presas de tierra por deslizamiento de taludes y formación de brechas originadas por sismo: un caso en el estado de México*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. Puebla, México.
10. FERNÁNDEZ D., MARTÍNEZ M., GARCÍA H. Y SALAS R. (2008). *Obras de Excedencias*, Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA), Unidad Técnica Especializada, México
11. FRENCH MINISTRY FOR SUSTAINABLE DEVELOPMENT. (2010). *Release of 50 million m3 of water at the Vajont Dam October 9, 1963*, Francia.
12. GENEVOIS R. AND GHIROTTI M. (2005). *The 1963 Vaiont Landslide*, Revista de Geología Aplicada, Italia
13. GÓMEZ L., R. (2007). *El desastre de Vajont*, Jornadas Técnicas sobre Estabilidad de Laderas en Embalses.
14. GUZZETTI F., STARK C. P. Y SALVATI P. (2005). *Evaluation of Flood and Landslide Risk to the Population of Italy*, Instituto de Investigación para la Protección Hidrogeológica del Consejo Nacional de Investigación, Italia

15. HENDRON A. J. AND PATTON F. D. (1985). *The vajont slide, a geotechnical analysis based on new geologic observations of the failure surface*. Geotechnical Laboratory, Washington, DC, Estados Unidos: Department of the US Army Corps of Engineers, Estados Unidos
16. HOEK E. (2006). *Practical Rock Engineering*, Evert Hoek Consulting Engineer Inc., North Vancouver, B.C. Canada.
17. Ingenieros Civiles Asociados (ICA), s.f. *Presa La Yesca*, México (Disponible en http://www.entornoseguro.com/ensesa/Presa_La_Yesca.pdf)
18. JUAREZ E., Y RODRIGUEZ A. (2004). *Mecánica de Suelos Tomo 2 Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos*. Segunda Edición, México: Limusa Noriega Editores
19. JUAREZ E., Y RODRIGUEZ A. (2005). *Mecánica de Suelos Tomo 1 Fundamentos de Mecánica de Suelos*. Segunda Edición, México: Limusa Noriega Editores
20. JUAREZ E., Y RODRIGUEZ A. (2010). *Mecánica de Suelos Tomo 3 Flujo de Agua en Suelos*. Segunda Edición, México: Limusa Noriega Editores
21. KILBURN C., Y PETLEY D. (2000). *Forecasting giant, catastrophic slope collapse: lessons from Vajont, Northern Italy*. Benfield Greig Hazard Research Centre, Departamento de la Ciencias de la Tierra, Universidad College London, London (Disponible en <https://www.sciencedirect.com>)
22. LIGI, G. (2005). *La inundación del Vajont. Representaciones periodísticas de un desastre italiano*, Desacatos, Centro de Investigaciones y Estudios Superiores en Antropología Social. México. (Disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=13901905>)
23. LILLO R., F. JAVIER, s.f. *Obra Civil y Agua Subterránea: Valoración de Impactos*, Grupo de Geología, Universidad Rey Juan Carlos, España.
24. MARENGO M., H. (2011). *Análisis de Riesgo de Falla en Presas*, Academia de Ingeniería de México, México.
25. MINISTERIO DE VIVIENDA, ORDENAMIENTO TERRITORIAL Y MEDIO AMBIENTE (MVOTMA), (2011). *Manual de diseño y construcción de pequeñas presas*, Volumen 1: Diseño Hidrológico/Hidráulico, Segunda edición, Versión digital, Montevideo Uruguay. (Disponible en: <http://www.mvotma.gub.uy/dinagua/manualdepequenaspresas>)
26. MURILLO F, R. (2012). *Cortinas de presas*, XXII Congreso Nacional de Hidráulica, Acapulco, Guerrero, México.
27. MURILLO R. (2012). *Presas de tierra y sus fallas*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C. XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Quintana Roo, México.
28. PANIZZO1 A., DE GIROLAMO P., DI RISIO M., MAISTRI A. Y PETACCIA A. (2005) *Great landslide events in Italian artificial reservoirs*, Departamento de Ingeniería Estructural de Agua y Suelo DISAT, Universidad L'Aquila, Italia.
29. PARDO S., F. (2010). *Las presas de materiales sueltos y sus patologías*, Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, España.
30. SÁNCHEZ C., F. J. (2007). *Incidentes en presas: La "velocidad de deformación anelástica" como criterio de seguridad*, XXII Congreso internacional de grandes presas Barcelona Revista de Obras Públicas (Disponible en: http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/2007/2007_marzo_3475_06.pdf)

31. SEMENZA E., Y GHIROTTI M. (1999). *History of the 1963 Vaiont slide: the importance of geological factors*, Universidad de Ferrara y Universidad de Bologna, Italia
32. SOTELO G. (1976). *Hidráulica General Vol. 1 Fundamentos*. Primera Edición: 1974, Primera Reimpresión: 1976, México: Limusa
33. SUPERCHI L., FLORIS M., GHIROTTI M., GENEVOIS R., JABOYEDOFF M. Y STEAD D. (2010) *Technical Note: Implementation of a geodatabase of published and unpublished data on the catastrophic Vaiont landslide*, Departamento de Geociencias, Universidad de Padova, Italia.
34. TORAN J. (1963). *Vajont Notas previas a un memorándum técnico*, Revista de Obras Públicas, España
35. TORRES H., F. (1990). *Obras Hidráulicas*, Segunda Edición, México: Limusa.
36. UNIVERSIDAD DE GUADALAJARA, s.f. *Manifestación de Impacto Ambiental P. H. La Yesca*, México, (Disponible en <http://sinat.semarnat.gob.mx/dgiraDocs/documentos/jal/estudios/2006/14JA2006H0003.pdf>)
37. VÁZQUEZ A., DÁVILA M., ACOSTA R., SÁNCHEZ J., s.f. *La importancia de la exploración geológica y geofísica en los costos de construcción de presas hidroeléctricas. Ejemplos comparativos en México*, Oficina de Geofísica GEIC-CFE, México.
38. VEVEAKIS E., VARDOULAKIS I. y DI TORO G. (2007). *Thermoporomechanics of creeping landslides: The 1963 Vaiont slide, northern Italy*, Jornadas de búsqueda en Geofísica, Vol. 112, Italia.
39. VILARINO O., A. (2006). *Presas*, Escuela Politécnica Superior de Ávila, España
40. EATOUGH, R. (dir.). *Segundos catastróficos: Un Tsunami en la montaña*, [videograbación]. Estados Unidos: National Geographic Channel Película Documental, 2012, DVD (45 min).