



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL, GEOTECNIA

“EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE PRESAS DE HARDFILL”

Tesis que para optar por el grado de Doctor en Ingeniería
(Geotecnia)
Presenta

M. EN I. GRISSEL HURTADO LÓPEZ

Director de tesis
Dr. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

Ciudad de México , noviembre de 2019



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.

JURADO ASIGNADO:

| | |
|-----------------------------|-----------------------------------|
| Presidente: | Dr. Auvinet Guichard Gabriel |
| Secretario: | Dr. Rivera Constantino Rigoberto |
| Vocal: | Dr. Mayoral Villa Juan Manuel |
| 1 ^{er} . Suplente: | Dr. Romo Organista Miguel Pedro |
| 2 ^{do} . Suplente: | Dra. García Benítez Silvia Raquel |

Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México

TUTOR DE TESIS:

Dr. Juan Manuel Mayoral Villa

FIRMA



*A mis Padres y Hermanos
por su apoyo incondicional*



Agradecimientos

❖ **Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología**

Por el apoyo recibido, con el cual ha sido posible la realización de mis estudios de doctorado concluyendo con esta tesis

❖ **A la UNAM y al Instituto de Ingeniería**

Por la formación que me ha brindado a lo largo de mis estudios

❖ **Al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa**

Mi más sincero agradecimiento por darme esta oportunidad que tal vez no hubiera tenido de no ser porque creyó en mí

❖ **A los Doctores:**

Gabriel Auvinet Guichard, Rigoberto Rivera Constantino, Miguel Pedro Romo Organista y Silvia Raquel García Benítez por su disposición y sus comentarios emitidos durante la realización de este trabajo

❖ **A todos mis compañeros, profesores y amigos**

Por su apoyo, tiempo y amistad

Muy en especial a Dr Neftalí, Erick, Ernesto, Simon, Damián y Adriana sin su apoyo no hubiera logrado llegar a la conclusión de este trabajo y al Dr. Felipe Vázquez Guillen por su tiempo y disposición para la revisión de esta tesis.



RESUMEN

El concepto original de las presas de gravedad simétricas fue mencionado por primera vez por Raphael (1970), como presa de gravedad óptima, posteriormente Londe y Lino (1992) retomaron el concepto adoptando una sección simétrica de una presa de gravedad convencional, para condiciones de terreno de cimentación de baja resistencia. Se buscaba optimizar el tipo de cimentación y su geometría particularmente en áreas sujetas a movimientos fuertes debidos a sismos. Adicionalmente, por su incremento de masa y una distribución más uniforme de los esfuerzos en la cimentación, combinada con cargas del agua en la cara de la presa, una sección simétrica es más estable que una sección convencional como de las presas de gravedad para la misma condición de carga. Como tal, no se requiere una alta resistencia para la sección simétrica. Londe y Lino propusieron el nombre de hardfill (Relleno duro).

Las presas de hardfill están construidas con materiales granulares cementados recolectados directamente del cauce del río y sus alrededores o producto de excavaciones para la construcción de la presa (Cai et al., 2012), de lo que se obtiene que el cuerpo de la presa se comporte como un bloque monolítico. Este hecho conduce a variaciones significativas en la resistencia y los parámetros de deformación en la construcción del cuerpo de la presa. Durante su construcción se reduce el exceso de agua agregando cenizas volantes ó limos inertes a la mezcla obteniendo un volumen de pasta adecuado sin que se afecte su resistencia previamente indicada en el diseño, asimismo, durante su operación, permite resistir la erosión por filtraciones e inundaciones por desbordamiento, por lo que el grado de seguridad es mucho mayor (eg. Xin et al., 2012). Estas presas se construyen generalmente con secciones simétricas trapeciales debido a que dicha geometría minimiza los esfuerzos dentro del cuerpo de la presa y reduce sus oscilaciones durante un evento sísmico (Xiong et al., 2012); se le habilita una cara de concreto impermeable en el talud de aguas arriba.

En la construcción de presas hardfill se usa un método continuo similar al de las presas de concreto compactado con rodillo con el cual se pueden reducir los tiempos de construcción. El material de hardfill se puede considerar como un material cohesivo-friccionante.

De acuerdo a Xiong (2012), las principales ventajas de una presa de este tipo son:



- 1) La construcción es simple y rápida, ya que la demanda de resistencia sobre el terreno de cimentación es relativamente menor a la requerida en otros tipos de presas, como las de gravedad de sección típica.
- 2) Las especificaciones de los agregados y del cementante son menos rigurosas, lo cual se traduce en una reducción del costo de producción del hardfill.
- 3) El diseño involucra la optimización de su geometría, por lo general exhiben un buen comportamiento ante condiciones sísmicas.

Asimismo, el comportamiento mecánico del hardfill depende de dos variables (Fujisawa et al. 2012; Cai et al. 2011):

- a) La fricción entre las partículas de agregados
- b) La cohesión entre las partículas debida al cementante

En esta tesis se aplica un enfoque numérico para obtener curvas de fragilidad de presas de hardfill bajo carga sísmica. Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de que la respuesta de una estructura exceda un determinado estado límite, en función de un parámetro que define la intensidad del movimiento del suelo. La respuesta estática y sísmica de la presa de harfill se evalúa considerando diferentes niveles crecientes de intensidad sísmica, utilizando un análisis tridimensional de diferencias finitas realizado con el software FLAC^{3D}. Las curvas de fragilidad se estiman en términos de la aceleración máxima del terreno en el campo libre, PGA_{ff} , basadas en la evolución del daño con el incremento en la intensidad sísmica. Los modelos de fragilidad propuestos, permiten caracterizar el riesgo sísmico de presas de hardfill con esta tipología y de las condiciones del suelo, considerando las incertidumbres asociadas, y llena parcialmente la brecha de datos requerida para realizar un análisis de riesgo de este tipo de presas

OBJETIVO GENERAL

El objetivo general de esta tesis es el de evaluar sísmicamente el comportamiento de una presa elaborada con hardfill (Relleno duro) con una forma trapezoidal, la evaluación del riesgo sísmico es definida como el producto del peligro sísmico, la vulnerabilidad sísmica y el valor económico de los daños. Donde, el peligro es la parte del problema relacionada con los



sismos; el termino vulnerabilidad se refiere al efecto combinado de la ocurrencia de diferentes sucesos sísmicos y las diferentes respuestas de una estructura particular y se mide con funciones de vulnerabilidad y de fragilidad. Las curvas de fragilidad describen la probabilidad de una estructura a experimentar un cierto nivel de daño para una intensidad de sismo dada. Se consideraron tres perfiles de suelo para seis escenarios sísmicos: tres de tipo normales y tres de subducción, caracterizando el comportamiento sísmico en términos de la aceleración máxima del terreno en el campo libre, basado en la evolución del daño con incrementos en la intensidad sísmica. Se usó un modelo tridimensional de diferencias finitas en el software FLAC^{3D}. Esta información permite definir el índice de daño, DI, parámetro fundamental para la obtención de las curvas de fragilidad, que servirán como ayudas de diseño.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Definir las características de una presa de hardfill con forma simétrica
- Proponer la metodología para la obtención de curvas de fragilidad para presas de hardfill
- Construir curvas de fragilidad para las presas de hardfill
- Determinar la probabilidad de falla que tiene una presa a partir del cálculo de la máxima aceleración del suelo para un periodo de retorno dado

ALCANCES

Se realizó una investigación bibliográfica sobre el tema de presas de hardfill y su respuesta ante eventos sísmicos, para conocer los antecedentes en diseño, construcción, los tipos de fallas que se presentan y el comportamiento observado de casos historia, con el fin de poner en contexto el tema estudiado. Se proponen curvas de fragilidad para tres casos de cimentación de roca para tener en cuenta la influencia de sus parámetros de deformabilidad. Se propuso un criterio de daño orientado a la práctica para presas de hardfill. Considerando que actualmente no existe información relevante sobre este tema, en esta investigación se define el índice de daño DI como la relación entre el cortante octaédrico que actúa sobre la presa considerando condiciones de carga estática y sísmica normalizadas por la capacidad de las tensiones.



ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

El capítulo 1 “Estado del arte”, nos explica el concepto de presas, la relevancia de estas estructuras y la necesidad de que su diseño nos permita disminuir el riesgo de la falla en ellas. El estado del arte de las presas de hardfill define las principales características, procedimiento constructivo, materiales, diseño y ventajas en la construcción.

El capítulo 2 “Análisis de la respuesta sísmica”, en este capítulo se encuentra todo el modelo de la presa, es el análisis tridimensional de la presa de hardfill, modelo numérico presa-valle y aplicación del modelo para conocer los efectos en el comportamiento de los materiales de forma puramente cualitativa a través de una función compuesta que permite identificar la respuesta de la estructura. Parámetros considerados en el modelo numérico, geometría

El capítulo 3 “Fragilidad estructural”, es el desarrollo de las curvas de fragilidad en las que primero se describen las propiedades del material, el procedimiento constructivo, la geometría de la presa, las propiedades de los tres casos de roca de cimentación, posteriormente se consideró el efecto que tienen los sismos sobre el modelo, para este estudio el ambiente sísmico se caracterizó por seis sismos divididos principalmente en zona sísmogénicas de subducción y normales. Se muestran los resultados obtenidos considerando la aplicación de los sismos y verificando el efecto que tiene cada uno sobre el modelo de la presa, obteniendo como resultado curvas de fragilidad para eventos de subducción y para eventos normales. También contempla el desarrollo de la probabilidad de falla con el uso de las curvas de fragilidad obtenidas.

CONCLUSIONES, muestra las conclusiones que se obtuvieron en esta investigación y los temas que se podrían desarrollar si se desea continuar con esta investigación.

ANEXO, Contiene la metodología necesaria para la determinación de un análisis de riesgo ya que las curvas de fragilidad son solo una parte de todo el análisis que se debe desarrollar para un estudio de análisis de riesgo (Confiabilidad) en presas.



Índice

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------|-----|
| <i>Resumen</i> | iii |
| <i>OBJETIVO GENERAL</i> | iv |
| <i>Objetivos específicos</i> | v |
| <i>ALCANCES</i> | v |
| <i>ORGANIZACIÓN DE LA TESIS</i> | vi |
| Capítulo 1. | 1 |
| 1. ESTADO DEL ARTE | 1 |
| 1.1. PRESAS | 1 |
| 1.1.1. Clasificación de presas | 1 |
| 1.2. PRESAS DE HARDFILL | 3 |
| 1.2.1. Descripción y características típicas de una presa de hardfill | 4 |
| 1.2.2. Secuencia general de diseño | 6 |
| 1.2.3. Procedimiento constructivo | 7 |
| 1.2.4. Materiales y su caracterización | 14 |
| 1.2.5. Propiedades para diseño del hardfill | 25 |
| 1.2.6. Criterios de diseño de presas de hardfill | 26 |
| 1.2.7. Procedimiento de análisis | 26 |
| 1.2.8. Instrumentación | 32 |
| 1.2.9. Consideraciones de sustentabilidad | 32 |
| 1.2.10. Comparativa entre las presas de CCR y hardfill | 34 |
| Conclusiones | 40 |



| | |
|------------------------------------------------------------------|-----------|
| Capítulo 2..... | 41 |
| 2. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA | 41 |
| 2.1. RESPUESTA SÍSMICA, | 45 |
| 2.1.1. Modelación dinámica | 46 |
| 2.1.2. Aplicación al modelo | 47 |
| 2.2. ESTUDIO NUMÉRICO | 52 |
| 2.2.1. Propiedades dinámicas del suelo..... | 53 |
| 2.2.2. Factor de seguridad | 53 |
| Conclusiones | 53 |
| | |
| Capítulo 3..... | 57 |
| 3. FRAGILIDAD ESTRUCTURAL..... | 57 |
| 3.1. Probabilidad de falla..... | 58 |
| 3.2. Curva de fragilidad..... | 58 |
| 3.3. Curva de fragilidad lognormal | 58 |
| 3.4. Análisis de fragilidad de una presa típica de harfill | 59 |
| 3.4.1. Construcción de curvas de fragilidad | 60 |
| 3.4.1.1. Tratamiento de las incertidumbres | 61 |
| 3.5. Cuantificación del índice de daño y del estado de daño..... | 62 |
| 3.6. Construcción de las curvas de fragilidad..... | 66 |
| 3.7. Evaluación de la probabilidad de daño..... | 70 |
| Conclusiones | 72 |
| | |
| CONCLUSIONES..... | 75 |
| | |
| ANEXO 1 | 81 |



CAPITULO 1.

1. ESTADO DEL ARTE

1.1. PRESAS

Una presa es una estructura de control primaria ubicada en un canal o río, de tal forma que permita el almacenamiento de agua para su aprovechamiento (Marengo, 1996); tienen como objeto impedir el paso de una corriente para aprovecharla y/o proteger contra inundaciones y avenidas a poblaciones ubicadas en zonas cercanas a la corriente o para aprovechar el agua para satisfacer cierta demanda de la población e industria.

El *ICOLD* (International commission on Large Dams), considera a una presa con una altura de 15m o más desde la parte más baja de la cimentación a la corona o una presa entre 5 a 15m con más de tres millones de m^3 como una presa grande (ICOLD & CIGB, 2011). Se muestra en la tabla 1.1.

Las presas proporcionan grandes beneficios, pero también resultan potencialmente peligrosas, ya que ocurren fallas por la magnitud de los volúmenes de agua que almacenan, estas fallas provocan grandes pérdidas humanas y materiales

1.1.1. Clasificación de presas

Las presas son estructuras que tienen la finalidad de retener el agua, con el propósito de formar un depósito (embalse) y de elevar su nivel para poder conducirla a los lugares donde es requerida. La condición de producir un embalse, hace que el agua retenida ejerza un empuje de gran magnitud sobre la estructura, siendo ésta la mayor sollicitación para la que debe diseñarse la obra. Desde el punto de vista de resistencia, el problema fundamental que debe resolverse es la forma en que la presa absorberá la presión que le transmite el agua sin romperse y sin transmitir al terreno natural más carga de la que éste puede soportar.



Existe una “taxonomía” de los diferentes tipos de presas, basada tanto en la forma como en el material de la base para la construcción de la cortina de la presa: bóveda, arco-gravedad, gravedad (concreto vibrado convencional *CV*; concreto compactado con rodillo *RCC*, hardfill), materiales sueltos (enrocamiento o suelos, con núcleo de arcilla *ECRD*, con cara de concreto *CFRD*, con cara asfáltica *AFRD*).

El tipo de presa (taxonomía) se selecciona en función a las posibilidades de cumplir la doble exigencia que tienen estas obras:

- 1) Producir una estructura impermeable para regular y almacenar el agua
- 2) Resistir el empuje del agua y evacuarla cuando sea preciso

Las presas se clasifican en diferentes categorías, dependiendo el propósito de la clasificación, que puede ser por:

- Su tamaño o dimensiones
- Su uso
- Diseño hidráulico
- Tipos de materiales de construcción

Esta clasificación se muestra en la tabla 1.1 donde se desglosa la clasificación de acuerdo al buro de reclamaciones (1987)

Tabla 1.1 Clasificación de presas (Bureau of Reclamation, 1987)

| <i>Clasificación de las Presas Bureau of Reclamation (1987)</i> | |
|-----------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Función | Presas de Embalse |
| | Presas de Derivación |
| Características Hidráulicas | Presas de Retención |
| | Presas Vertedero |
| Materiales Empleados | Presas no Vertedero |
| | Presas de Suelo |
| Materiales Empleados | <i>Presas Homogéneas</i> |
| | <i>Presas Heterogéneas o de Zonas</i> |
| | <i>Presas de Pantalla</i> |
| | Presas de Escollera |
| | Presas de concreto |
| | <i>Presas de Gravedad</i> |
| Materiales Empleados | <i>Presas de Arco</i> |
| | <i>Presas de Pantallas</i> |
| | <ul style="list-style-type: none"> • <i>Directriz Plana (Pantalla Plana)</i> • <i>Directriz Curva (Bóvedas Múltiples y Cúpulas Múltiples)</i> |
| | <i>Presas de Contrafuertes o Aligeradas</i> |



Clasificación de acuerdo a sus dimensiones:

La tabla 1.2 muestra la clasificación de las presas en pequeña, mediana y grande de acuerdo a las dimensiones que presenta su embalse y su cortina.

Tabla 1.2 Clasificación de las presas por su tamaño (ICOLD & CIGB, 2011)

| Tamaño de la presa | Almacenamiento del vaso (Mm ³) | Altura de la cortina (m) |
|--------------------|--------------------------------------------|--------------------------|
| Pequeña | Menor a 1 | Menor a 13 |
| Mediana | De 1 a 60 | De 13 a 30 |
| Grande | Mayor a 60 | Mayores de 30 |

1.2. PRESAS DE HARDFILL

Las presas de hardfill con cara de concreto se construyen agregando un aglutinante y agua a los materiales encontrados en el lecho del río o sus alrededores. La cara de concreto en el talud aguas arriba asegura su estanquidad. La filosofía de diseño es disminuir los esfuerzos actuantes en la cimentación y cuerpo de la cortina variando la inclinación de sus taludes, los cuales generalmente son simétricos. En particular, las tensiones deben ser nulas en el cuerpo y base de la presa. La disminución de esfuerzos en la base de la presa, permite que se puedan reducir los requerimientos de capacidad de carga y deformabilidad del macizo rocoso, a valores menores de los requeridos en otros tipos de presas similares, tales como las presas de concreto compactado con rodillo, *CCR*. Aunque desde el punto de vista de resistencia, el contenido de cemento no es un factor preponderante en el diseño, debe cuidarse que la deformabilidad de la mezcla, no conlleve a deformaciones relativas importantes entre la cara de concreto y el cuerpo de la presa que puedan originar agrietamiento de los elementos impermeables. Por otro lado, es común que durante la construcción se tenga que aumentar el contenido de cemento, por condiciones de manejabilidad de la mezcla, lo que generalmente mejorará los parámetros de resistencia y deformabilidad considerados para el hardfill durante el diseño, pero podrá derivar en el cambio de tipo de presa por cuestiones económicas (pasar de una presa de hardfill a una de *CCR*).

Las presas de hardfill construidas a nivel mundial presentan alturas registradas desde los 3m, siendo la presa más alta construida de hardfill hasta el momento la Cindere en Turquía, con 107m de altura. No se contempla construir cortinas de este tipo con alturas superiores a 35m. En general, el tamaño de la presa hardfill es menor que el de presas de gravedad y enrocamiento con cara de concreto. En la Figura 1.1 se muestran comparaciones cualitativas entre los tamaños y formas de estas presas.

Las principales ventajas de una presa de hardfill son:

- Construcción simple y rápida.
- Especificaciones de los materiales y del cementante poco rigurosas, lo cual se traduce en una reducción del costo de producción del hardfill.
- Exhiben un buen comportamiento ante carga estática y dinámica.

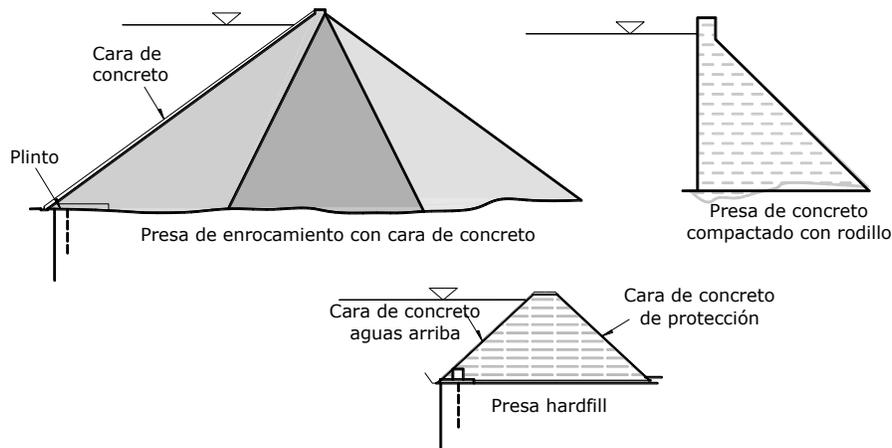


Figura 1.1 Comparación de la forma del cuerpo de varias las presas

1.2.1. DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DE UNA PRESA DE HARDFILL

La sección típica de una presa de hardfill se muestra en la Figura 1.2, donde se puede observar su geometría simétrica trapezoidal.

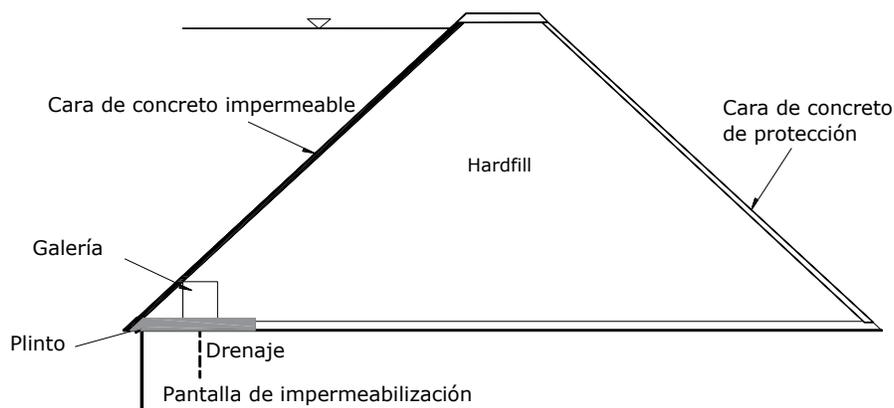


Figura 1.2 Sección típica de una presa de hardfill



Los materiales de la presa de hardfill son esencialmente los materiales del cauce (boleos, gravas, y arenas) y el producto de excavaciones de diversas estructuras, los cuales pueden complementarse en menor medida con material de bancos cercanos al sitio de la presa, estos materiales son unidos con un aglutinante que generalmente es el cemento, por ello, el material utilizado presenta una granulometría muy variada. Es común encontrar tamaños de agregados que varían de entre 5cm y 15cm (2" y 6"), en función del espesor de la capa de material. La utilización de los materiales del río y de excavaciones cercanas al sitio de la presa permite minimizar la destrucción de la vegetación de los sitios aledaños al proyecto. Por este motivo, este tipo de presa se considera más amigable con el medio ambiente en comparación con otras presas.

Los taludes de la presa se determinan tomando en cuenta, entre otras, las condiciones de cimentación y la altura de la presa. Las pendientes comúnmente utilizadas varían entre 0.5: 1(H:V) y 0.8: 1(H:V). En la cara de concreto aguas arriba se le coloca una losa de concreto que actúa como una barrera impermeable, tal como en una presa de enrocamiento con cara de concreto. La rigidez de la presa podría permitir la instalación de obras complementarias tales como obras de toma, galerías de inspección y un vertedor de excedencia en su cresta, similar a una presa de concreto.

Las características principales de una presa de hardfill son:

- a) La calidad requerida de los materiales (en resistencia y deformabilidad) es baja, permitiendo un amplio rango de tamaños y resistencia de grano.
- b) La flexibilidad en la selección del sitio es mayor, debido a que los requerimientos de resistencia en el desplante son menores que los solicitados en presas rígidas.
- c) Las instalaciones que requiere son sencillas para la fabricación del hardfill, lo cual permite una construcción más rápida y con menor costo.

Tipos de presas de hardfill

De acuerdo con la literatura técnica internacional, en algunas ocasiones se ha considerado a las presas de *CSG* (Cement-Sand-Gravel, por sus siglas en inglés) como presas de hardfill, sin embargo, las presas de *CSG* no contiene finos, mientras que las de hardfill se aceptan porcentajes de finos entre 5% y 15% (Guillemot & Lino, 2012). Esta investigación se enfoca en el diseño de presas de hardfill con cara de concreto, de altura máxima de 35m, con taludes simétricos o asimétricos, considerando la posible presencia de finos no plásticos, quedando descartado el tipo *CSG*.



Los siguientes tipos son variantes de las presas de hardfill:

1. *FSHD* (faced symmetrical hardfill dam) presa de hardfill con caras simétricas
2. Trapezoidal *CSG* dam (presa en forma de trapecio de cemento, arena y grava)
3. Presa de hardfill
4. *RCHD* (roller compacted hardfill dam) presa de hardfill compactado con rodillo (Guillemot & Lino, 2012; Batmaz, 2003; Mason, et al., 2012; ICOLD, 2000; ICOLD, 2003; Xiao, et al., 2008; Omran & Tokmechi, 2010).

1.2.2. SECUENCIA GENERAL DE DISEÑO

En la Figura 1.3 se presenta un diagrama de flujo que muestra la secuencia lógica del diseño de presas tipo hardfill. A continuación, se mencionan cada uno de los componentes.

- Caracterización de los materiales disponibles en campo, en el lecho del río y alrededores.
- Elaboración de mezclas con los materiales disponibles en campo, y definición de porcentajes de cemento mínimo para asegurar su manejabilidad durante la construcción, y para determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y deformabilidad del hardfill, y pesos volumétricos.
- Propuesta geométrica de la presa considerando en principio simetría.
- Análisis de estabilidad externa de la presa, incluyendo revisión de falla por deslizamiento, esfuerzos en la base de la cortina, y capacidad de carga para las condiciones de diseño (ver Tabla 1.3), cumpliendo con los factores de seguridad mínimos y esfuerzos permisibles correspondientes.
- Análisis de esfuerzos y deformaciones estáticas y dinámicas, principalmente en la cara de concreto.
- Definición geométrica y especificación de materiales y colocación.
- Diseño final, realizando modelado numérico para simular el comportamiento estático, determinar deformaciones y esfuerzos en el cuerpo de la cortina, y revisar el diseño sísmico de la presa.

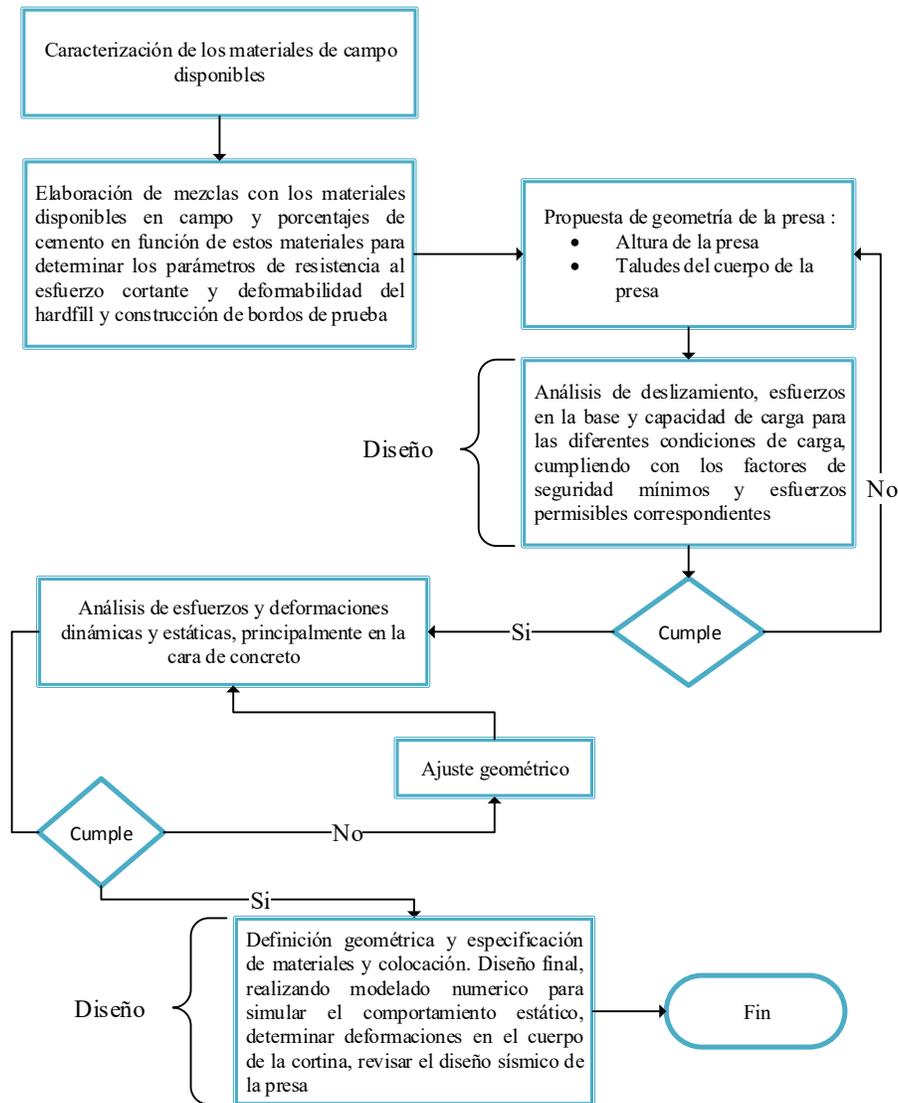


Figura 1.3 Proceso de diseño de una presa de hardfill

1.2.3. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Usualmente, para la construcción de presas de hardfill se usa un método continuo similar al de las presas de concreto compactado con rodillo con el cual se pueden reducir los tiempos de construcción y los costos (Cai, et al., 2012; Fujisawa & Sasaki, 2012).

La producción de la mezcla del hardfill se puede realizar con una planta de concreto de capacidad de $120\text{ m}^3/h$ como se aprecia en la Figura 1.4, produciendo un promedio de $15,000\text{ m}^3$, de hardfill al mes durante la construcción (Guillemot & Lino, 2012).

El hardfill se coloca como un concreto compactado con rodillo convencional, con equipos para terraplén. En la Figura 1.5 se muestra el acarreo de la mezcla de hardfill y su puesta en sitio. Durante la compactación en capas, la presa CSG no necesita divisiones, por lo que el proceso de construcción se simplifica significativamente, volviéndose más rápido (Xin, et al., 2012). La compactación se realiza con un rodillo vibratorio tipo V3. Como el que se muestra en la Figura 1.6, (Guillemot & Lino, 2012).

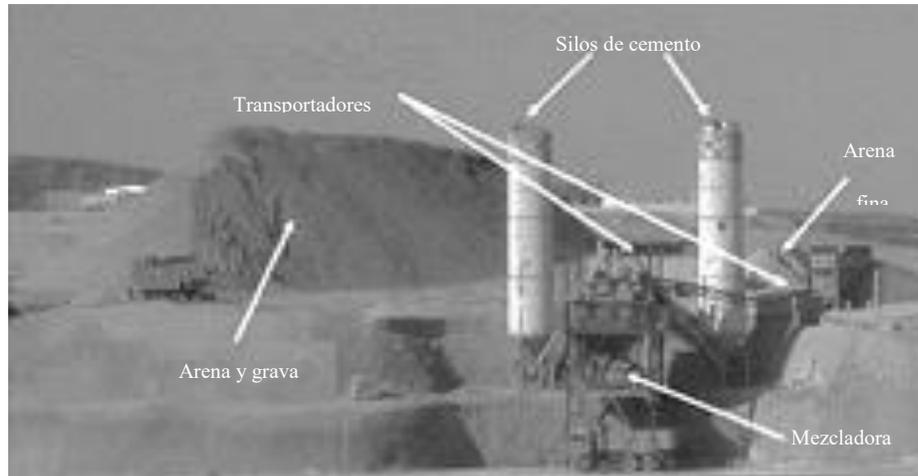


Figura 1.4 Planta de concreto donde se realiza la mezcla de hardfill (i.e. Guillemot et al., 2012).



Figura 1.5 Acarreo de la mezcla de hardfill con camiones de volteo (i.e. Guillemot et al., 2012)



Figura 1.6 Compactación de la capa de hardfill con rodillo vibratorio (i.e. Guillemot et al., 2012).

La Figura 1.7 muestra las capas de hardfill, las cuales son constantes sobre la longitud y la anchura de la presa, (Guillemot & Lino, 2012). El tamaño máximo entre capas es de 30cm (Londe & Lino, 1992). Las juntas de construcción pueden ser necesarias para evitar que las grietas aparezcan, afectando la apariencia de la presa. En todos los casos, estas juntas se realizan después de haber compactado el material mediante la introducción de una cuchilla metálica.

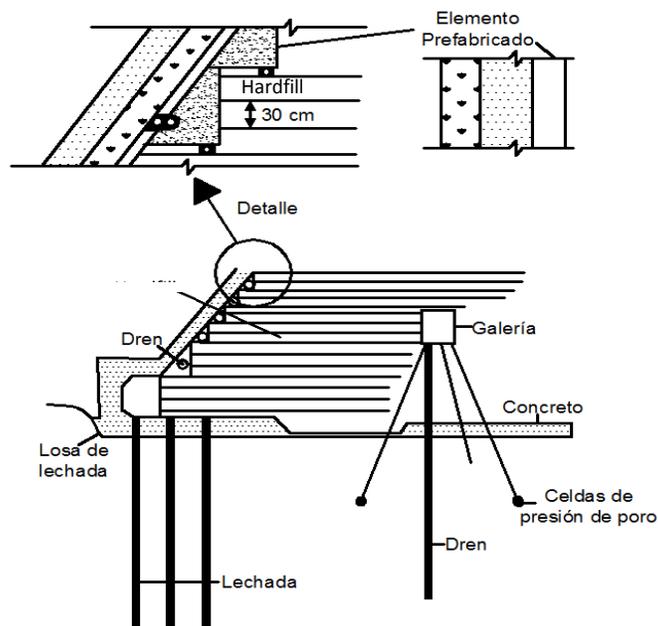


Figura 1.7 Tamaño de las capas, galerías de drenaje. (i.e. Londe-Lino et al., 1992)

Debido a la mezcla de los agregados con el cementante, el cuerpo de la presa se comporta como un bloque monolítico cuya resistencia global está en función de la resistencia de las juntas. Estas presas se diseñan con sección trapecial para evitar esfuerzos cortantes o de tensión altos, ya que la resistencia de las juntas de un hardfill es muy baja. Debe tenerse en cuenta que éste es uno de los parámetros



claves que gobiernan el diseño de este tipo de presas. Durante su construcción se reduce el exceso de agua agregando cenizas volantes o limos inertes a la mezcla obteniendo un volumen de pasta adecuado sin que se afecte la resistencia de la mezcla previamente indicada en el diseño. Durante su operación, permite resistir la erosión por filtraciones e inundaciones por desbordamiento, por lo que el grado de seguridad es mucho mayor (Xin, et al., 2012).

Etapas constructivas

Los programas se realizan bajo la consideración de que la construcción se realizará por etapas.

En todos los programas las etapas son básicamente las mismas, con algunas salvedades debido a la distribución de las estructuras: Etapa 1 , actividades previas (caminos de acceso, campamentos de alojamiento, y oficinas). Etapa 2, construcción de túneles de desvío. En esta etapa, es pertinente comenzar las excavaciones a cielo abierto donde la topografía lo permita y donde no se vean afectados los frentes de trabajo, estas estructuras pueden ser:

Excavación a cielo abierto {
en la obra de toma
en subestación
en plataforma para pozos de oscilación
en laderas para la casa de máquinas
la obra de excedencias

Etapa 3 Construcción de la obra de contención, casa de máquinas y obra de excedencias de la presa.

El hardfill se hace mezclando cemento y agua con materiales disponibles en los alrededores del sitio de construcción usando obras complementarias. El material es preparado por medio de un procesamiento simplificado, según se requiera, tal como la eliminación o la trituración de granos de gran tamaño, pero sin seleccionar o clasificar el ajuste, o el lavado en principio. El método de construcción hardfill, es un método continuo para construir capas del material por medio de un bulldozer para esparcir y nivelar el material de hardfill y compactarlo con un rodillo vibratorio (JDEC, 2012).

La materia prima del hardfill es la roca, material relativamente fácil de conseguir cerca del sitio de la presa tales como materiales excedentes producto de las excavaciones; arena y grava de la ribera del río; sedimentos de terrecerías, y roca fracturada. Debido a que la resistencia requerida de hardfill, como previamente lo mencionamos no es alta, la calidad de la materia prima de hardfill puede ser

Estado del Arte

menor que de los agregados del cemento. En principio el material hardfill es obtenido para materia prima removiendo solamente los granos de gran tamaño, para trituración si se requiere.

La fabricación de hardfill no requiere de instalaciones de gran tamaño como instalaciones de fabricación de agregados necesarias para la construcción de presas de concreto ordinario. La maquinaria para transporte y vertido serán máquinas de propósito-general como camiones de volteo, bulldozers, y rodillos vibradores que son usados en la construcción de presas ordinarias.

El hardfill requiere sólo una pequeña medida de cemento y de agua y las juntas transversales se forman sólo cerca de los pilares del banco izquierdo y derecho, y a lo largo del cauce del río a intervalos de aproximadamente 100m. En consecuencia, se puede simplificar la ejecución y llevar a cabo rápidamente. El peso de la unidad de cemento para hardfill se supone que es aproximadamente de 80 kg/m^3 o menos. Por lo tanto, el método de construcción hardfill permite simplificar la ejecución, reduce el impacto ambiental y los costos, así como una ejecución más rápida a través de la utilización materiales que se pueden obtener fácilmente, permite que la obra se realice con instalaciones simples y con máquinas de propósito general. En la Figura 1.9 se muestra un ejemplo de la localización de juntas transversales en presas de hardfill.

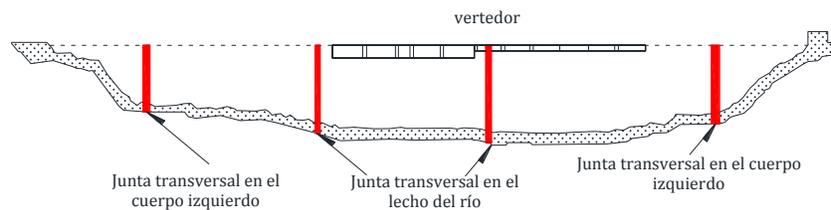


Figura 1.8 Ejemplo de la localización de juntas transversales

Equipo

Para el transporte del hardfill son necesarios camiones de volteo que aseguren la entrega tan pronto como sea posible del material, usando programas de transporte que sean compatibles con la producción de la planta de producción y asegurándose de mantener la calidad de la mezcla. Los camiones de volteo deberán estar equipados con puertas traseras especiales para permitir la descarga sin alterar la calidad de la mezcla. El hardfill debe colocarse de forma controlada utilizando sistemas de caída tales como canaletas, ductos metálicos, etc.

Para extender el material se empleará equipo de orugas, el cual debe trabajar sobre el material fresco sin compactar. Este equipo debe tener un sistema hidráulico capaz de inclinar o angular la cuchilla para controlar el espesor de las capas de hardfill. Se debe mantener todo el equipo de extendido en

buen estado de operación mediante un mantenimiento adecuado, de tal modo que se evite la contaminación del hardfill.

Para la compactación del hardfill se empleará rodillo liso vibratorio, el peso del compactador debe ser no menor de $119kN$, con un tambor de 1.2 a $2.0m$ de diámetro, el rodillo deberá producir una fuerza dinámica mínima de $8.5 kg/mm$ a la frecuencia de operación que sea utilizada durante la construcción, dicha frecuencia de vibración mínima será de 1500 *ciclos/minuto*. Cuando el área de compactación sea grande y abierta, se deben usar los compactadores de mayor tamaño los cuales deben ser autopropulsados. Para la compactación con equipo menor se deberán emplear bailarinas, compactadores de placa y rodillos vibratorios que puedan operar en áreas difíciles.

Losa impermeable de concreto en la cara aguas arriba

La cara aguas arriba debe ser reforzada con una losa de concreto de $30cm$ de espesor, en la cual inicialmente se coloca concreto lanzado una realizado el cuerpo de la presa (Guillemot & Lino, 2012).

Protección de la cara aguas abajo

Para evitar que la cara del hardfill aguas abajo tienda a erosionarse en caso de desbordamiento durante la construcción a causa de los flujos de alta velocidad, se le colocan elementos prefabricados de concreto, de $60cm$ de altura, que se utilizan como cimbra durante la colocación del hardfill, como se observa en la Figura 1.10 (Guillemot & Lino, 2012).



Figura 1.9 Tamaño de capas y colocación de prefabricados en la cara aguas abajo (Guillemot & Lino, 2012).



Estado del Arte

Los requisitos de los materiales de la presa son relativamente bajos, lo que implica que la selección de agregados para el material de la presa se amplíe, aunque aun así deban cumplir con requerimientos mínimos (Xin, et al., 2012).

En presas de hardfill, la mezcla de cemento se reduce, por lo que el efecto de la temperatura disminuye y no se necesita considerar el efecto de la hidratación del cemento sobre la estructura (Xin, et al., 2012). Esto depende de la cantidad de cemento que se utilice El efecto es menos relevante debido a que la permeabilidad la da la cara de concreto, por lo que el agrietamiento del cuerpo de la presa no es factor para las filtraciones.



Experiencia mundial

En la tabla 1.3 se muestran algunas presas de hardfill construidas hasta el momento.

Tabla 1.3 Presas construidas con hardfill

| Presas | Embalse | Variante de presa | Altura | Observaciones |
|------------------------------------------------|----------------------------|----------------------|--------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Can-Asujan, Filipinas | | FSHD | 44.0 m | Tamaño máximo de agregado del 50 % del espesor de la capa, contenido de cemento de 100 kg/m ³ . Talud 1:0.6 |
| SafSaf, Argelia | 5,800,000 m ³ | FSHD | 36.0 m | Contenido de agua de 8%, 120 kg/m ³ de cemento, 8% de arena. Agregados de 0.08 a 80.0 mm |
| Tobetsu Hokkaido, Japón | 813,000 m ³ | Trapezoidal CSG | 52.0 m | Talud 1:0.8 |
| Oyuk, Turquía | 59,000,000 m ³ | FSHD | 93.0 m | Tamaño máximo de agregado 75.0 mm. Talud 1:0.7 |
| Cindere, Turquía | 84,300,000 m ³ | 1.5 % RCC y hardfill | 107.0m | Tamaño máximo de agregado 63.0 mm. Talud 1: 0.7 |
| Unazuki, Japón | 5,000 m ³ | CSG | 3.0 m | Gravas del cauce del río |
| Taiho, Japón | 33,850 m ³ | Trapezoidal CSG | 30.0 m | Roca residual de cantera |
| Haizuka, Japón | 31,300 m ³ | Trapezoidal CSG | 13.5 m | Gravas de cause de río |
| Kasegawa, Japón | 68,000 m ³ | Trapezoidal CSG | | Roca residual de cantera |
| Tobetsu, Japón | 813,000 m ³ | Trapezoidal CSG | 52.0 m | Gravas de cause de río |
| Okukubi, Japón | 339,000 m ³ | Trapezoidal CSG | 39.0 m | Material de mina a cielo abierto |
| Hongkou Fujian, China | 449,700,000 m ³ | hardfill RCC | 35.5 m | |
| Río Grande Yanacocha, Perú | | hardfill RCC | 45.0 m | Agregado de calicata, material de cantera, cemento andino tipo V, agua más cloruro de calcio |
| Contraembalse de Monción, República Dominicana | 155,000 m ³ | FSHD | 20.0 m | Agregados de material aluvial con terraza. Talud 1:0.7 |
| Marathia Grecia | 33,000 m ³ | hardfill | 26.0 m | Construida en capas de 30 cm, 55 kg/m ³ de cemento y 15 kg/m ³ puzolana. Talud 1:0.5 |
| Ano Mera, Grecia | 45,000 m ³ | hardfill | 32.0 m | Construida en capas de 30 cm 55 kg/m ³ de cemento y 15 kg/m ³ puzolana. Talud 1:0.5 |
| Kahir, Irán | | FSHD | 68.0 m | Talud 1:0.7 |
| Nagashima | | CSG | 34.0 m | |

Fuente: Mason et al., 2008; Guillemont et al., 2012; Batmaz et al., 2003; Hokkaido et al., 2012; Fujisawa et al., 2012; Capote et al., 2003; Kogan et al., 2000; Cai et. al., 2012; Xiao et al., 2008; Boletines ICOLD 117 y 126.

1.2.4. MATERIALES Y SU CARACTERIZACIÓN

El hardfill es una mezcla de materiales sin clasificar (boleos, gravas, arena y material fino), aditivos, agua y material cementicios (cemento, puzolanas y ceniza volante). El hardfill es mezclado mediante diferentes medios mecánicos, para posteriormente ser extendido en capas y compactado mediante un rodillo liso vibratorio.



Estado del Arte

El espesor de la capa está en función del equipo de compactación, siendo 30cm el espesor más usual, aunque se han realizado proyectos en capas de entre 25cm a 40cm.

Cabe señalar, que el hardfill no se considera un material impermeable y por lo tanto es necesario adosar al talud de aguas arriba de la presa una losa de concreto convencional con acero de refuerzo, la cual da impermeabilidad a la presa, y usualmente también se coloca una protección de concreto convencional en el talud de aguas abajo como protección, para el caso de que la presa sea de vertedor libre.

Identificación de los materiales disponibles y estudios de bancos

Los agregados para el hardfill, se pueden obtener del cauce del río, producto de excavaciones, bancos de materiales. El hardfill parte de la idea básica de utilizar materiales sin clasificar, es decir de utilizar los materiales tal cual se excavan sin tener que triturar y por lo tanto el proceso de producción de agregados para el hardfill resulta más simple que el proceso usual para agregados para concreto. Lo anterior es posible ya que para las presas de hardfill se busca que no existan esfuerzos a tensión o sean mínimos, lo cual se logra debido a la geometría trapezoidal adoptada, incluso ante condiciones sísmicas, con lo que el diseño se fundamenta en la resistencia a compresión y al corte del material.

Los agregados para el hardfill no tienen límites granulométricos preestablecidos, solo se fija el tamaño máximo del agregado, que usualmente puede estar entre 50mm y 150mm, y que depende del equipo de mezclado y de compactación con el que se disponga. Para la selección de los agregados del hardfill es usual y conveniente realizar ajustes mediante la combinación de los materiales disponibles para obtener la mejor granulometría, lo que conllevará a una mejor trabajabilidad de la mezcla y un menor consumo de material cementicio. El hardfill permite incluir material fino (menor a 0.075mm) no plástico (limos). En este manual se restringe el uso de finos plásticos (arcillas) en las presas de hardfill, debido a los limitados datos experimentales disponibles a nivel internacional y nacional. Los ajustes necesarios a los agregados dependerán del comportamiento del hardfill en estado fresco y de las resistencias mecánicas obtenidas en el diseño de las mezclas de prueba.

Los estudios necesarios para definir los bancos de materiales son los siguientes:

- Localización y definición de los accesos de las posibles fuentes de agregados.
- Cuantificación de materiales, para lo cual se puede requerir desde pozos a cielo abierto, perforación de barrenos y/o métodos geofísicos de exploración.



- Caracterización física de los agregados, la cual influye para seleccionar las mejores fuentes de agregados:
 - Análisis granulométrico integral de los materiales disponibles (cubriendo la mejor granulometría, la granulometría promedio y la peor granulometría).
 - Porcentaje de material fino (menor a la malla N°200, 0.075mm).
 - Porcentaje de impurezas orgánicas.
 - Absorción.
 - Abrasión.
 - Densidad máxima seca.
 - Determinación del contenido óptimo de humedad, con la prueba Proctor Modificada.
- Análisis Petrográfico integral de todos los materiales disponibles.

Así para determinar cuáles de las fuentes de agregados son las más convenientes se recurre a la comparación de las características entre las distintas opciones.

Además de los estudios a los agregados, también es necesario:

- El muestreo de los cementos disponibles en la región del proyecto, idealmente del uso de cemento Portland tipo II, ya que, al ser un cemento puro, permite una menor adición respecto a otros tipos de cementos, como los cementos Puzolánicos (CP).
- Caracterización química del agua, la cual debe cumplir con los requisitos para concreto convencional:
 - Residuos sólidos del agua.
 - Contenido de sulfatos.
 - Contenido de cloruros.
 - PH.

Se debe tener en cuenta además de los aspectos cualitativos de los materiales, los aspectos medio ambientales y económicos dentro de los análisis para la selección de los materiales.

Material para el cuerpo de la cortina

El hardfill para el cuerpo de la cortina se seleccionará con ayuda de estudios de diseño de mezclas previa selección del banco o los bancos más apropiados, de los cementos disponibles, así como de los aditivos y adiciones que se pretendan utilizar. Estos estudios se dividen en dos fases, una de pruebas en laboratorio y otra de pruebas de campo.



Estado del Arte

Fase I.- Pruebas de laboratorio. Para realizar el estudio de diseño de mezclas de hardfill en laboratorio, se deben considerar los aspectos que caracterizan el hardfill, la trabajabilidad de la mezcla, las propiedades mecánicas requeridas y las condiciones de durabilidad.

Previo al inicio del estudio de diseño de mezclas se debe fijar un rango objetivo de parámetros mecánicos por alcanzar, de acuerdo a la demanda de esfuerzos a compresión y corte esperados, determinada a partir de análisis preliminares, para estudiar un rango amplio de contenidos cementicios que permita obtener información suficiente para cubrir las solicitudes requeridas por el diseñador. Para la altura de presas propuesta ($< 35m$) se puede considerar un rango de contenidos cementicios entre 60 kg/m^3 hasta 120 kg/m^3 puede cubrir las solicitudes esperadas.

Fase II.- Pruebas de campo. Posteriormente al estudio de diseño de mezclas en laboratorio, se debe realizar el estudio de mezclas en campo con el equipo y personal que realizará la construcción de tal forma de obtener el rango esperado de la variación en el contenido de agua y en la densidad, a partir de fijar el contenido cementicios mínimo requerido, de tal forma que se verifique que en la producción definitiva se puedan obtener los parámetros de diseño, o se realicen los ajustes necesarios para cumplir con los requerimientos del diseño. Las pruebas en campo se deben realizar en un bordo de prueba que permita reproducir todos los procesos de producción definitivos y las diferentes condiciones de juntas esperadas, este bordo puede o no formar parte de la presa, sin embargo, si formará parte de la presa se recomienda que se construya en las zonas de menor requerimiento de resistencia.

Proporción de la mezcla

Como se señaló anteriormente previo a definir el proporcionamiento de la mezcla, se deben seleccionar las características del hardfill, tomando en cuenta la resistencia mecánica deseada, la trabajabilidad que permita la correcta homogenización, colocación y compactación de la mezcla de hardfill y las condiciones a las cuales se verá expuesto (condiciones de congelación y deshielo).

Las mezclas de hardfill realizadas en laboratorio se deben mantener lo más sencillas posible, pues un número excesivo de ingredientes o procesos a los agregados dificulta la reproducción en campo de la mezcla. Así después que se hayan elegido las características deseadas, y de la obtención de datos de pruebas de campo o de laboratorio a los materiales seleccionados se puede proporcionar el hardfill.

Para el proporcionamiento y realización de las mezclas de prueba es necesario contar con la siguiente información:

- Granulometría promedio de los agregados
- Contenido de humedad de los agregados
- Absorción de los agregados
- Densidad de todos los materiales

El hardfill se conforma por los agregados, agua, aire y material cementicios (ver Figura 1.11). El siguiente procedimiento es aplicado para determinar el proporcionamiento de la mezcla de hardfill cuando no hay registro de ensayos de campo disponibles o son insuficientes para proporcionar a través de métodos de experiencia de campo.

- El volumen de agregados se calcula restando a $1m^3$ de hardfill el volumen de agua (se propone un valor que se va variando hasta conseguir las características de trabajabilidad requeridas), vacíos (este valor se estima o se asume como 0 solo en las primeras mezclas), aditivos y material cementicio (fijo propuesto).
- El volumen de todos los materiales es multiplicado por su densidad para obtener la masa volumétrica de los distintos materiales.
- Para la fabricación de la mezcla de prueba se multiplica la masa volumétrica por el volumen deseado y se corrige la cantidad de agua en función del contenido de humedad y absorción de los agregados, buscando que el contenido de agua de todos los agregados se encuentre en el estado saturado y superficialmente húmedo.

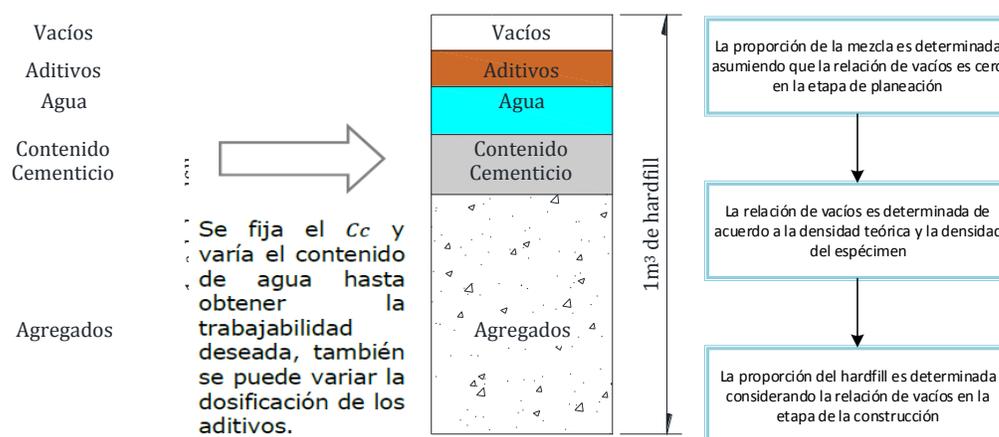


Figura 1.10 Proporción de la mezcla de hardfill



Estado del Arte

Trabajabilidad de la mezcla. El diseño de mezclas debe buscar obtener las condiciones de trabajabilidad que permitan la correcta homogenización, colocación y compactación de la mezcla, para lo que se propone se sigan las siguientes recomendaciones.

Para fines del estudio de laboratorio se deben elaborar al menos 3 mezclas con contenidos cementicios distintos, a fin de obtener un rango de resistencias que contenga la resistencia esperada.

- Se debe establecer el tamaño máximo del agregado (*TMA*) con el que se va a trabajar, que se recomienda con base en la experiencia de otros proyectos sea de 76mm , lo cual implica que las muestras que se fabriquen deberán tener al menos 3 veces el *TMA*.
- Se debe fijar un tiempo *VeBe* objetivo que permita determinar la trabajabilidad de la mezcla esperada, que estimado a partir de la experiencia está entre 30 y 60seg.
- Los estudios deben considerar el promedio de las distintas granulometrías que se podrían obtener en campo, la cual debe de replicarse para todos los diseños de mezcla que se realicen.
- En el caso de incorporar aditivos para mejorar la trabajabilidad, se deben realizar pruebas para determinar su dosificación y evaluar su afectación al comportamiento en fresco de la mezcla (como el tiempo de fraguado).
- Se deben realizar pruebas para determinar el tiempo de compactación necesario para obtener la densidad máxima esperada y el contenido de humedad necesario.
- De todas las mezclas de prueba realizadas se debe determinar el contenido de aire a fin de ajustar el diseño de mezcla, para las mezclas de evaluación de propiedades mecánicas.
- Después de asegurar que se puede lograr la trabajabilidad necesaria de la muestra, se procede a realizar la fabricación de muestras para la evaluación de las propiedades mecánicas esperadas.

Obtención de propiedades mecánicas y condiciones de durabilidad.

- El estudio debe considerar al menos fabricar muestras para determinar los principales parámetros mecánicos requeridos para el diseño, que son resistencia a compresión simple, módulo elástico a distintos porcentajes del esfuerzo máximo (25%, 40%, 60% y al 90%), relación de Poisson y la resistencia al corte de la matriz y junta para al menos 3 condiciones de esfuerzo normal (se recomienda 50% del esfuerzo normal máximo, 100% del esfuerzo normal máximo y sin esfuerzo normal), así como el ángulo de fricción pico y residual. Usualmente la resistencia a compresión, módulo elástico y relación de Poisson se realizan en especímenes cilíndricos ($30\text{cm} \times 60\text{cm}$), mientras que los parámetros de resistencia al corte



y ángulo de fricción se determinan en muestras cúbicas. Todas las pruebas señaladas se deberán obtener para distintas edades (se recomienda al menos 7, 28 y 90 *días*).

- Se debe prever pruebas de durabilidad en caso de que el hardfill pueda ser sometido a condiciones como de congelamiento y deshielo.

Las pruebas señaladas son las mínimas requeridas para el diseño, sin embargo, no son limitativas de otras pruebas que puedan requerir en caso de tener condiciones de diseño especiales.

La edad que se considera para fines de diseño es de 28*días*, pero esta puede ser redefinida por el diseñador de acuerdo a las características y demandas del proyecto en particular.

No solo la resistencia debe ser juzgada en el diseño de mezcla, sino también la durabilidad y la apariencia del hardfill endurecido.

Cabe señalar que podrá existir una diferencia entre la masa volumétrica de la mezcla diseñada y la masa volumétrica teórica, cuya diferencia se atribuye al contenido de vacíos real de la mezcla, el cual se debe ajustar para las mezclas de prueba subsecuentes, de tal forma que la diferencia se anule.

Cuando se pasa a la fase de pruebas en campo también se pueden dar discrepancias entre la masa volumétrica de la mezcla de laboratorio y la de campo, la cual no necesariamente se debe al contenido de vacíos, sino que se puede deber a las variaciones de la granulometría y contenido de agua de la mezcla de campo, así como al grado de compactación que se está aplicando a la mezcla de campo, parámetros que se deben de ajustar en las pruebas de campo hasta alcanzar la densidad mínima de diseño.

Ensayes mecánicos

Los ensayes mecánicos necesarios para el diseño de la presa de hardfill se dividen en pruebas estáticas, y pruebas dinámicas.

Las pruebas estáticas se utilizan para definir y controlar durante construcción los parámetros de diseño, mientras que las pruebas dinámicas sirven para definir y evaluar el comportamiento del hardfill ante condiciones dinámicas, estas últimas se deben realizar dependiendo de la importancia del proyecto y de la relevancia que asigne el diseñador a los parámetros dinámicos.



Tamaño de los especímenes de prueba para hardfill

Como ya se señaló, debido a que el hardfill no tiene un rango de granulometrías definido y se puede utilizar un tamaño de agregado mayor al que usualmente es empleado en presas de concreto, es necesario obtener sus propiedades a partir de especímenes que consideren el TMA utilizado, el cual se recomienda sea de $76mm(3in)$. Así la relación mínima entre el diámetro del espécimen (D_{esp}), y el TMA debe ser de 3 veces, y la relación entre la altura del espécimen (H_{esp}) y el diámetro del mismo debe ser igual a 2. Aunque cabe señalar que el tamaño usual del espécimen en proyectos de presas de hardfill ha sido de $300mm$ de diámetro por $600mm$ de altura.

Es práctica usual realizar pruebas en laboratorio con tamaños de especímenes convencionales ($150mm$ de diámetro por $300mm$ de altura), lo cual para una etapa preliminar de diseño puede ser apropiado y dar una idea de las propiedades que se pueden obtener con el material disponible, así como definir el mejor material para la construcción. Sin embargo, para los estudios definitivos y durante construcción es necesario realizar los estudios considerando especímenes de muestra que cumplan con la relación del diámetro respecto al tamaño máximo del agregado, a fin de obtener propiedades mecánicas representativas del hardfill.

Pruebas estáticas

Las principales pruebas estáticas para el diseño de una cortina de hardfill se dividen en dos, pruebas convencionales y pruebas no convencionales. Las pruebas convencionales se refieren a las pruebas indispensables para determinar las propiedades mínimas requeridas para diseño. Mientras que las pruebas no convencionales se refieren a pruebas que de realizarse permitirán optimizar el diseño.

Tabla 1.4 Pruebas estáticas convencionales de laboratorio para hardfill

| Prueba | Resultados | Descripción |
|--------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Resistencia a compresión y determinación de módulo elástico | Resistencia a compresión sin confinamiento. Módulo elástico a distintos porcentajes de carga máxima (25%, 40%, 60% y 90%). Relación de Poisson. | La prueba consiste en aplicar una carga axial a una muestra cilíndrica, la cual está instrumentada para medir las deformaciones axiales y radiales. |
| Resistencia a corte directo | Esta prueba solo da la resistencia al esfuerzo cortante en un plano horizontal. Y que si se realiza para al menos 3 esfuerzos normales distintos se puede determinar la ley de resistencia del material, obteniendo cohesión y ángulo de fricción pico y residual. | La prueba consiste en aplicar a una muestra prismática una carga normal y otra carga horizontal simultaneas, las cuales se van registrando |



Tabla 1.5 Pruebas estáticas no convencionales de laboratorio para hardfill

| Prueba | Resultados | Descripción |
|----------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Resistencia a tensión indirecta | Resistencia a la tensión | <p>Consiste someter a compresión diametral una muestra cilíndrica, aplicando una carga de manera uniforme a lo largo del eje hasta alcanzar la máxima resistencia.</p> <p><i>Nota: Esta prueba no es usual para el hardfill ya que no se diseña para que se presenten tensiones en el mismo, sin embargo, la prueba puede aportar información para obtener la ley de resistencia al esfuerzo cortante del material, si se utiliza conjuntamente con la resistencia a compresión.</i></p> |
| Resistencia a tensión directa | Resistencia a la tensión | <p>Consiste en someter a tensión por sus extremos a una muestra cilíndrica hasta la falla.</p> <p><i>Nota: Esta prueba no es usual debido a las dimensiones requeridas del equipo de laboratorio para ensayar muestras de hardfill. Sin embargo, puede aportar información más precisa de la resistencia a tensión.</i></p> |
| Pruebas triaxiales | <p>Esfuerzos de compresión para diferentes confinamientos.</p> <p>Esfuerzo cortante</p> <p>Esfuerzo normal</p> <p>Y si se obtienen pruebas para 3 confinamientos distintos se puede obtener</p> <p>Cohesión</p> <p>Angulo de fricción</p> | <p>Consiste en aplicar una carga axial a una muestra confinada en un fluido, la cual está instrumentada y se reporta la carga y la deformación axial.</p> <p><i>Nota: Esta prueba no es usual debido a la capacidad y dimensiones requeridas del equipo de laboratorio para ensayar muestras de hardfill. Sin embargo, la prueba puede aportar información adicional del comportamiento del material sometido ante confinamiento.</i></p> |

Pruebas dinámicas

No es usual que se realicen pruebas dinámicas al hardfill debido a que los laboratorios usualmente no cuentan con el equipo necesario para realizar pruebas con las dimensiones requeridas. Otra razón técnica por la cual usualmente no se realizan estas pruebas es debido a que el diseño de las presas de hardfill considera que se debe diseñar para que el material permanezca en el rango elástico de la curva esfuerzo deformación ante carga sostenida y sísmica.

Sin embargo, de contar con equipo compatible para los especímenes de hardfill, se podrán llevar a cabo pruebas dinámicas para determinar la capacidad de deformación bajo carga rápida, con la cual se simula la resistencia del hardfill ante una carga instantánea, y se puede obtener el incremento de la resistencia y del módulo de elasticidad por la aplicación de la carga dinámica.

Para los análisis se pueden estimar que la resistencia a compresión se puede incrementar hasta en 30%, mientras que el módulo se puede incrementar hasta en 15%, ante cargas dinámicas. También de forma conservadora se puede considerar que el amortiguamiento del hardfill sea del 5% para los análisis dinámicos y para el cálculo de los espectros para diseño.

Otra prueba que se puede realizar si se cuenta con equipo compatible para el tamaño de espécimen del hardfill, es la prueba de columna resonante estándar, para determinar la variación del módulo de rigidez al cortante y el amortiguamiento con la deformación angular.

Comportamiento esfuerzo-deformación del hardfill

Dos curvas esfuerzo deformación características (sin confinamiento) para el hardfill se muestran en la Figura 1.12 en la cual se aprecia que en comparación con el concreto convencional y el concreto compactado con rodillo, el hardfill, tiene un comportamiento más deformable. También se muestra que, al aumentar el contenido de cemento, la resistencia pico del material aumenta.

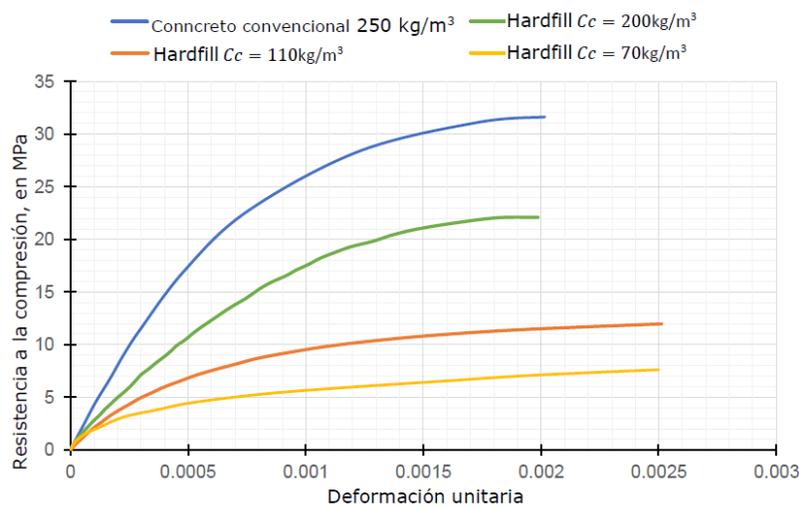


Figura 1.11 Comparación entre la relación de esfuerzo y deformación en el concreto convencional y hardfill en pruebas de carga controlada

También cabe señalar que pruebas experimentales realizadas a muestras de hardfill (Zou, et al., 2011) han determinado que un aumento de la presión de confinamiento, muestran que la resistencia pico y residual del hardfill aumentan, los módulos de deformación resultan poco sensibles a los cambios de presión de confinamiento, como se puede observar en la Figura 1.13.

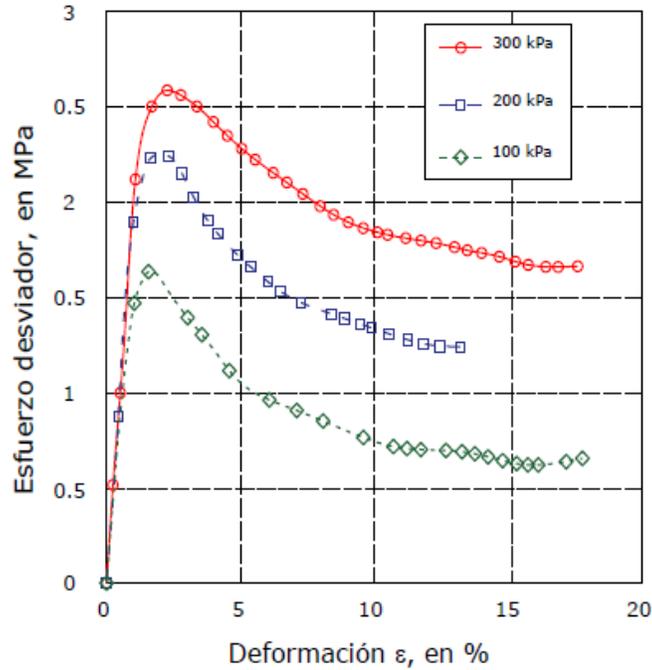


Figura 1.12 Resultados de la prueba triaxial consolidada drenada, (Zou, et al., 2011)

En la Figura 1.14, se aprecia que variando el contenido de cemento el ángulo de fricción y la cohesión residual del hardfill se incrementan sensiblemente.

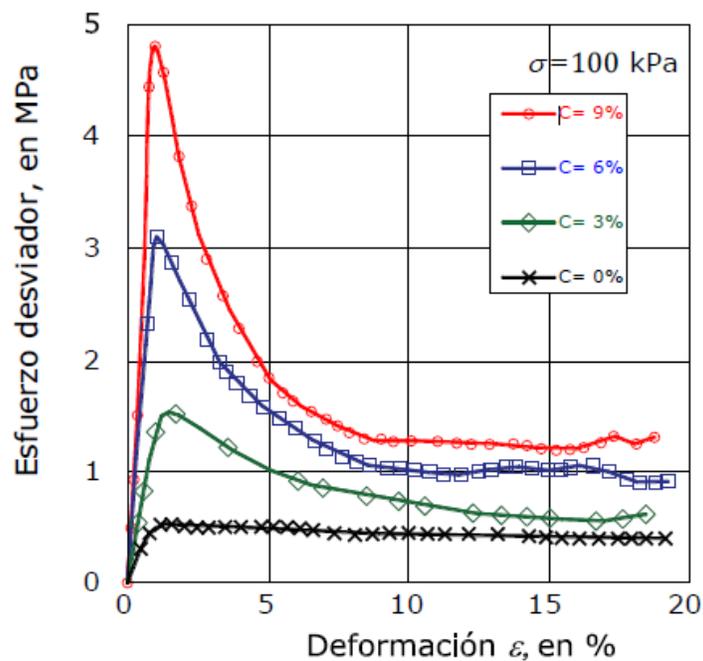


Figura 1.13 Curva esfuerzo-deformación axial, (Zou, 2011)



1.2.5. PROPIEDADES PARA DISEÑO DEL HARDFILL

La propiedad mecánica de resistencia que rige el diseño de la mezcla del hardfill es la cohesión, c_h , mientras que el ángulo de fricción interna, ϕ_h , y el módulo de elasticidad, E_{ha} , se relacionan más con el tipo de agregado que se utilice. Así las propiedades de resistencia están íntimamente ligadas al proporcionamiento de la mezcla de hardfill (granulometría de los agregados, contenido de agua y contenido cementicio de la mezcla), así como a la edad del espécimen. Algunos valores típicos de parámetros de diseño, reportados en la literatura técnica internacional para el rango de contenidos de cemento señalado en la Tabla 1.6, se muestran en la Tabla 1.7.

Tabla 1.6 Rango de proporcionamientos considerado para el hardfill, asociado a las propiedades mecánicas de resistencia y deformabilidad

| Propiedades | Símbolo | Rango | Valores usuales | Unidades |
|--------------------------------|---------|-------------|-----------------|-------------------|
| Densidad | | 21,0 a 24,0 | | kN/m ³ |
| Tamaño máximo de los agregados | TMA | 50 a 150 | 76 | mm |
| Contenido de ceniza o puzolana | | 0 a 70 | * | kg/m ³ |
| Contenido de cemento | | 60 a 120 | * | kg/m ³ |
| Contenido cementicio | Cc | 60 a 140 | 70 a 110 | kg/m ³ |
| Contenido de agua | | 60 a 140 | * | |
| Tiempo VeBe | | 30 a 60 | | S |

**En función a las características de los materiales del proyecto*

Tabla 1.7 Rango de propiedades mecánicas de resistencia y deformabilidad del hardfill

| Propiedades | Símbolo | 28 días | 90 días | 365 días | Unidades |
|--------------------------------------------------------|-------------|---------|----------------------|----------|----------|
| Resistencia a la compresión | fc | 3 a 6 | 5 a 10 | 8 a 14 | MPa |
| Resistencia a la tensión indirecta | fti | | (8 a 10)% fc | | MPa |
| Resistencia a la tensión directa* | ftd | | (6 a 9)% fc | | MPa |
| Relación de Poisson | ν | | 0.10 a 0.20 | | |
| Módulo de deformación estático 40% | E_{40} | 2 a 5 | 5 a 9 | 7 a 14 | GPa |
| Módulo de deformación dinámico | Ed | | 1.05 a 1.15 E_{40} | | GPa |
| Cohesión del hardfill en la masa | c_h | | (8-15)% fc | | MPa |
| Ángulo de fricción del hardfill en la masa de la presa | ϕ_h | 35 | 40 | 45 | ° |
| Cohesión del hardfill en junta* | c_{hj} | | (3-5)% fc | | MPa |
| Resistencia a la tensión junta* | ft_j | | (1.5-3)% fc | | MPa |
| Ángulo de fricción del hardfill en las juntas* | ϕ_{jh} | 35 | 40 | 45 | ° |

**Los parámetros señalados para la junta consideran para juntas calientes y tibias.*

1.2.6. CRITERIOS DE DISEÑO DE PRESAS DE HARDFILL

En particular las fuerzas principales que deben ser consideradas son:

1. La presión externa del agua en la cara aguas arriba y abajo para una altura de agua de diseño, P_e .
2. La presión hidrodinámica en la cara aguas arriba, P_h .
3. El peso de la presa; carga muerta, W_0 .
4. La fuerza de reacción en la cimentación, F_R .
5. La carga sísmica, \ddot{u}_x .

La superposición de componentes horizontales y verticales de las solicitaciones, implica un potencial plano de falla en la cimentación. Las cargas deben ser resueltas en componentes normales y paralelas a la cimentación o a los planos de falla potenciales que tienen pendiente significativa en el cálculo de la estabilidad por deslizamiento cuando se aplica el método pseudo-estático de Newmark para evaluar la estabilidad sísmica de la presa. En la Figura 1.15 se indican las cargas.

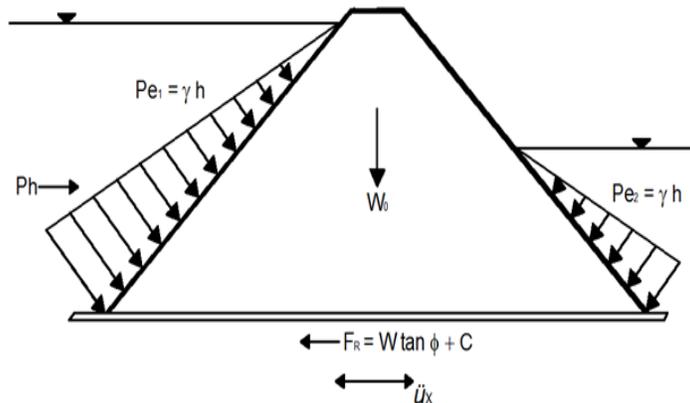


Figura 1.14 Cargas para el criterio de diseño.

Procedimiento de análisis

En este método de análisis, se evalúa en primer lugar los esfuerzos estáticos existentes en la presa antes de la ocurrencia del sismo, tomando en consideración la influencia de la secuencia constructiva, el llenado de la presa y las condiciones de drenaje. Esta evaluación se realiza usualmente con métodos numéricos basados en las diferencias finitas o el elemento finito con programas como el FEADAM 84 (Duncan, et al., 1984), FLAC^{3D} (ITASCA, 2005), Maya^{3D}, Geo Studio, SAP 2000, EADG-84,



Estado del Arte

entre otros. Generalmente se utilizan parámetros hiperbólicos estáticos para los materiales constituyentes de la presa (Duncan & Chang, 1970).

Ante la necesidad de examinar el comportamiento dinámico de las presas de hardfill para evaluar su seguridad, Kondo et al., (2004) realizaron un análisis dinámico usando el método de elemento finito (FEM) para determinar la distribución de esfuerzos dentro del cuerpo de la presa. El estudio fue realizado para investigar los siguientes dos temas:

- 1) Los efectos de la altura de la presa y la deformabilidad del terreno de cimentación en el comportamiento dinámico de una presa de hardfill de sección trapecial
- 2) Las diferencias entre el comportamiento dinámico de la presa de hardfill con sección trapecial durante un sismo y el de una presa de gravedad convencional.

El análisis dinámico que toma en cuenta las cargas estáticas (peso propio del cuerpo de la presa y la presión hidrostática producida por el depósito de agua) y las cargas dinámicas (inercia actuando en el cuerpo de la presa y la presión hidrodinámica producida por el depósito del agua) fue desarrollado para obtener la distribución de los desplazamientos y de los esfuerzos producidos dentro del cuerpo de la presa ante carga sostenida y sismo.

Modelos constitutivos

Los modelos constitutivos del hardfill pueden ser clasificados en modelos lineales y no-lineales. Fujisawa (Fujisawa, et al., 2004) han sugerido obtener la resistencia y el módulo de elasticidad de la parte lineal de la curva esfuerzo-deformación, obtenida a partir de los resultados de pruebas de compresión uniaxial y carga cíclica. Liu (Liu, et al., 2008) presentaron un modelo continuo equivalente para simular la estructura estratificada de las presas de hardfill, en vista de que la superficie de las juntas es débil entre capas. Pruebas de compresión triaxial muestran que las curvas esfuerzo-deformación del material de hardfill son no-lineales, y están significativamente influenciadas por las presiones de confinamiento y el contenido de cementante.

Liu (Liu, et al., 2008a) sugirieron que el modelo hiperbólico puede ser usado para describir la relación no-lineal esfuerzo-deformación. El hardfill muestra un comportamiento de pérdida de resistencia cuando se alcanza el pico de su curva esfuerzo deformación. Tomando en cuenta este hecho, Sun (Sun & Yang, 2011) desarrollaron un modelo constitutivo con las características deseadas, usando el método del resorte virtual rígido, y así determinaron los parámetros para el modelo.



Chazallon-Hicher (Chazallon & Hicher, 1998) construyeron un modelo constitutivo genérico para geomateriales, tales como arcillas, areniscas y geomateriales cementados artificialmente, combinando dos modelos, lo cuales contenían dos mecanismos. El primer mecanismo se refiere a la fricción entre las partículas del material, las cuales pueden ser descritas por cualquiera de los modelos existentes de suelos no cementados. El segundo mecanismo liga el comportamiento de los enlaces entre partículas y su daño. Los mecanismos pueden ser modelados por separado. Vatsala et al., (2001) propusieron un modelo conceptualmente similar, pero su componente de adherencia es diferente, siendo un modelo elastoplástico.

Wu et al., (2011) desarrollaron un modelo constitutivo para el hardfill, el cual consiste en un modelo paralelo de dos componentes, el componente de los agregados y el componente cementante. Además, realizaron una comparación entre los resultados de la simulación y los resultados experimentales, la cual mostró que el modelo constitutivo de dos componentes puede reflejar las características mecánicas del hardfill.

El hardfill es un material artificialmente aglutinado, que puede ser clasificado como un material compuesto. En consecuencia, los modelos constitutivos de los geo-materiales deben ser aplicados después de una adaptación. Es importante destacar que el aglutinante del hardfill es dependiente del tiempo, aunque este hecho por lo general no se toma en consideración en los modelos constitutivos.

Modelo paralelo de dos componentes

La componente cementante debe estar relacionada con el tiempo, debido a que la resistencia y el módulo de deformación del hardfill están relacionados con el cambio que se presenta al endurecer el hardfill. Una vez establecida la relación entre la componente cementante y el tiempo, el modelo paralelo de dos componentes refleja las características esfuerzo deformación a diferentes edades.

De acuerdo al modelo conceptual del hardfill, el componente de los agregados se considera como el convencional, es decir, sin cementante. Por lo tanto, el componente de los agregados puede ser representado por modelos constitutivos no lineales del suelo tales como el modelo hiperbólico de Duncan-Chang o el modelo desacoplado K-G, el cual es ampliamente usado en el análisis de esfuerzos y deformaciones de presas en China. Por otro lado, el componente cementante puede ser simulado con un modelo que relacione la edad con el daño:

$$E_{tt1}(\tau) = E_{rk} + E_{cmt}(\tau) \quad (1.1)$$

$$v_{tt1}(\tau) = v_{rk} + v_{ef}(\tau) \quad (1.2)$$



donde E_{tt1} es el módulo total; E_{rk} es el módulo del componente de los agregados; E_{cmt} es el módulo del componente cementante; ν_{tt1} es la relación total de Poisson; ν_{rk} es la relación de Poisson del componente de los agregados; ν_{ef} es el componente adicional de la relación de Poisson; τ es la edad del hardfill.

El componente de los agregados del modelo paralelo adopta el modelo constitutivo hiperbólico Duncan-Chang, el cual usa un módulo tangente que varía con el nivel de esfuerzo.

Modelo constitutivo del componente cementante

La teoría de daño elástico del componente cementante se puede utilizar, usando como referencia la del concreto. Las curvas esfuerzo deformación de 7 días y 28 días del componente cementante se muestran en la Figura 1.16, mostrando una relación lineal entre los esfuerzos desviadores y las deformaciones axiales en la primera etapa. Cuando la deformación axial incrementa, se presentan las microfracturas o fisuras y el gradiente secante de la curva disminuye. Esto es en la etapa de daño. La ecuación esfuerzo-deformación es la siguiente:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (1 - \omega)E(\tau)\varepsilon_1 \quad (1.3)$$

donde ω es el factor de daño, el cual ajusta la evolución de degradación del cementante con la deformación; ε_1 es la deformación axial; $E(\tau)$ es el módulo elástico del material no dañado como función de la edad del hardfill; τ es la edad.

Cuando la deformación axial no es mayor que una cierta deformación, el cementante no presenta daños y su factor de daño es igual a cero. Cuando la deformación axial es mayor, está en la etapa de daño y su factor de daño está entre 0 y 1. La deformación límite definida como ε_{1d} , es la que separa estas dos etapas y es conocida como el umbral inicial de daño.

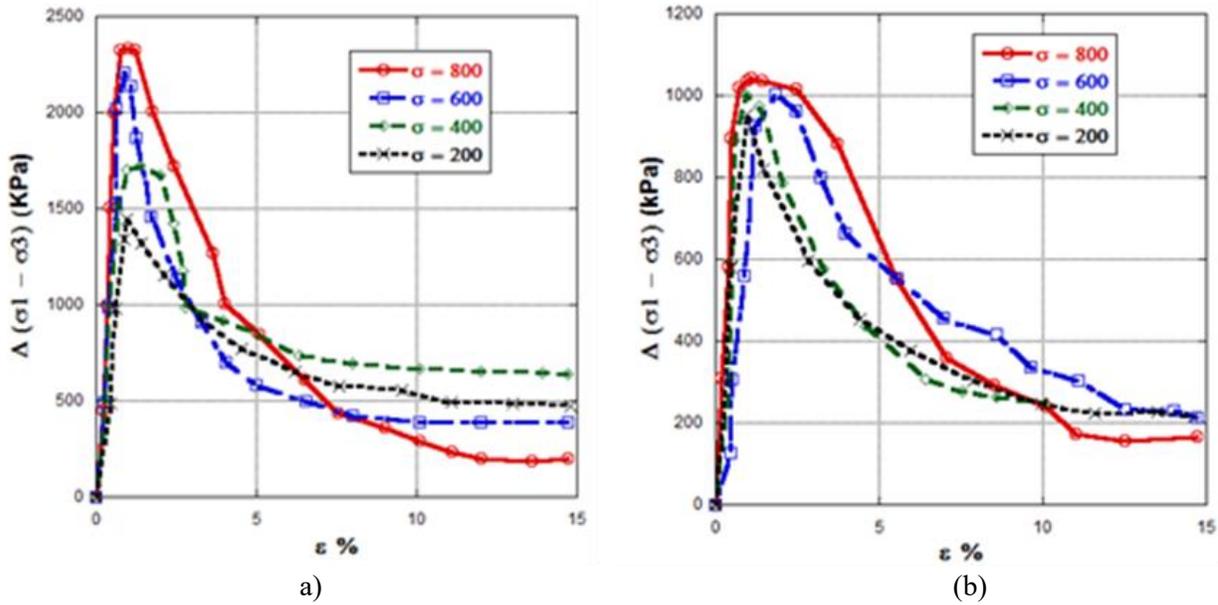


Figura 1.15 Curvas de influencia de la diferencia de esfuerzos desviadores. (a) 7 días (b) 28 días

Modelo constitutivo Duncan-Chang

Para la simulación del comportamiento mecánico de los materiales que conforman una presa, el modelo constitutivo más utilizado que supone un comportamiento no-lineal, elástico o elastoplástico es el de Duncan-Chang (1970).

Este modelo es usado para arenas y arcillas con resultados que se ajustan aproximadamente al comportamiento observado de los materiales. Sin embargo, tiene la limitación de no poder predecir los cambios de esfuerzo producto de las deformaciones por ablandamiento o endurecimiento.

El modelo hiperbólico fue propuesto por Konder-Zelasco (1963), posteriormente fue ampliado por Duncan-Chang (1970). El modelo parte de la suposición de que las curvas esfuerzo-deformación del suelo pueden aproximarse a una hipérbola, cuya ecuación es:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (1.4)$$

donde: $\sigma_1 - \sigma_3$ esfuerzo desviador; ε deformación axial; a y b son parámetros determinados experimentalmente, adimensionales.

El componente de los agregados del modelo paralelo adopta el modelo constitutivo hiperbólico Duncan-Chang, el cual usa un módulo tangente que varía con el nivel de esfuerzo como se muestra



$$E_t = Kpa \left(\frac{\sigma_3}{pa} \right) \left[1 - \frac{1 - \text{sen} \phi (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} R_f \right]^2 \quad (1.5)$$

La relación de Poisson tangente puede ser calculada usando la siguiente ecuación:

$$v_t = \frac{G - F \log_{10} \left(\frac{\sigma_3}{pa} \right)}{(1 - A^\phi)^2} \quad (1.6)$$

donde:

$$A^\phi = \frac{D(\sigma_1 - \sigma_3)}{Kpa \left(\frac{\sigma_3}{pa} \right) \left[1 - \frac{1 - \text{sen} \phi (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} R_f \right]^2} \quad (1.7)$$

donde K, n, c, ϕ , R_f , G, F, D son parámetros experimentales; p_a es la presión atmosférica.

Modelos numéricos

Esmailnia-Mahdilo (2012) realizaron un modelo de elementos finitos donde evalúan la seguridad contra cargas estáticas y dinámicas aplicadas a la presa. Las propiedades generales de la presa (geometría, propiedades de los materiales del terreno de cimentación, la altura y el nivel del embalse) fueron determinadas utilizando como referencia el perfil de la presa Kahir.

Omran-Tokmechi (2010) realizaron un análisis paramétrico usando el método de elemento finito para analizar los esfuerzos dentro del cuerpo de la presa y la cimentación bajo diferentes condiciones de carga. En el estudio se usaron elementos triangulares de deformación constante.

El análisis consiste en la evaluación de esfuerzos y deformaciones en una sucesión de capas constructivas consideradas.

Los aspectos más importantes del diseño de presas son la determinación de la distribución de esfuerzos en el cuerpo de la presa y las deformaciones que se desarrollan tanto en el cuerpo de la presa como en la cortina y la cimentación. El análisis de estabilidad de una presa será confiable sólo



si se pueden determinar de manera precisa los aspectos antes mencionados. El éxito en el diseño de presas no requiere únicamente del análisis de estabilidad, sino también requiere que las deformaciones no sean excesivas. Los resultados de ensayos de laboratorio indican que el comportamiento de la mezcla grava-arena-cemento es frágil, por lo que las deformaciones en la cortina deben mantenerse inferiores a la deformación correspondiente al esfuerzo de pico, para evitar agrietamientos severos e incluso la falla de cortina.

1.2.7. INSTRUMENTACIÓN

El diseño de la instrumentación de presas se basa en gran medida en la determinación de los parámetros clave necesarios para cada proyecto en particular. Una red de instrumentación densa es normalmente cara y nada práctica, por lo tanto, un sistema de instrumentación óptima, eficiente y en función de las variables más importantes a monitorear debería ser seleccionado considerando especialmente las características locales de la presa y el propósito del proyecto.

Sistema de instrumentación común

La determinación de la seguridad de una presa durante su vida útil, que asegure su buen desempeño debe de incluir el monitoreo de los esfuerzos y las deformaciones generados ante carga sostenida y sismo a corto, mediano y largo plazo. Para llevar a cabo lo anterior se requiere instalar: inclinómetros, celdas de carga, extensómetros, acelerómetros, piezómetros, transductores de presión de poro, entre otros (eg. Aydin 2007; Yanmaz-Sezgin 2009). En la tabla 1.8 se muestran los instrumentos usados comúnmente.

Tabla 1.8 Instrumentos de sistema de instrumentación

| Parámetro | Tipo de instrumento |
|-----------------------------|-------------------------------------------------------|
| Presión Hidrostática | Piezómetro de cuerda vibrante Indicadores de nivel |
| Tensión | Medidores de deformación Celdas de presión |
| Filtración | V- vertederos de muesca |
| Movimiento Relativo | Medidores en juntas Placas medidoras de nivel |
| Vibración | Acelerómetros de movimientos fuertes |

Consideraciones de sustentabilidad

La presa de material cementado podría ser considerada como una presa compatible con el ambiente, la razón principal es que la selección del sitio considera una reducción a los daños que podría generar su construcción a la ecología. Los principales aspectos que considera dicha reducción son: el uso de



Estado del Arte

los materiales producto de la excavación y la utilización de poco cemento que genera el mínimo de emisiones de bióxido de carbono (eg. Cai et. al., 2012).

Las presas de hardfill con cara de concreto se construyen agregando un aglutinante y agua a los materiales encontrados en el lecho del río o sus alrededores. La cara de concreto en el talud aguas arriba asegura su estanquidad. La filosofía de diseño es disminuir los esfuerzos actuantes en la cimentación y cuerpo de la cortina variando la inclinación de sus taludes, los cuales generalmente son simétricos. En particular, las tensiones deben ser nulas en el cuerpo y base de la presa. La disminución de esfuerzos en la base de la presa, permite que se puedan reducir los requerimientos de capacidad de carga y deformabilidad del macizo rocoso, a valores menores de los requeridos en otros tipos de presas similares, tales como las presas de concreto compactado con rodillo, CCR. Aunque desde el punto de vista de resistencia, el contenido de cemento no es un factor preponderante en el diseño, debe cuidarse que la deformabilidad de la mezcla, no conlleve a deformaciones relativas importantes entre la cara de concreto y el cuerpo de la presa que puedan originar agrietamiento de los elementos impermeables. Por otro lado, es común que durante la construcción se tenga que aumentar el contenido de cemento, por condiciones de manejabilidad de la mezcla, lo que generalmente mejorará los parámetros de resistencia y deformabilidad considerados para el hardfill durante el diseño, pero podrá derivar en el cambio de tipo de presa por cuestiones económicas (pasar de una presa de hardfill a una de CCR).

Las presas de hardfill construidas a nivel mundial presentan alturas registradas desde los 3 m, siendo la presa más alta de hardfill construida hasta el momento es Cindere en Turquía, con 107 m de altura. No se contempla construir cortinas de este tipo con alturas superiores a 35m. Por consiguiente, este capítulo del manual está orientado a alturas máximas de ese orden. En general, el tamaño de la presa hardfill es menor que el de presas de gravedad y enrocamiento con cara de concreto. En la Figura 1.17 se muestran comparaciones cualitativas entre los tamaños y formas de estas presas.

Las principales ventajas de una presa de hardfill son:

- Construcción simple y rápida.
- Especificaciones de los materiales y del cementante poco rigurosas, lo cual se traduce en una reducción del costo de producción del hardfill.
- Exhiben un buen comportamiento ante carga estática y dinámica.

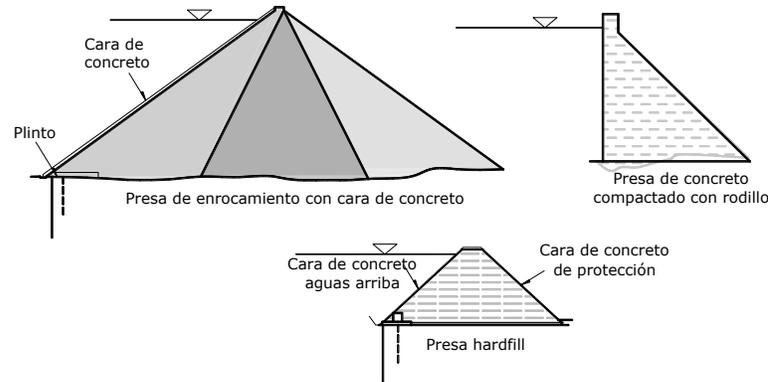


Figura 1.16 Comparación de la forma del cuerpo de varias las presas

1.2.8. COMPARATIVA ENTRE LAS PRESAS DE CCR Y HARDFILL

La filosofía del diseño de presas se basa en un criterio racional que garantice la seguridad, la economía, el funcionamiento, la durabilidad y el sencillo mantenimiento de la estructura. Por lo tanto, se requiere establecer, mantener y actualizar el criterio de diseño. Bajo ciertas condiciones especiales, las consideraciones de diseño pueden desviarse de estos estándares. En este capítulo se presentan los estudios más representativos relacionados con el estudio del comportamiento de las presas de hardfill ante carga sostenida.

La presa trapezoidal se conforma de dos taludes, uno aguas arriba y aguas abajo, diseñados para que ante acciones sísmicas la reacción en la base de la presa siempre sea de compresión, y que el mismo efecto se presente ante condiciones normales. Cualquier estructura se ha diseñado tomando en cuenta la estabilidad externa e interna. La estabilidad externa se revisa la seguridad contra el deslizamiento de una estructura, mientras que la estabilidad interna se busca asegurar que la resistencia de los materiales utilizados sea la necesaria para resistir los esfuerzos generados internamente. Por lo tanto, en esta sección se analizan las características de las presas trapezoidales desde los puntos de vista de la estabilidad interna y externa.

El dique de contención es una estructura construida con materiales plásticos y por lo tanto claramente diferentes de una presa hardfill trapezoidal que está diseñada como un cuerpo elástico. La diferencia en el tipo de presa de concreto de arco es claramente visible ya que es un mecanismo de transferencia de carga única. En consecuencia, en esta sección se discutirán las diferencias entre la presa de gravedad de concreto, que, al igual que la presa hardfill trapezoidal, es similar considerando un cuerpo elástico (JDEC, 2012).



Revisión de esfuerzos en el contacto presa-terreno de cimentación

En cuanto a la estabilidad de la presa de forma trapezoidal se debe realizar la revisión de los esfuerzos transmitidos al terreno de cimentación. La presa debe ser diseñada para mantener básicamente el esfuerzo vertical a lo largo de toda la presa tomando en cuenta las acciones estáticas y dinámicas, de modo que el esfuerzo vertical permanecerá comprimido independientemente de las condiciones de carga. En otras palabras, toda la superficie de fondo del cuerpo de la presa estará presionada contra la base de la roca de cimentación.

La presa de triángulo-rectángulo tiende a generar esfuerzos de tensión en la dirección vertical a lo largo del fondo de la presa, particularmente cerca del extremo de aguas arriba. En consecuencia, la presa de gravedad de concreto puede decirse que es una estructura que soporta el esfuerzo a la tensión por unión entre el cuerpo de la presa y la cimentación.

Estabilidad contra deslizamiento

Se puede entender que, en la presa trapezoidal, el esfuerzo cortante es distribuido uniformemente a lo largo del fondo de la superficie. Debido a la fricción entre el cuerpo de la presa y la roca de cimentación, la presa trapezoidal puede soportar el deslizamiento.

En la presa de triángulo rectángulo, el esfuerzo cortante más grande es generado del lado de aguas abajo y el esfuerzo a la tensión vertical es generado en el lado de aguas arriba. Esto indica que la presa de triángulo-rectángulo debe satisfacer condiciones más severas que la presa trapezoidal para asegurar la estabilidad contra deslizamiento. La presa de gravedad de concreto es diseñada para asegurar la estabilidad contra deslizamiento dependiendo del esfuerzo cortante de la roca de cimentación mediante la unión entre el cuerpo de la presa y la roca de cimentación.

De la descripción en (1) y (2), las diferencias básicas en el diseño entre la presa hardfill trapezoidal y la presa de gravedad de concreto son resumidas a continuación.

Presa hardfill trapezoidal: Es una estructura que, en un principio, no necesita unir el cuerpo de la presa y la roca de cimentación en una sola unidad.

Presa de gravedad de concreto: Es una estructura que, en un principio necesita unir el cuerpo de la presa y la roca de cimentación en una sola unidad. Para ser capaz de minimizar el volumen de la presa en lo posible mediante la unión del cuerpo de la presa y la roca de cimentación.



La presa hardfill trapezoidal y la presa de gravedad de concreto son de diferentes tipos con diferentes características y es difícil decir cuál es más eficaz. Se debe reconocer que el desarrollo de la presa hardfill trapezoidal permite una opción más en la selección de un tipo de presa.

Revisión del procedimiento de análisis

El primer paso a revisar para la presa hardfill trapezoidal son las propiedades físicas de los materiales de fácil acceso y la mezcla de hardfill que se puede obtener con ellos; el segundo paso, es el diseño de la forma del cuerpo de la presa, el método constructivo deberá ser revisado de acuerdo con las propiedades físicas de los materiales. Por lo tanto, la asociación entre los materiales, el diseño y la construcción es una característica significativa de la presa hardfill trapezoidal.

Por otra parte, para la presa de gravedad de concreto, el diseño de la forma del cuerpo de la presa se llevará a cabo en el primer paso y la selección de los materiales que satisfacen las especificaciones de seguridad para esta forma en el segundo paso. Por otra parte, el diseño y la investigación de materiales se llevará a cabo en forma independiente. Como ya se mencionó, la revisión de los procedimientos para la presa hardfill trapezoidal y la presa de gravedad de concreto son básicamente diferentes como se resume en la Figura 1.18.

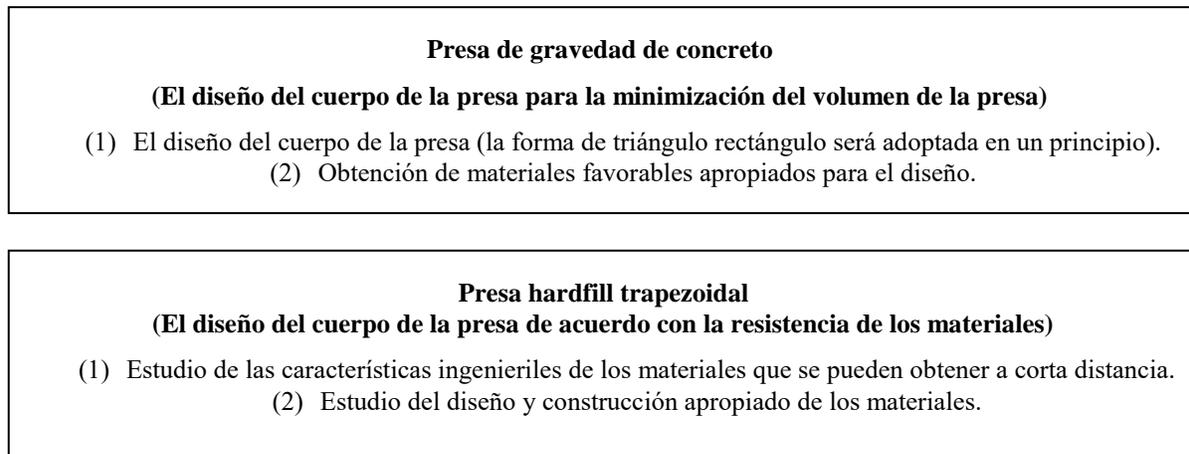


Figura 1.17 Revisión de las propiedades para la presa hardfill trapezoidal y de la presa de gravedad de concreto.

Los diferentes tipos de presas responden a las diversas posibilidades de cumplir la doble exigencia de resistir el empuje del agua y evacuarla cuando sea preciso. En cada caso, las características del terreno y los usos que se le quiera dar al agua, condicionan la elección del tipo de presa más adecuado. Existen numerosos tipos que se clasifican en dos grandes grupos según su estructura y según los materiales empleados en su construcción. Esto se resume en la Tabla 1.8.



Estado del Arte

La presa de hardfill se considera como un nuevo tipo de presa diferente a las presas de enrocamiento con cara de concreto o de concreto compactado. Por consiguiente, una presa de hardfill será diseñada no como una presa convencional, sino por un método de diseño apropiado que satisfaga los requerimientos necesarios. El análisis del cuerpo de una presa de hardfill se realiza mediante el método de elementos finitos (FEM) bajo condiciones de carga estática y dinámica.

El método de elementos finitos permite un análisis racional teniendo en cuenta la deformabilidad del macizo rocoso

El uso de un método de análisis dinámico permite la evaluación directa y detallada de la forma del cuerpo presa, y junto con la deformabilidad del macizo rocoso, se determina la tensión en el interior del cuerpo de la presa, la deformación del suelo de cimentación, etc.

La filosofía del diseño de presas se basa en un criterio racional que garantice la seguridad, la economía, el funcionamiento, la durabilidad y el sencillo mantenimiento de la estructura. Por tanto, se requiere establecer, mantener y actualizar el criterio de diseño. Bajo ciertas condiciones especiales, las consideraciones de diseño pueden desviarse de estos estándares.

En este capítulo se presentan los estudios más representativos relacionados con el estudio del comportamiento de las presas de hardfill ante carga sostenida.

Clasificación de Presas

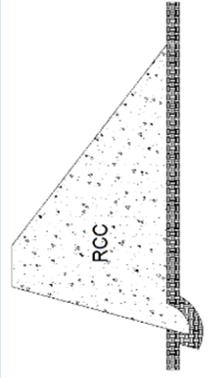
Los diferentes tipos de presas responden a las diversas posibilidades de cumplir la doble exigencia de resistir el empuje del agua y evacuarla cuando sea preciso. En cada caso, las características del terreno y los usos que se le quiera dar al agua, condicionan la elección del tipo de presa más adecuado. Existen numerosos tipos que se clasifican en dos grandes grupos según su estructura y según los materiales empleados en su construcción. Ver Tabla 1.9.

Tabla 1.9 Comparación entre tipos de presas

| Tipo de presa | Materiales | Geometría | Características | Criterios de diseño |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>Gravedad de concreto</p> <p>Cara de concreto vertical</p> <p>Cara de concreto horizontal</p> | <p>Los agregados pueden proceder de canteras, y los más adecuados son: las calizas y granitos por su fácil trituración y excavación y suelen dar mejor resistencia. Se utiliza un tamaño máximo de agregado de 150 – 80 mm y es superior al de otras estructuras. El cemento puede variar de tipo II, tipo III/B, tipo IV, tipo V., y Mortero de liga.</p> | <p>La cara aguas arriba generalmente es vertical y la base ancha por la presión que se ejerce en el fondo del embalse que es mayor. Debido a su peso propio, resiste las fuerzas que actúa sobre el cuerpo de la presa.</p> | <p>La altura de la presa varía de entre 67 a 285 m.</p> <p>Son presas que se caracterizan por ser durables, resistentes ante las cargas que actúan sobre el cuerpo de la presa y son impermeables.</p> <p>El concreto proviene de una planta de mezclado por lo que garantiza las especificaciones de diseño.</p> | <p>Se consideran todas las fuerzas que actúan sobre el cuerpo de la presa. Las fuerzas que deben ser consideradas son las debidas a:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1.- La presión externa del agua 2.- Temperatura 3.- Presión interna del agua. 4.- El peso de la estructura 5.- Sismos 6.- Las fuerzas debido a otras estructuras anexas |
| <p>Hardfill</p> <p>Cara impermeable de concreto para embalse de agua</p> <p>protección de la erosión</p> | <p>Los requisitos de los materiales de la presa son relativamente bajos, lo que implica que el espectro de selección de agregados para el material de la presa se amplíe. La mezcla de cemento se reduce, por lo que el efecto de la temperatura disminuye, y no se necesita considerar el efecto de la hidratación del cemento sobre la estructura.</p> <p>Es un material impermeable y por lo tanto es preciso adosar al talud de aguas arriba una cara de concreto impermeable. Con frecuencia se coloca aguas abajo otra cara de concreto como protección contra la erosión del agua</p> | <p>La sección es trapecial y tanto el área de la cimentación como el peso total de la presa son mayores que en una presa de gravedad de concreto. El empuje ejercido por agua sobre el cuerpo de la presa es baja resistencia al corte, y una capacidad para resistir impactos. La presa de hardfill tiene una sección más grande, y la distribución de esfuerzos de tensión es más uniforme. Así, la capacidad de adaptarse a la base débil con lo que se mejora notablemente la estabilidad y el rendimiento.</p> | <p>La altura de las presas varía de entre 3–130m.</p> <p>Debido a la mezcla de los agregados con el cemento, el cuerpo de la presa se comporta como un bloque monolítico ofreciendo una mayor resistencia al corte, y una capacidad para resistir impactos. La presa de hardfill tiene una sección más grande, y la distribución de esfuerzos de tensión es más uniforme. Así, la capacidad de adaptarse a la base débil con lo que se mejora notablemente la estabilidad y el rendimiento.</p> | <p>En un diseño básico de una presa hardfill en forma trapezoidal, los esfuerzos y el módulo de elasticidad deben utilizarse como parámetros del diseño. Por lo tanto, si una fuerza sísmica excede el límite lineal en el cuerpo de la presa de geometría trapezoidal, difícilmente se producirían roturas debido a que tiene una amplia gama de plasticidad. Esto significa que tiene un margen de seguridad suficiente contra fuerzas sísmicas severas.</p> |



Tabla 1.10 Comparación entre tipos de presas (continuación)

| Tipo de presa | Materiales | Geometría | Características | Criterios de diseño |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>Concreto compactado con rodillo</p>  | <p>Es una mezcla que frecuentemente contiene bajas cantidades de cemento en comparación con un concreto convencional. El tamaño máximo de agregado para su uso masivo fluctúa entre 152 y 38 mm. El empleo de aditivos al cemento permite la mejor calidad del concreto. Los más eficaces usados son las puzolanas y cenizas volantes, ya sustancialmente disminuye el calor de fraguado.</p> | <p>Generalmente la sección transversal de una presa CCR es similar a la sección transversal tradicional de una presa de concreto. Sin embargo, existe una tendencia a utilizar una sección más ancha y simétrica, con un pendiente aguas arriba, con el fin de reducir los esfuerzos actuantes sobre el terreno de cimentación. Este tipo de construcción tiene la ventaja de estar mejor adaptada a los terrenos de cimentación más débiles.</p> | <p>El concreto generalmente se coloca y compacta en capas de 23 a 46 cm. La adición de una cantidad sustancial de finos no plásticos permite la compactación, la resistencia y el manejo del concreto. La granulometría típica del concreto CCR contiene una cantidad significativa de partículas más pequeñas que las usadas para el concreto convencional, incluso la cantidad de partículas menores que la malla No. 200 es sustancialmente mayor. El límite máximo recomendado de contenido de finos es de 10%. Si lo que se busca es una mezcla de alta resistencia, se sugiere un contenido de finos de 1 o 2%. Dependiendo de la complejidad de la estructura, el costo de la presa CCR es de 25 a 50% menor que la de concreto convencional.</p> | <p>Las consideraciones básicas del diseño de una presa RCC son estabilidad, control de filtraciones, y durabilidad. También se consideran el uso de materiales disponibles, la selección de características estructurales, los requisitos de volumen y resistencia para diferentes tamaños de las secciones de la presa, y los métodos de construcción propuestos. Cada factor debe ser considerado junto con los demás. Sin embargo, los materiales disponibles pueden no ser capaces de proporcionar esta resistencia o el método de construcción no puede garantizar la calidad suficiente para proporcionar la resistencia. En estas situaciones, los cambios en el diseño de la mezcla, los métodos de construcción, o la sección de la estructura pueden ser la solución.</p> |



Conclusiones

Se realizó una revisión bibliográfica para obtener las características, propiedades del material de hardfill y su comportamiento como parte de la estructura de una presa. Se concluye que el harfill es un material resistente, que se mantiene estanco debido a la presencia de la cara de concreto y al material prefabricado que lleva en su cara aguas abajo. Además, el harfill evita el agrietamiento en la unión entre capas gracias al mortero que se coloca entre ellas.

Debido a sus características geométricas, las presas de hardfill permiten disminuir los esfuerzos que actúan en el interior del cuerpo de la presa y los requerimientos de capacidad de carga y deformabilidad del macizo rocoso. El tamaño máximo de sus agregados está en función del espesor de las capas del material.



CAPITULO 2.

2. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA

El análisis de la respuesta sísmica de la presa se llevó a cabo con un modelo tridimensional de diferencias finitas, utilizando el software FLAC^{3D} (ITASCA, 2005). El modelo numérico se muestra en la Figura 2.1. El sistema presa-cimentación-terraplén fue modelado con elementos sólidos. Esto permite obtener la aceleración, la velocidad y las historias de desplazamientos, junto con deformaciones y esfuerzos. Se utilizó un modelo elasto-plástico Mohr-Coulomb para representar la relación entre las deformaciones-esfuerzos en el hardfill.

La rigidez del cortante dinámico de la roca y el hardfill, así como la variación de amortiguación como función del esfuerzo cortante durante el evento sísmico, se consideró insignificante, considerando que la resistencia de la roca de cimentación y el hardfill se comportarán en su rango elástico para evitar un agrietamiento excesivo e inaceptable. El cálculo se basa en el esquema explícito de diferencias finitas para resolver las ecuaciones de movimiento, usando masas de puntos de rejilla agrupadas y derivadas de la densidad real de las zonas circundantes. Las masas agregadas, requeridas para tomar en cuenta las presiones hidrodinámicas en la simulación numérica, se obtuvieron utilizando la ecuación propuesta por Housner (Housner, 1990). En el modelo tridimensional se consideró un procedimiento típico de construcción del hardfill, que consiste en una colocación continua de capas de hardfill con espesor constante (1 m). En el modelo se simuló la colocación de una capa de hardfill por día, considerando la evolución de las propiedades del hardfill con el tiempo. Las etapas modeladas fueron: 1) Construcción secuencial de la presa, 2) Primer llenado de la presa, y 3) Carga sísmica. Como se mencionó anteriormente, los detalles geométricos de la presa de hardfill se muestran en la Figura 2.2 y las propiedades del concreto de la cara impermeable se muestran en la Tabla 2.1. La profundidad del modelo es de 214 m, el ancho de 480 m y la longitud de 1080 m. Se colocaron condiciones de frontera de campo libre en el modelo de FLAC^{3D} (ITASCA, 2005) y fueron utilizados a través de los bordes del modelo tal y como se muestra en la Figura 2.3. Se consideró una base flexible a lo largo de la parte inferior del modelo para simular el semi-espacio elástico, para evitar la reflexión de ondas sísmicas hacia el sistema presa-roca de cimentación.



Los sismos analizados se llevaron a cabo con un modelo elástico completamente tridimensional, utilizando el programa de FLAC^{3D} (Figura 2.1). La presa hardfill fue modelada con elementos elásticos lineales. Esto permite la obtención de desplazamientos, así como la fuerza cortante, los momentos de flexión y las fuerzas axiales que actúan en la presa hardfill. Las propiedades del concreto se recompilan en la Tabla 3.1. Se llevó a cabo un análisis de la respuesta lineal del sitio con el programa FLAC^{3D} (ITASCA, 2005).

Tabla 2.1 Propiedades de la cara de concreto

| Propiedades | Valor | Unidades |
|----------------------------|---------|-------------------|
| Módulo de elasticidad | 2800000 | Pa |
| Relación de poisson, ν | 0.2 | |
| Peso volumétrico, γ | 24 | kN/m ³ |
| f'_c | 4000 | Pa |

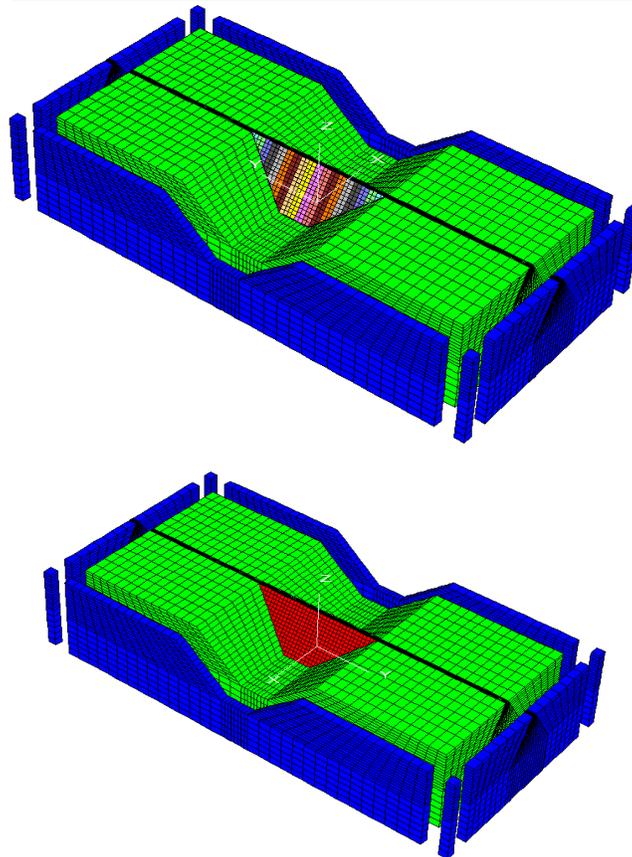
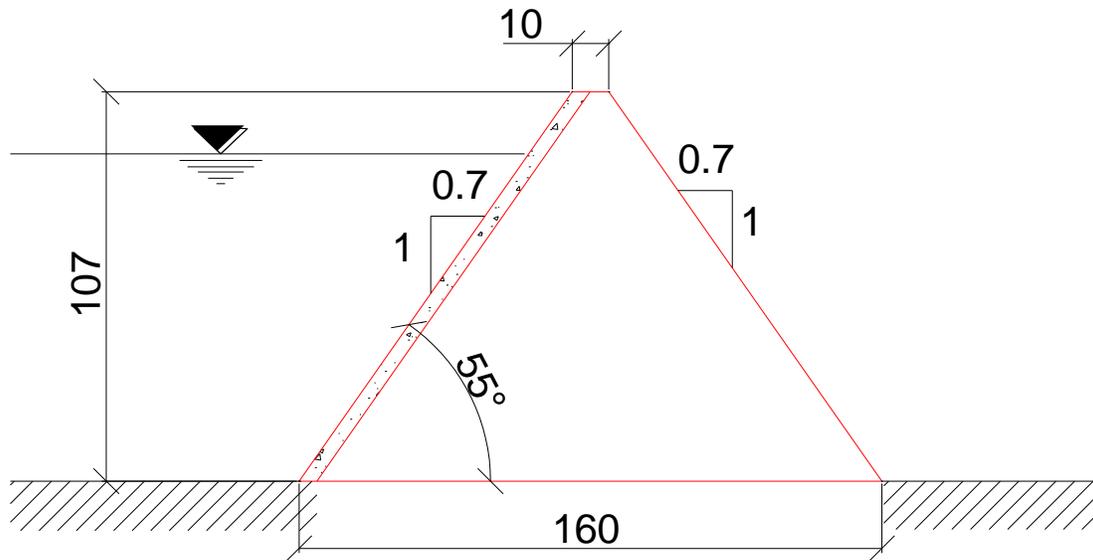
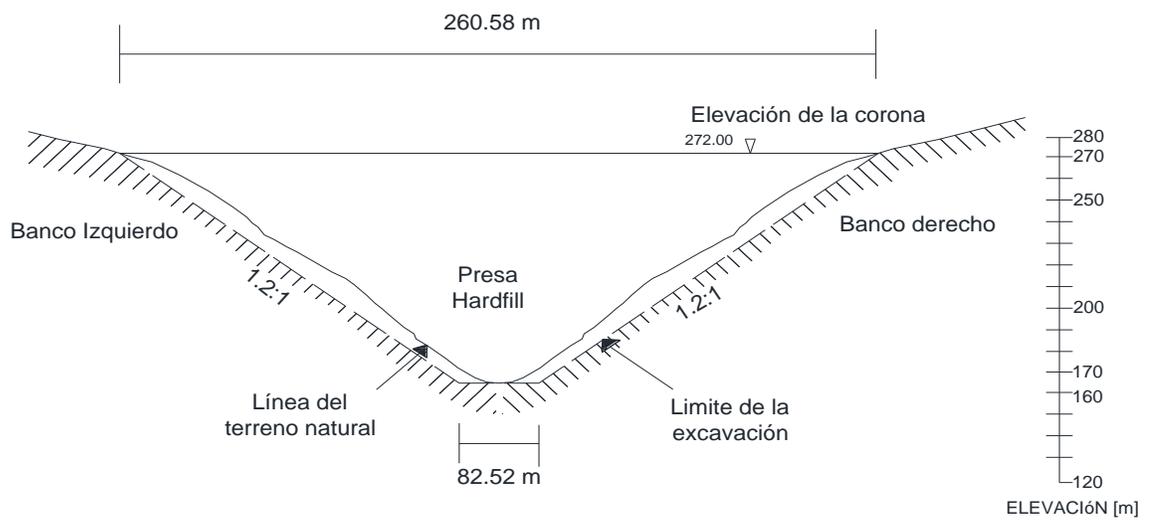


Figura 2.1 Modelo diferencias finitas (FLAC^{3D})



a)



b)

Figura 2.2 Geometría de la presa a) sección transversal b) vista aguas abajo (Unidades en metros)

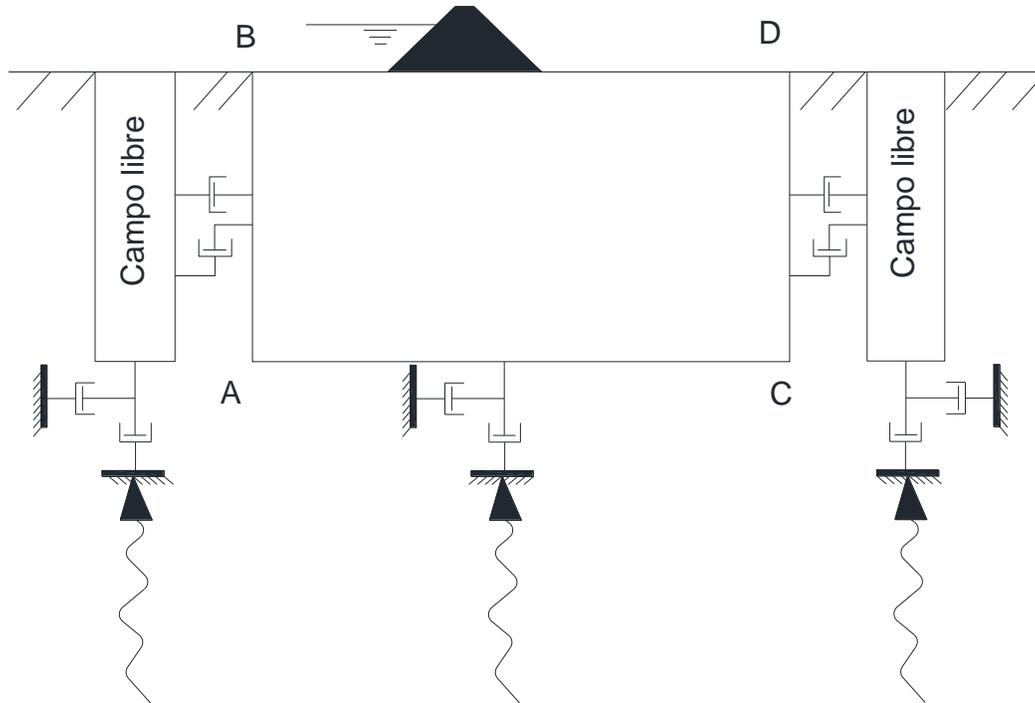


Figura 2.3 Definición del Problema

Tabla 2.2 Sismos considerados en el análisis

| | Nombre del sismo | Año | Magnitud del momento M_w | Distancia al epicentro, R [km] | PGA [m/s^2] | Duración [seg] |
|------------|-------------------------------------|------|----------------------------|--------------------------------|-----------------|----------------|
| Normal | Montenegro | 1979 | 6.9 | 21 | 2.19 | 48 |
| | Kocaeli (Gebze, Turkey) | 1999 | 7.4 | 47 | 2.39 | 32 |
| | Umbria Marche Gubbio-Piana, Italy) | 1998 | 4.8 | 10 | 1.66 | 40 |
| Subduction | Maule (Concepcion San Pedro, Chile) | 2010 | 8.8 | 109 | 6.37 | 120 |
| | Honshu (Haga, Japón) | 2011 | 9 | 283 | 0.71 | 300 |
| | Michoacan (Tacubaya, México) | 1985 | 8.1 | 265 | 0.33 | 170 |

La Figura 2.4 muestra una comparación entre los espectros de respuesta de los sismos usados para este análisis.

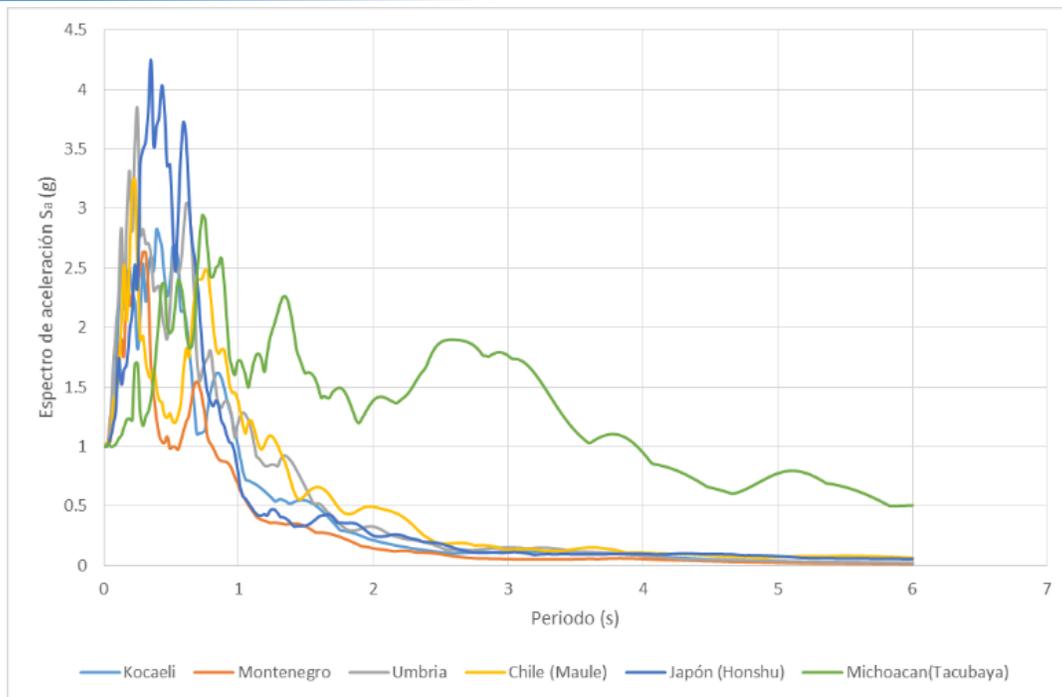


Figura 2.4 Espectro de Respuesta

2.1. RESPUESTA SÍSMICA,

Es importante conocer el comportamiento de las presas de hardfill ante solicitaciones dinámicas, y principalmente el efecto de un sismo severo en el cuerpo de la presa y la cara de concreto para poder determinar el daño que se produce. Cuando una presa de hardfill está expuesta a un sismo pueden desarrollarse desplazamientos en juntas, fisuras en el concreto y en el cuerpo de la presa que pueden llegar a romper o formar grandes grietas permitiendo daños severos como filtraciones.

Los conocimientos que se tienen hasta el momento sobre el comportamiento sísmico de presas de hardfill provienen esencialmente de la observación del comportamiento de modelos en 2D e investigaciones analíticas.

Un caso bien documentado es el de la presa Cindere que fue la primera presa de hardfill construida en Turquía con una altura de 107 m desde el nivel de cimentación y con taludes simétricos de 0.7H: 1.0V en ambas caras aguas arriba y aguas abajo, el ancho de la corona es de 10m y su longitud es de 281m, su construcción se inició en el 2002 en una zona altamente sísmica, donde se presentaron dos sismos importantes en los años de 1999 y 2000, por lo que se consideraron eventos sísmicos de los últimos 110 años, las fallas geológicas en el área del proyecto y se correlacionaron con los últimos

registros sísmicos. Se determinó la aceleración máxima del terreno con un valor de 0.4 g para el SBO con un periodo de retorno de 2000 años y una probabilidad máxima de excedencia del 5% en 100 años, y 0.6 g para el SMC con un periodo de retorno de 10 000 años y una probabilidad de excedencia del 1% en 100 años. (Gürdil & Batmaz, 2003).

Los resultados de estas pruebas en modelos se usan para reproducir los efectos significativos de la gravedad en el comportamiento de los materiales y deben interpretarse con cautela ya que solo son de tipo cualitativo.

2.1.1. MODELACIÓN DINÁMICA

Los análisis dinámicos consideran el proceso constructivo del cuerpo de la presa hasta el llenado del embalse, se emplearon como propiedades dinámicas los mismos valores de la presa Cindere, manteniendo los mismos valores de cohesión y resistencia a la tensión para que su comportamiento fuera elástico.

En estos análisis se consideraron tres tipos de roca de cimentación, para el modelo se consideró a la roca de cimentación como rígida y las fronteras se asumen fijas, el plinto se consideró fijo a la ladera. El modelo está dividido en Elástico (roca de cimentación y cara de concreto) y Morh Coulomb (estructura de la presa) Figura 2.5

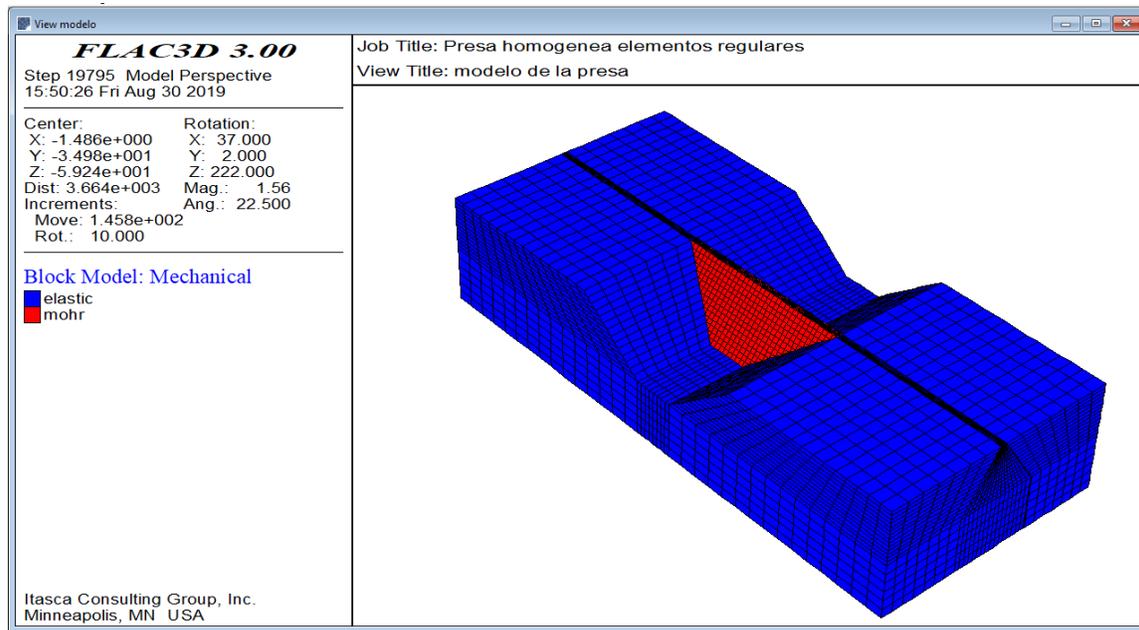


Figura 2.5 Modelo elástico y Morh Coulomb

2.1.2. APLICACIÓN AL MODELO

El modelo de la presa se empleó en estudios cualitativos utilizando señales periódicas compuestas por funciones senoidales Figura 2.6 a, b y c, esto se hizo para determinar la influencia de la variación temporal del contenido de frecuencias en la distribución del daño estructural del material, se observaron únicamente los resultados en términos de aceleraciones.

En todos estos casos se busca la tendencia a la falla en las diferentes situaciones, se determinan las zonas donde el material sufre mayor disminución del factor de seguridad. Cabe decir que en cada ventana de tiempo se aplica el método lineal equivalente para determinar la variación del factor de seguridad alcanzado en cada elemento.

Se utilizaron como excitación la función senoidal con una amplitud de 1 una duración de 0.5, 0.75 y 1 seg y una frecuencia de 2, 1.33 y 1 hz, esta señal de aplico en $x=1$ y en $y=0.5$ en estos análisis

Tabla 3.1 Datos de los casos de la excitación función senoidal

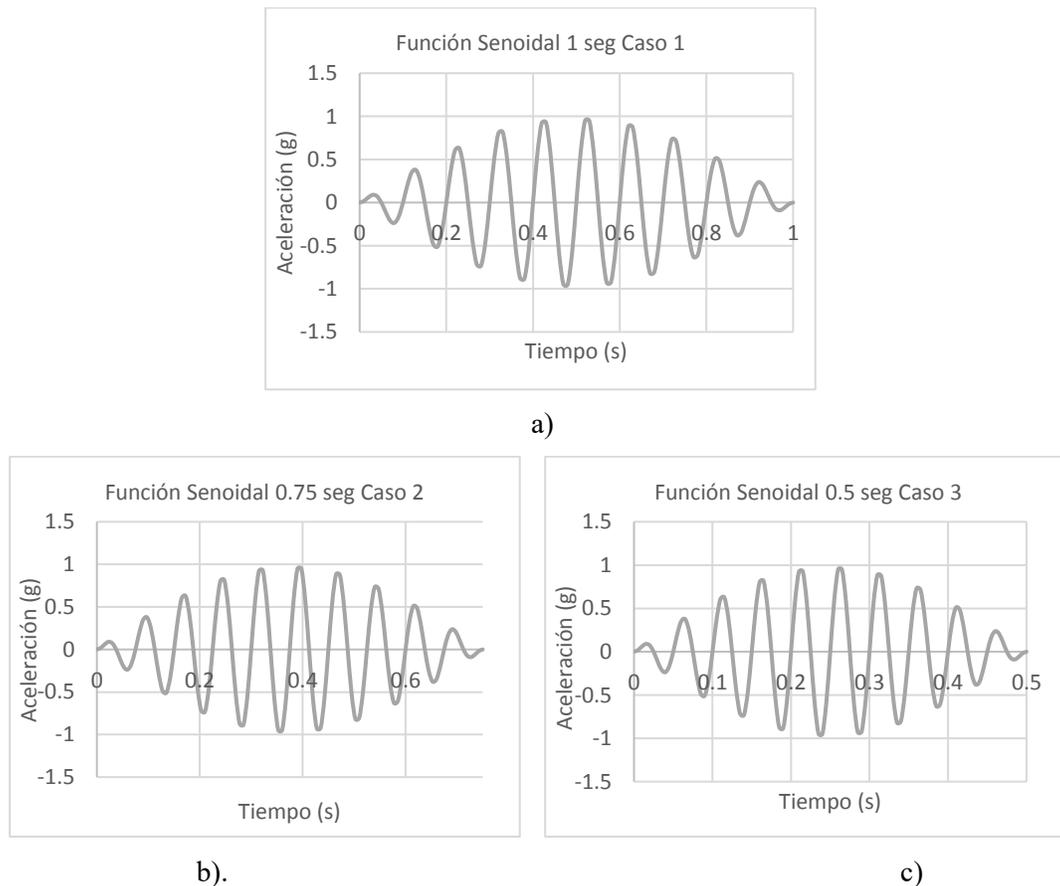


Figura 2.6 Función Senoidal tres casos de estudio a, b y c



Se consideró emplear como excitación las funciones de las Figuras 2.4 a, b, c con el fin de facilitar la interpretación de los resultados; además, aunque los modelos utilizados en estos análisis son homogéneos y simétricos, permiten evaluar los aspectos fundamentales del fenómeno que se está estudiando.

Los resultados que se obtienen considerando esta excitación, son solo indicativos de la influencia que tiene la acción sísmica en el diseño; las magnitudes y distribuciones de esfuerzos dependerán de las características del sismo de diseño, de la dirección en la que esté actuando, y si se considera que el ambiente sísmico es bidimensional (dos componentes horizontales ortogonales)

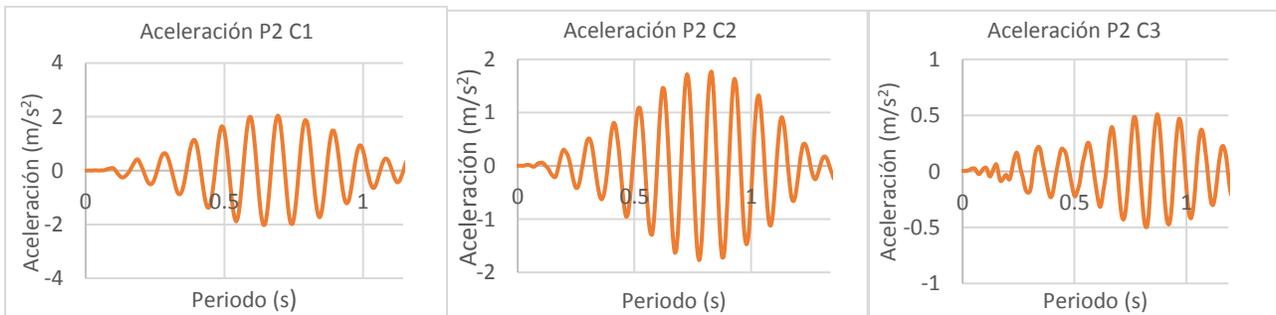
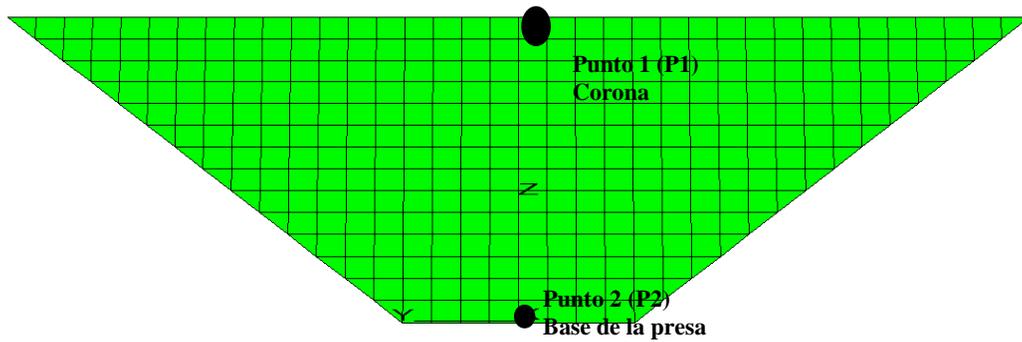
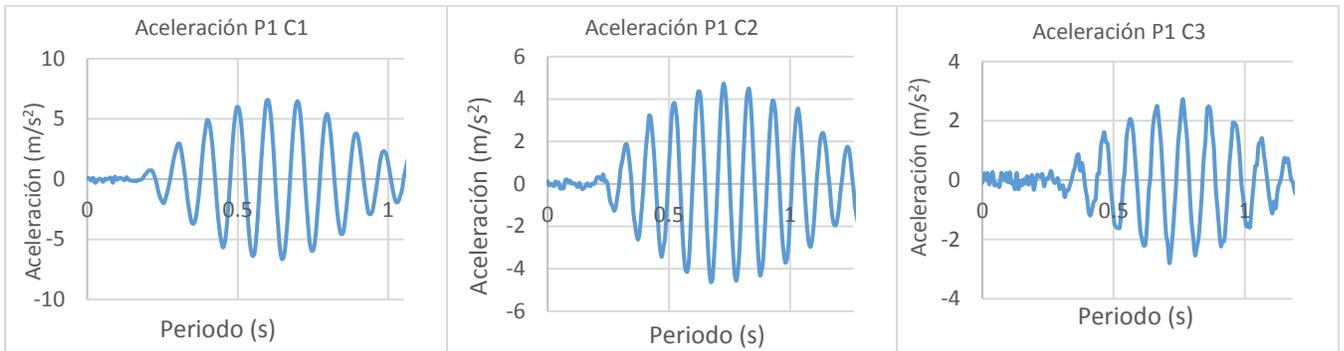
Tabla 2.3 Propiedades de cada caso

| Caso | Amplitud | Frecuencia (Hz) | Duración (s) | Cimentación |
|-------------|-----------------|------------------------|---------------------|--------------------|
| 1 | 1 | 1 | 1 | C1, C2, C3 |
| 2 | 1 | 1.33 | 0.75 | C1, C2, C3 |
| 3 | 1 | 2 | 0.5 | C1, C2, C3 |

Se presentan las historias de aceleraciones en la corona de la presa y entre la roca de cimentación y la presa.

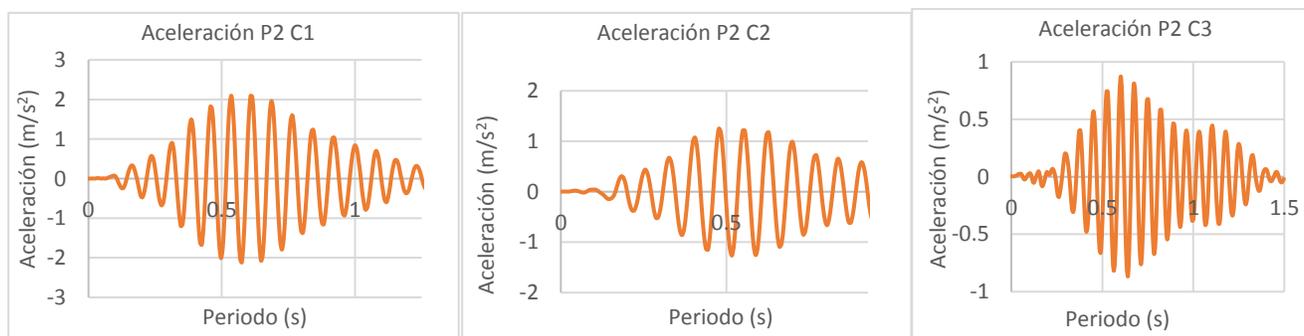
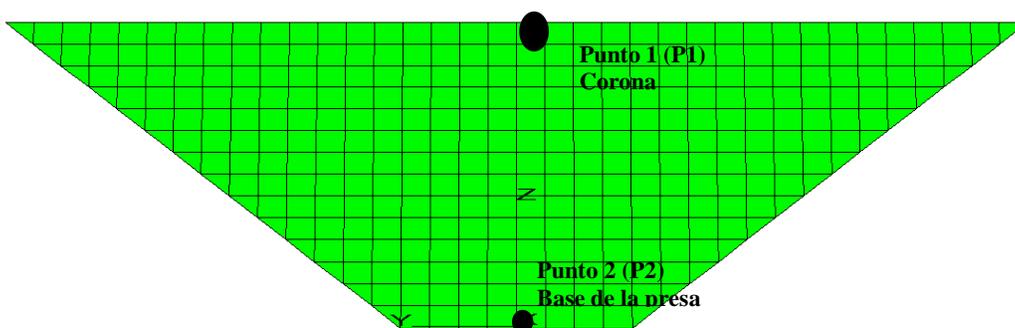
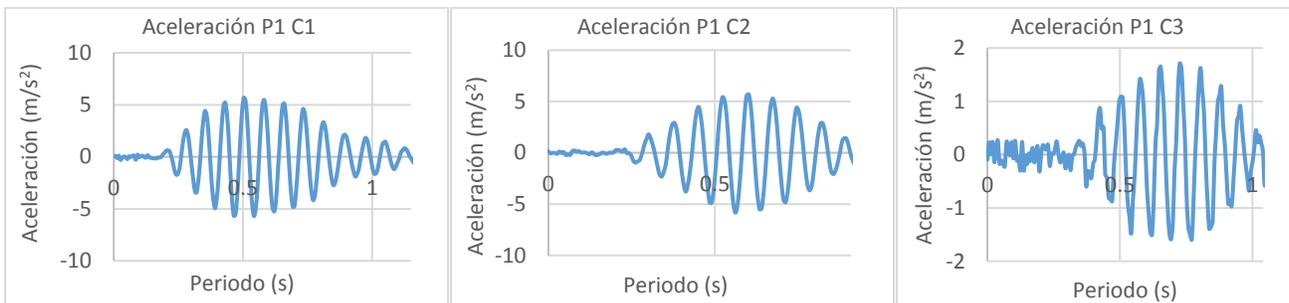


Para el Caso 1 frecuencia de 1Hz, duración de 1seg se tienen las siguientes aceleraciones





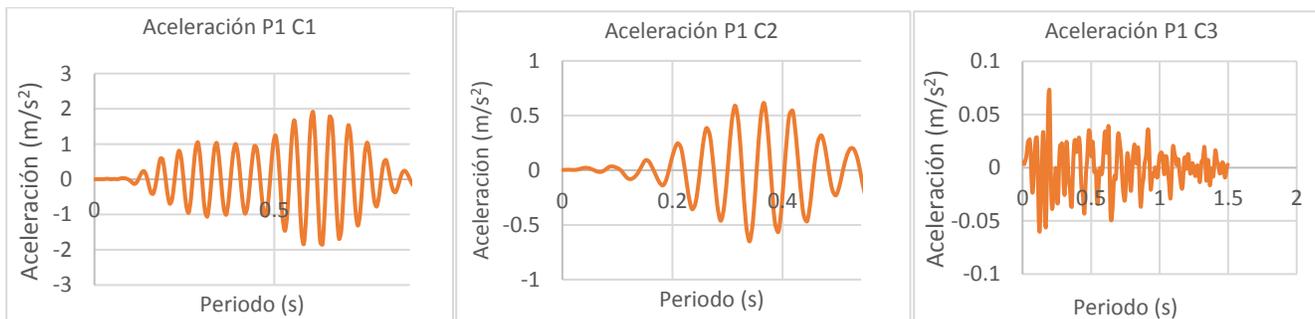
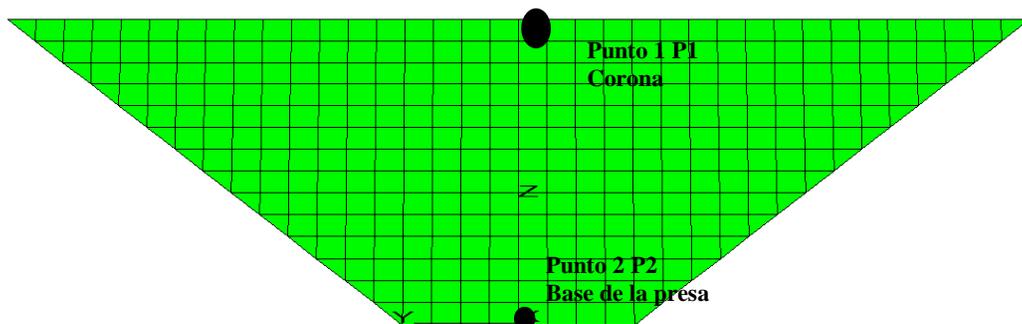
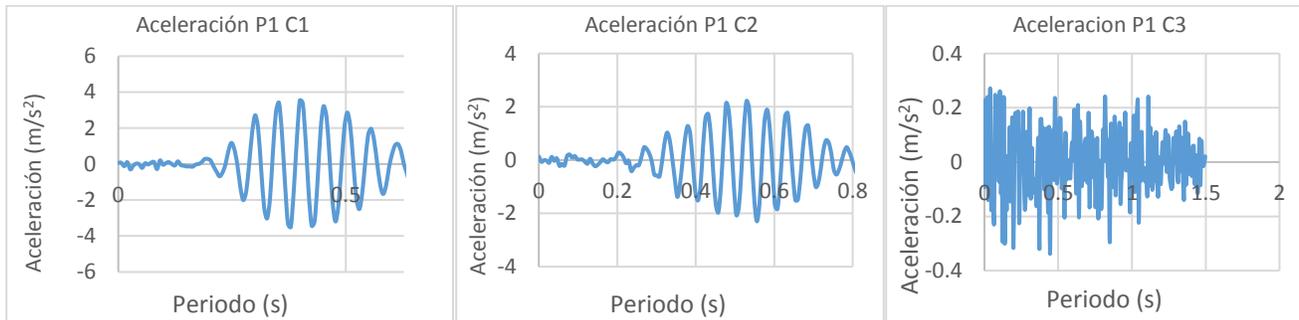
Para el Caso 2 frecuencia de 1.33Hz, duración de 0.75seg se tienen las siguientes aceleraciones





Respuesta sísmica

Para el Caso 3 frecuencia de 2Hz, duración de 0.5seg se tienen las siguientes aceleraciones



Estos resultados muestran que las aceleraciones aumentan significativamente de la base a la corona de la presa lo que resulta una amplificación importante. Esto se debe a la condición de resonancia y por considerarse también una respuesta sísmica elástica lineal. La mayor aceleración se alcanza en el centro de la corona.

2.2. ESTUDIO NUMÉRICO

Se realizó un estudio paramétrico con el fin de caracterizar el daño para una presa típica de hardfill (Figura 2.7) con una altura, H de 107 m. y con pendiente de 0.7:1.0 para tres tipos de suelo C1, C2 y C3 (Figura 2.8), se realizó para varios escenarios sísmicos que van de leve a extrema. Los sismos que se consideraron son normales y de subducción que son un total de seis sismos registrados durante estos eventos, exhiben diferentes amplitudes espectrales de aceleración, contenido de frecuencia, duración significativa y ambiente tectónico sismo. Las historias de tiempo se escalaron a cinco niveles de intensidad de PGA (es decir, 0.15, 0.30, 0.45, 0.60 y 0.75 g) con el fin de calcular con un análisis dinámico la respuesta del sistema de presa-suelo a una creciente excitación sísmica. Por lo tanto, se analizaron seis diferentes sismos para tres tipos de roca de cimentación, en la Tabla 2.5 se muestran las propiedades de la roca. En la Figura 2.8 se muestra la geometría de la presa en estudio.

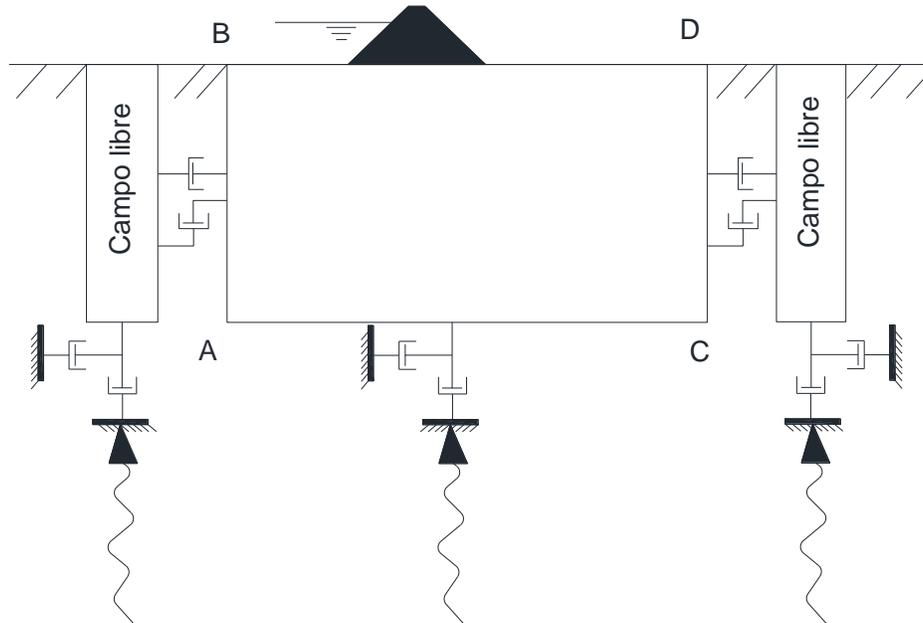


Figura 2.7 Definición del Problema

Tabla 2.4 Propiedades de la roca Greywake

| Propiedades | Unidades | Caso 1 | Caso 2 | Caso 3 |
|---------------------------|-------------------|----------|---------|---------|
| Módulo de elasticidad | MPa | 15474.71 | 9806.64 | 4903.32 |
| G | MPa | 6670.14 | 4227.0 | 2113.5 |
| V _s | | 1600 | 1280.2 | 905.24 |
| Peso volumétrico γ | kN/m ³ | 25.7 | 25.7 | 25.7 |
| Relación de poisson ν | | 0.16 | 0.16 | 0.16 |

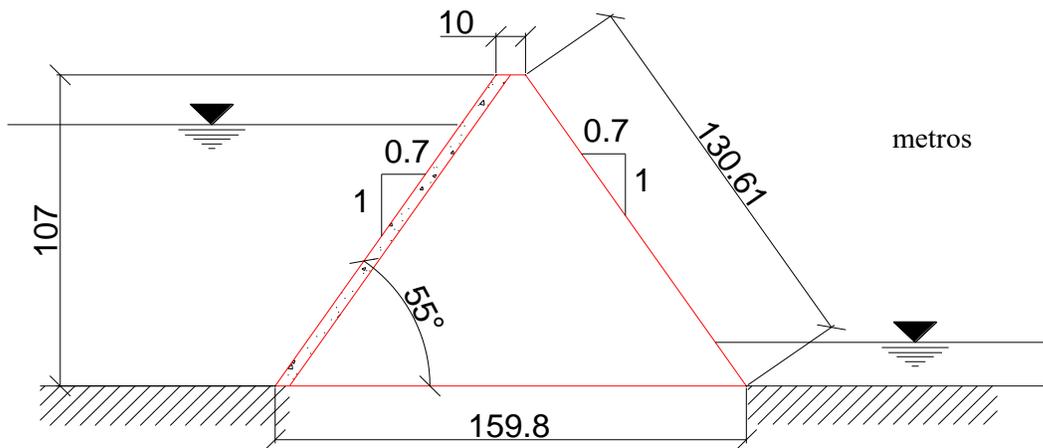


Figura 2.8 Corte transversal de la presa

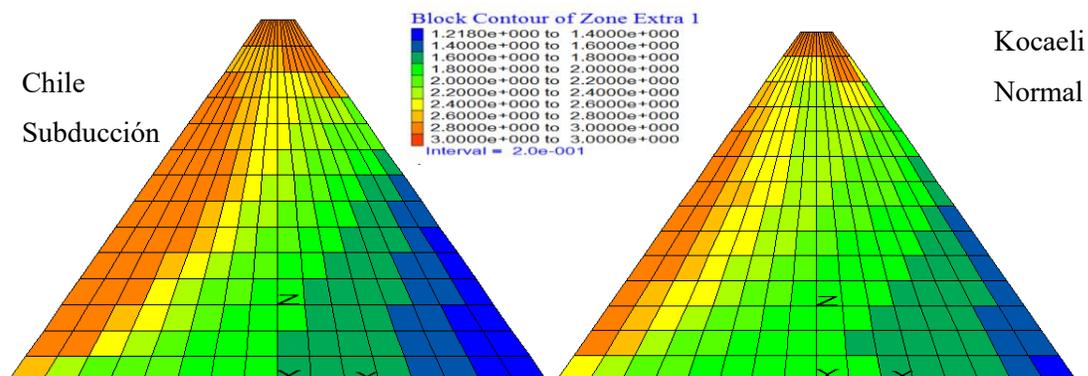
2.2.1. PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO

Sólo las propiedades elásticas se consideraron en el análisis teniendo en cuenta que el diseño de la presa hardfill este dentro de su rango elástico para evitar el agrietamiento y la roca de cimentación también sea elástica.

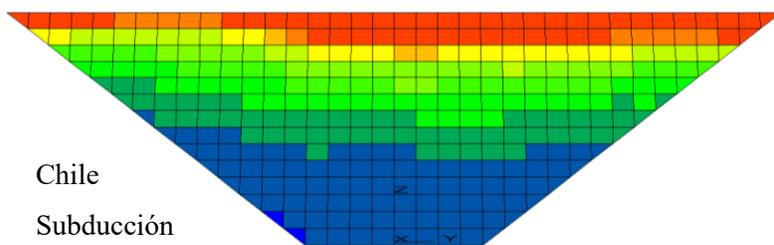
2.2.2. FACTOR DE SEGURIDAD

Se revisó el factor de seguridad para cada sismo con el fin de determinar el área más desfavorable en el cuerpo de la presa, en estos dos casos se presenta el análisis del sismo de Chile (subducción) y el de Kocaeli (normal) con el fin de ver que las zonas con menor FS son casi las mismas para ambos casos

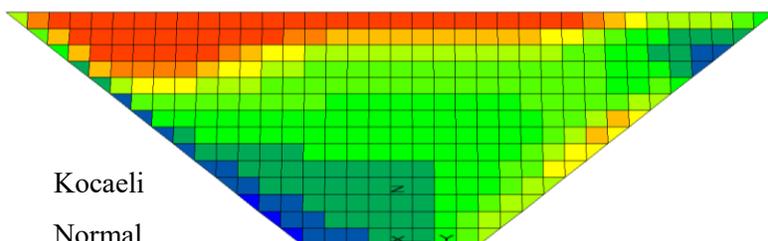
Suelo tipo C1 Sección transversal



Suelo tipo C1 Aguas abajo

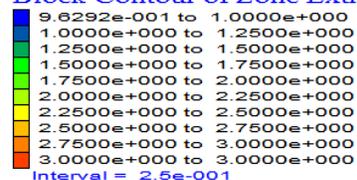


Chile
Subducción

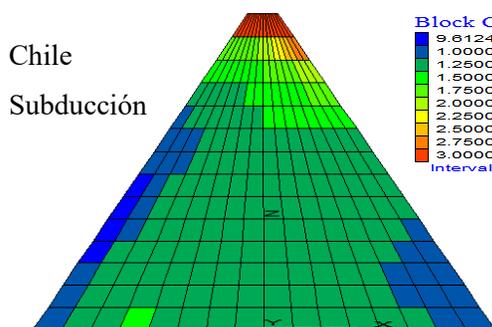


Kocaeli
Normal

Block Contour of Zone Extra 1

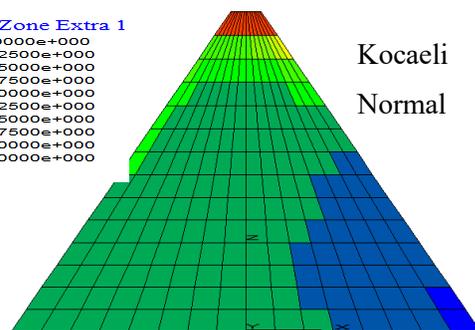
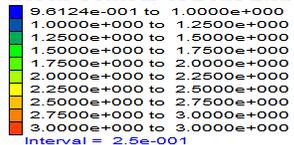


Suelo tipo C2 Sección transversal



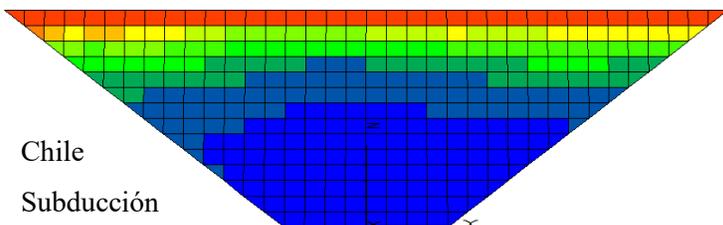
Chile
Subducción

Block Contour of Zone Extra 1



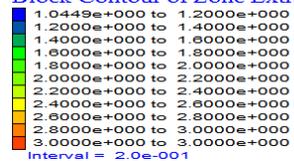
Kocaeli
Normal

Suelo tipo C2 Aguas abajo



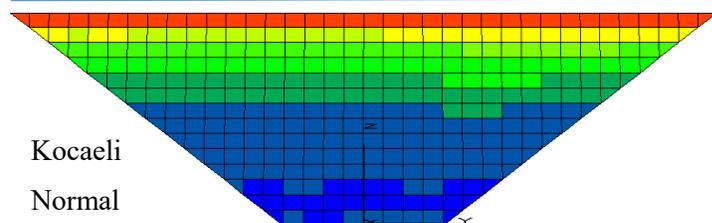
Chile
Subducción

Block Contour of Zone Extra 1

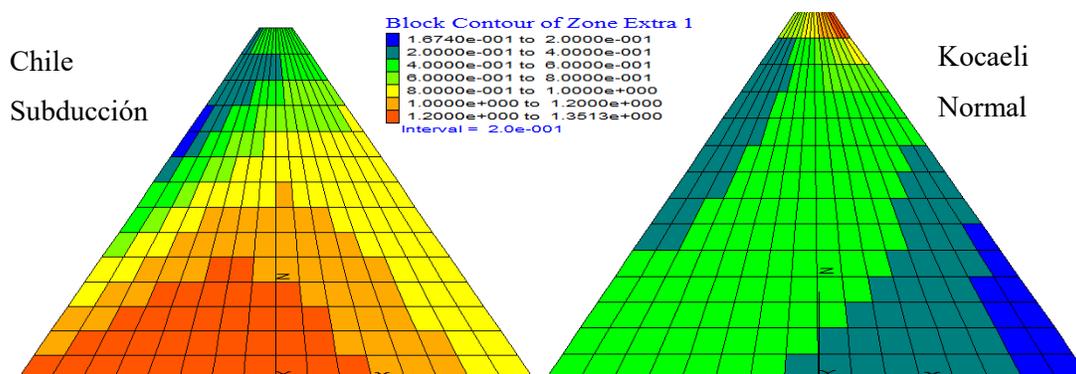




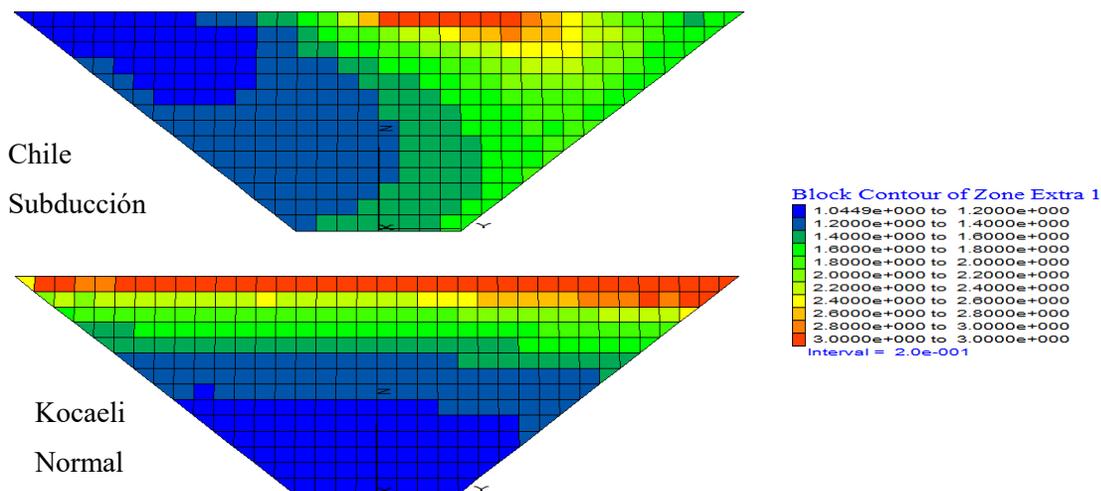
Respuesta sísmica



Suelo tipo C3 Sección transversal



Suelo tipo C3 Aguas abajo



CONCLUSIONES

Los conocimientos que se tienen hasta ahora sobre el comportamiento sísmico de presas de hardfill provienen esencialmente de la observación del comportamiento de modelos numéricos 2D e



investigaciones analíticas. Por lo tanto, es necesario evaluar la respuesta sísmica 3D de este tipo de presas.

En este capítulo se desarrolló un modelo tridimensional de diferencias finitas considerando que la presa y la roca de cimentación se comportan elásticamente y que el comportamiento del cuerpo de la presa es elasto-plástico. En el modelo, las presiones hidrodinámicas se consideraron como masas agregadas que actúan sobre la cara de concreto.

Las propiedades mecánicas del harfill se asigaron en el modelo teniendo como referencia los valores considerados para la presa Cindere, la presa más alta construida con este tipo de material. Asimismo, con base en la revisión bibliográfica, se consideró conveniente establecer tres tipos de roca de cimentación y utilizar seis sismos con características distintas de los cuales tres son de tipo normal y tres de subducción.

En el modelo numérico se emplearon señales periódicas compuestas por funciones senoidales para determinar la influencia de la variación temporal del contenido de frecuencias en la distribución del daño estructural del cuerpo de la presa. El análisis de los resultados del modelo numérico se realizó únicamente en términos de las aceleraciones.

Los resultados de la modelación mostraron que las aceleraciones aumentan significativamente de la base a la corona de la presa, lo que indica una amplificación considerable. Esto se debe a la condición de resonancia y a la respuesta sísmica elástica lineal. La mayor aceleración se alcanza en el centro de la corona. El tipo de roca C3 (roca sana) presenta menores aceleraciones debido a la mayor resistencia del material, pero es necesario que en la práctica se revisen los estados límites correspondientes para evitar consecuencias indeseables debido al efecto combinado de rigidez y resonancia. Por ejemplo, el agrietamiento al centro de la presa que es donde se concentran las aceleraciones máximas.

Se realizó además un estudio paramétrico con el fin de caracterizar el daño en una presa típica de hardfill en el que se consideraron las intensidades sísmicas y el procedimiento constructivo de la presa. Se obtuvieron los factores de seguridad locales para poder observar el área afectada por el sismo. Con base en estos estudios, se concluyó que la unión con el valle, la cara aguas abajo en la zona baja y la unión con el talud del valle son las zonas más vulnerables de la presa. Por lo tanto, es recomendable atender estas zonas vulnerables en la etapa de diseño de la presa.

Es importante mencionar que en el modelo se utilizaron únicamente elementos sólidos; es decir, sin considerar alguna interfaz en los contactos entre laderas y el cuerpo de la presa, y el cuerpo de la presa y la cara de concreto. El estado de esfuerzos bajo estas condiciones podría ser distinto si se utilizaran interfaces. Por lo tanto, es recomendable que en estudios subsecuentes de fragilidad se evalúe este efecto.



CAPITULO 3.

3. FRAGILIDAD ESTRUCTURAL

La evaluación de la seguridad de las presas ha capturado la atención de los especialistas debido a la ocurrencia de los sismos recientes. Algunos autores señalan que en ciertos casos el riesgo sísmico es de hecho superior al riesgo asociado a la ocurrencia de avenidas extraordinarias (Blázquez 2004).

El riesgo sísmico se refiere al costo de las posibles consecuencias sociales y económicas provocadas por un terremoto. En la evaluación del riesgo sísmico se toma en cuenta la posibilidad de que ocurra un cierto nivel de daño en la estructura y las pérdidas asociadas a las consecuencias.

La vulnerabilidad sísmica es la predisposición intrínseca de una determinada estructura a sufrir un cierto nivel de daño ante la ocurrencia de un sismo (Romeu, et al., 2011). Un análisis de vulnerabilidad permite identificar y reducir las consecuencias físicas que se podrían presentar por la ocurrencia de un evento sísmico. Para el estudio de la vulnerabilidad se pueden utilizar índices de vulnerabilidad, matrices de daño y curvas de fragilidad, entre otros indicadores. En esta tesis la vulnerabilidad sísmica se evalúa a partir de la construcción de curvas de fragilidad.

Las curvas de fragilidad relacionan la intensidad sísmica con la probabilidad de alcanzar o exceder un nivel de daño (por ejemplo, menor, moderado, extenso, colapso) para los elementos en riesgo. El nivel de movimiento puede ser cuantificado usando diferentes parámetros de intensidad sísmica, incluyendo la: aceleración máxima del terreno / velocidad / desplazamiento, aceleración espectral, velocidad espectral o desplazamiento espectral. En este trabajo se utiliza la aceleración máxima del terreno como medida de intensidad sísmica.

Las curvas de fragilidad se pueden construir a partir de observaciones de campo, métodos experimentales, opinión de los expertos y métodos analíticos o numéricos. En este trabajo se utiliza un enfoque numérico para construir curvas de fragilidad. Específicamente, se utiliza el método propuesto por el manual Hazus (FEMA, 1999) y por Ptilakis (Ptilakis, et al., 2014), por ser los más utilizados en el análisis sísmico de problemas geotécnicos (Ptilakis, et al., 2014; Mayoral, et al., 2016; Mayoral & Kaynia , 2011; Argyroudis & Kaynia , 2015).



3.1. PROBABILIDAD DE FALLA

Sea $\{\mathbf{x} \in \mathfrak{F}\}$ un evento tal que \mathbf{x} represente un vector de estado que contiene variables aleatorias básicas de diseño y \mathfrak{F} una región de falla. La probabilidad de que \mathbf{x} se encuentre en \mathfrak{F} será entonces la probabilidad de falla P_f , formalmente:

$$P_f = P[\mathbf{x} \in \mathfrak{F}] = \int_{\mathfrak{F}} f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (3.1)$$

Donde $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ es la densidad de probabilidad conjunta de las variables básicas de diseño.

3.2. CURVA DE FRAGILIDAD

La probabilidad de falla condicionada a un valor dado de la intensidad sísmica es la fragilidad, formalmente:

$$F_H(h) = P[\mathbf{x} \in \mathfrak{F} | H = IM] = \int_{\mathfrak{F}|IM} f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (3.2)$$

Donde IM es un valor dado de la intensidad sísmica.

La ec. (3.2) muestra que la región de falla depende de la intensidad sísmica. Conforme aumenta la intensidad sísmica aumenta la probabilidad de falla se aproxima a la unidad. A la relación funcional entre IM y P_f se le denomina curva de fragilidad y se puede interpretar como la función de distribución acumulativa de la capacidad de la estructura para soportar un cierto nivel de daño dado un valor dado de la intensidad sísmica.

3.3. CURVA DE FRAGILIDAD LOGNORMAL

El tipo de curva de fragilidad dependerá del tipo de variables aleatorias del vector de estado y de la no linealidad de la región de falla.

Por simplicidad, en el presente trabajo se adopta una distribución de probabilidad lognormal para expresar la curva de fragilidad. Formalmente:

$$P_f(ds \geq ds_i | IM) = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{tot}} * \ln\left(\frac{IM}{IM_{mi}}\right)\right] \quad (3.3)$$



Donde $P_f(\cdot)$ denota la probabilidad de exceder un estado de daño particular, ds , para un nivel de intensidad sísmica dado por la medida de intensidad sísmica, IM (aceleración máxima del terreno, PGA), Φ es la función de probabilidad acumulativa estándar, IM_{mi} es el valor umbral medio de la medida de intensidad sísmica IM requerida para causar el estado de daño, i_{th} y β_{tot} es la desviación estándar total. Por lo tanto, el desarrollo de las curvas de fragilidad de acuerdo con la ecuación 3.3 requiere la definición de dos parámetros, IM_{mi} y β_{tot} (Pitilakis, et al., 2014).

3.4. ANÁLISIS DE FRAGILIDAD DE UNA PRESA TÍPICA DE HARFILL

En el presente análisis de fragilidad, la respuesta del sistema roca de cimentación-presa hardfill es calculado a través de una serie de análisis dinámicos no lineales en 3D para un creciente nivel de intensidad sísmica utilizando el software FLAC^{3D}. La geometría, las propiedades de los materiales y los detalles de la estructura son parámetros que describen la tipología de la presa hardfill y su capacidad para resistir las cargas sísmicas. Las cargas sísmicas se definen en función del suelo circundante, el medio ambiente sísmico y la interacción presa-roca.

La selección del sismo de entrada es esencial en el análisis de la respuesta sísmica de la roca-presa hardfill. Diferentes aceleraciones en el suelo fueron seleccionadas en términos de amplitud, frecuencia y duración. El daño se cuantifica con base al excedente de la capacidad de la presa expresada en términos del índice de capacidad tensional máxima y las fuerzas normales actuantes. A su vez, el daño está relacionado con la aceleración máxima del terreno PGA_{rock} en la roca o en el suelo firme superficial. Finalmente, las curvas de fragilidad se derivan para los diferentes estados de daño. Las curvas de fragilidad construidas en la presente tesis intentan llenar parcialmente el vacío que existe en la práctica por la carencia de datos necesarios para realizar una evaluación del análisis de riesgo de las presas hardfill.

La derivación de las curvas de fragilidad apropiadas para cualquier tipo de construcción depende enteramente de la creación de una taxonomía razonable que sea capaz de clasificar los diferentes tipos de construcciones e infraestructuras en cualquier sistema expuesto al riesgo sísmico.

El propósito de un sistema de clasificación es agrupar las construcciones con características de daño o de pérdida similares en un conjunto de clases de construcción predefinidas. Las curvas que se generaron son propias de presas de hardfill si se requiere usarse o compararse con otras es necesario que sean con características semejantes o de la misma taxonomía.



3.4.1. CONSTRUCCIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD

El procedimiento para desarrollar curvas de fragilidad derivada numéricamente es descrito a continuación:

1. Primero definimos la tipología y los parámetros mecánicos del hardfill y la roca de cimentación junto con las propiedades del material de la cara de concreto.
2. En segundo lugar, se indican los estados de daño, d_s , y se realiza el análisis dinámico de la roca de cimentación de la presa- hardfill, considerando un entorno sísmico tridimensional.
3. Tercero, la evolución del daño se obtiene para cada medida de intensidad, MI, definiendo el valor del umbral promedio de MI para cada, d_s y se obtienen los valores de β para cada estado de daño y cimentación.
4. Finalmente, las curvas de fragilidad se derivan para cuatro estados de daño (es decir, menor, moderado, extenso y completo). Estas curvas consideran la incertidumbre en la demanda sísmica, la capacidad de cada elemento y la definición del índice de daño y estados de daño.

La respuesta del sistema cuenca-roca cemento-presa se calcula a través de una serie de análisis dinámicos de diferencias finitas en 3D para un nivel creciente de intensidad sísmica utilizando el software FLAC^{3D} (Itasca). La geometría, las propiedades del material y los detalles de la estructura.

La geometría, las propiedades del material y los detalles de la estructura son parámetros que describen la tipología de la presa de hardfill y su capacidad para soportar cargas sísmicas. Las cargas sísmicas son función del entorno sísmico y de la interacción cuenca-roca base-presa. Se consideraron tres tipos de cimientos de roca en el estudio numérico, para evaluar el efecto de diferentes parámetros de deformabilidad sobre la vulnerabilidad de una presa de hardfill. Se seleccionaron varios movimientos de tierra en términos de amplitud, contenido de frecuencia y duración. El daño se cuantificó en términos del esfuerzo cortante que actúa sobre la presa bajo carga estática y sísmica, normalizado por la resistencia al corte (capacidad de tensión) en la presa.

El procedimiento para la derivación del análisis de las curvas de fragilidad se describe en la Figura 3.1.

En la Tabla 3.2 se muestran los sismos considerados en los análisis, que serán aplicados para determinar el efecto de las condiciones de la roca en la respuesta de la presa hardfill.

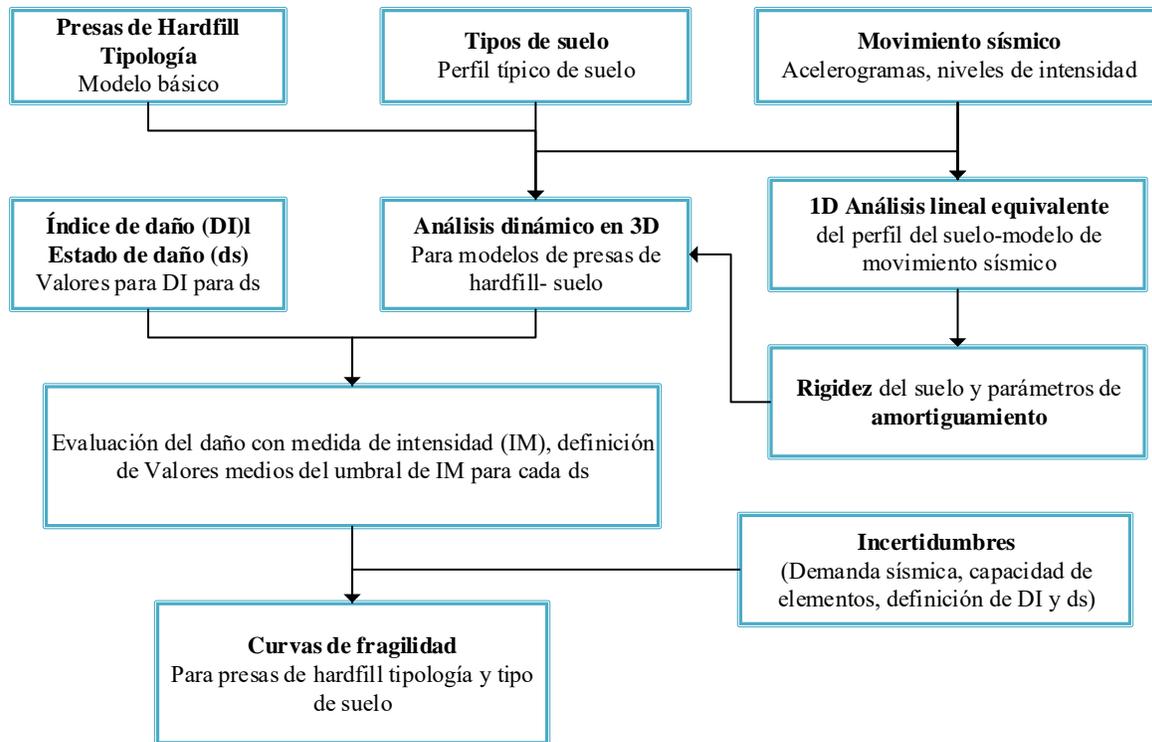


Figura 3.1 Procedimiento para derivar curvas de fragilidad numéricos para presas de hardfill

3.4.1.1. TRATAMIENTO DE LAS INCERTIDUMBRES

En general, la incertidumbre de los parámetros de fragilidad se estima a través de la desviación estándar, β_{tot} , que describe la variabilidad total asociada con cada curva de fragilidad. Tres fuentes principales de incertidumbre se consideran generalmente (FEMA, et al., 2003), a saber, la definición de los estados de daño, β_{DS} , la respuesta y la resistencia (capacidad) del elemento, β_C y el movimiento de entrada del terremoto (demanda), β_D . La variabilidad total es modelada por la combinación de los tres contribuyentes, suponiendo que son estocásticamente independientes y distribuidas lognormalmente variables aleatorias usando la ecuación (3.4):

$$\beta_{tot} = \sqrt{\beta_{DS}^2 + \beta_C^2 + \beta_D^2} \tag{3.4}$$



Tabla 3.1 Sismos considerados en los análisis

| Sismo | Nombre del Sismo | Año | Magnitud del momento, M_w | Distancia del epicentro, R (km) | PGA (g) | Duración (s) |
|------------|--------------------------------------|------|-----------------------------|-----------------------------------|---------|--------------|
| Normal | Montenegro | 1979 | 6.9 | 21 | 1.774 | 47.9 |
| | Kocaeli (Gebze, Turkia) | 1999 | 7.4 | 42 | 0.218 | 32 |
| | Umbria Marche (Gubbio-Piana, Italia) | 1998 | 4.8 | 18 | 0.235 | 40 |
| Subducción | Maule (Concepción San Pedro, Chile) | 2010 | 8.8 | 109.1 | 0.605 | 120 |
| | Honshu (Haga, Japón) | 2011 | 9 | 282.8 | 0.814 | 300 |
| | Michoacán (Tacubaya, México) | 1985 | 8.1 | 395.6 | 0.032 | 170 |

3.5. CUANTIFICACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑO Y DEL ESTADO DE DAÑO

El daño esperado depende de su capacidad y de su fragilidad. Existen diferentes formas para cuantificar el daño en una estructura sometida a un evento sísmico; con el fin de proponer un criterio de daños orientado a la práctica para la presa hardfill, y considerando que actualmente hay una falta de información pertinente sobre este tema, para la investigación presentada se estableció el índice de daño (DI) basado entre los esfuerzos de capacidad (τ_{cap}) y los esfuerzos actuantes (τ_{act}) (Ec 3.5), considerando que el índice de daño es la inversa del factor de seguridad.

$$DI = \frac{\tau_{cap}}{\tau_{act}} \tag{3.5}$$

donde:

$$\tau_{cap} = c + \sigma_{oct} + \tan\phi \tag{3.6}$$

$$\sigma_{oct} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} \tag{3.7}$$

$$\tau_{act} = \frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}}{3} \tag{3.8}$$

El daño en la presa de hardfill se caracterizó en cuanto a la deformación presentada en el cuerpo de la presa, el índice de daño DI, se define como la relación entre el esfuerzo de capacidad (el momento máximo de tensión que actúa en cualquier dirección ortogonal), dividido por los esfuerzos cortantes octaédricos. La Figura 3.5 muestra la variación de DI con PGA_{rock} para los sismos considerados.

Los diferentes estados de daño que se consideraron, se refieren a daños nulo, mínimo, moderados, extenso y completo del cuerpo de la presa y que se describen en la Tabla 3.3.



Tabla 3.2 Definición de estados de daño para presas de hardfill

| Estados de daño (ds) | ds0 Nulo | ds1 Mínimo | ds2 Moderado | ds3 Extenso | ds4 Completo |
|--------------------------|---------------|----------------------|----------------------|---------------------|--------------|
| Rango del índice de daño | $DI \leq 0.5$ | $0.5 < DI \leq 0.65$ | $0.65 < DI \leq 0.8$ | $0.8 < DI \leq 1.3$ | $1.3 > DI$ |
| FS | 2 | 1.54 | 1.25 | 0.77 | 0.77 |

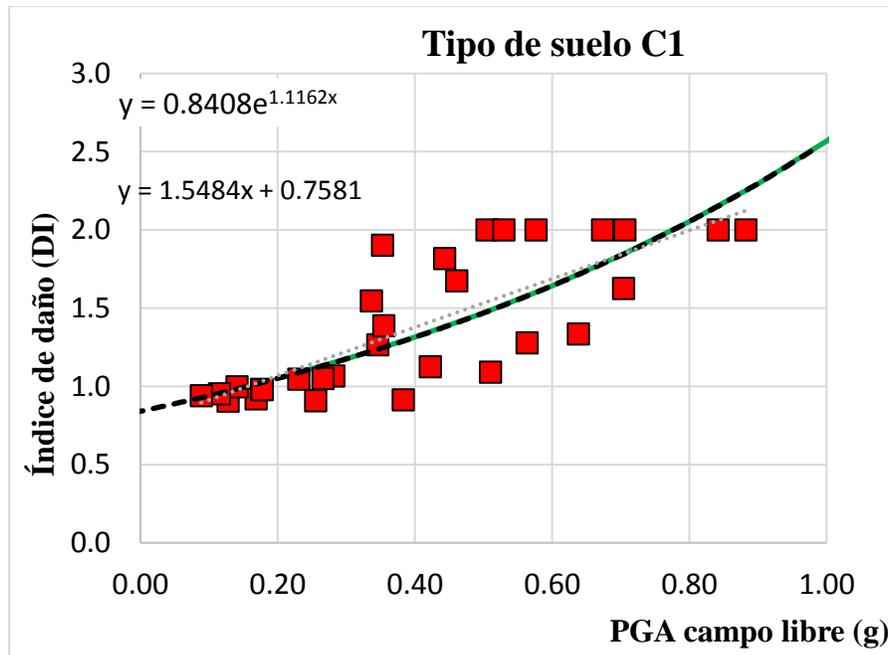


Figura 3.2 Índice de daño en el hardfill para suelo tipo C1

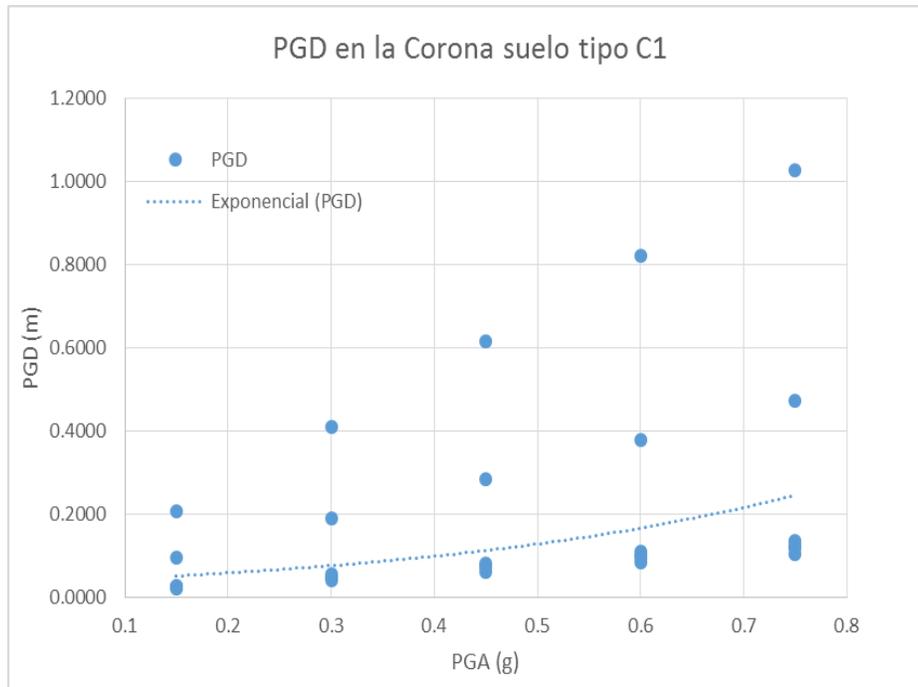


Figura 3.3 Deformación en la corona para suelo tipo C1

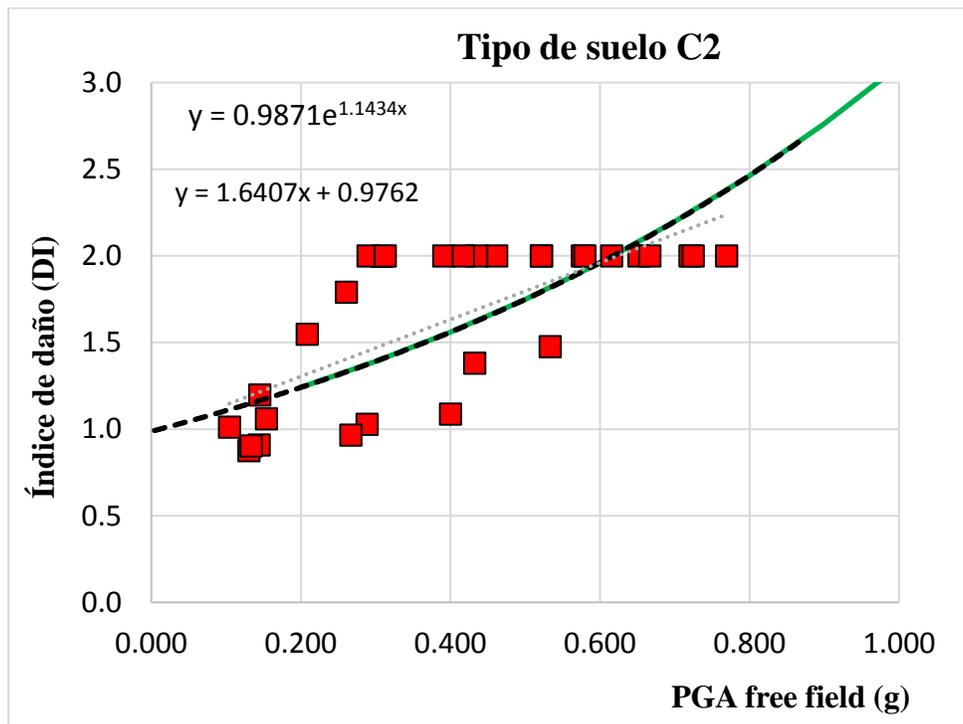


Figura 3.4 Índice de daño en el hardfill para suelo tipo C2

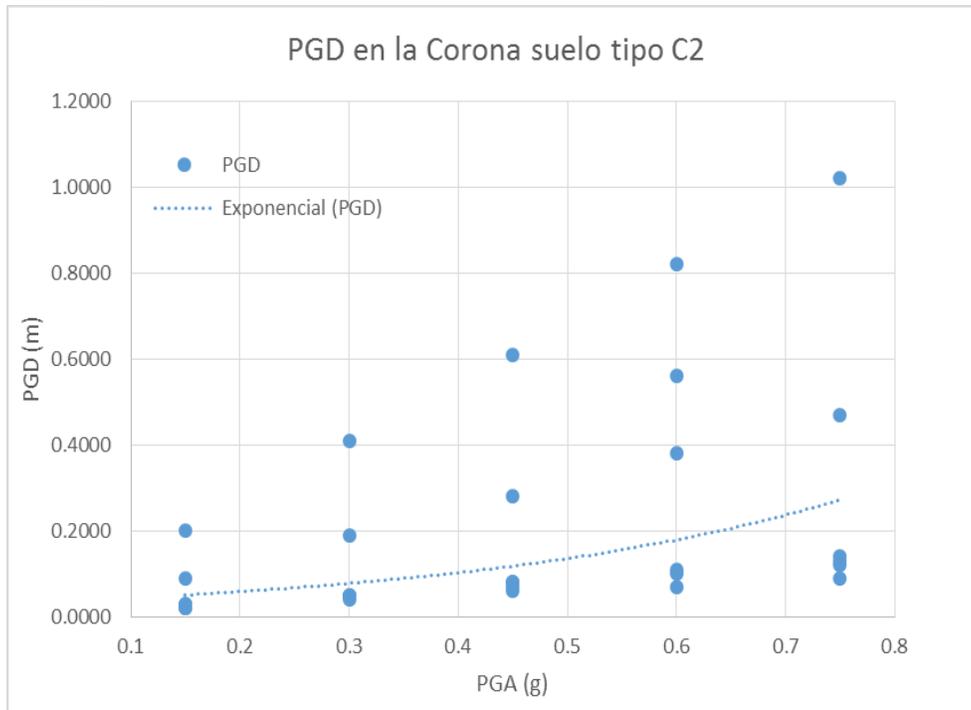


Figura 3.5 Deformación en la corona para suelo tipo C2

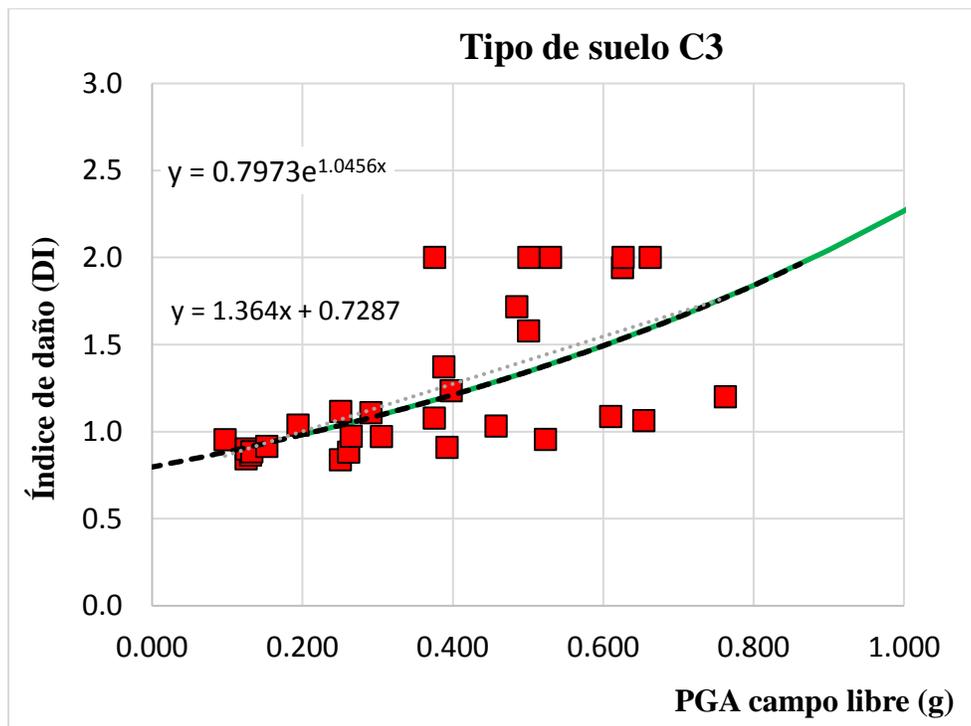


Figura 3.6 Índice de daño en el hardfill para suelo tipo C3

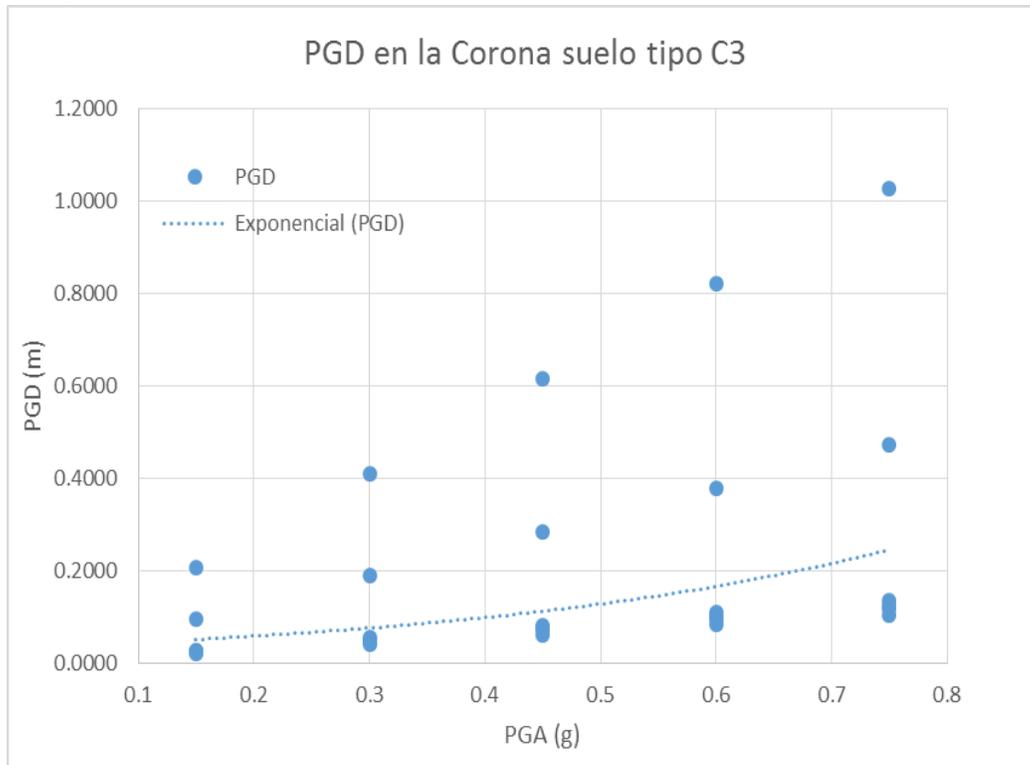


Figura 3.7 Deformación en la corona para suelo tipo C3

3.6. CONSTRUCCIÓN DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD

El nivel de daño es descrito por el índice de daño (DI) que expresa la superación de ciertos estados límites y las curvas de fragilidad se calcula con base a la evolución del índice de daños y el aumento de intensidad del sismo teniendo en cuenta las incertidumbres asociadas. Una desviación estándar logarítmica normal (β_{tot}) que describe la variabilidad total asociado con cada curva de fragilidad se calcula, considerando la incertidumbre en la definición de estados de daño (β_{ds}), la respuesta y la resistencia (capacidad) del elemento (β_C), y en el movimiento de entrada del sismo (demanda) (β_D). Debido a la falta de una estimación rigurosa, β_{ds} se establece igual a 0.7 siguiendo a HAZUS (NIBS, 2004) enfoque para terraplenes, β_C se considera igual a 0,7 en base a criterios de ingeniería, mientras que β_D se calcula sobre la base de la variabilidad en la respuesta hardfill (DI) que se han calculado para los diferentes movimientos de tierra. La incertidumbre total se estima como la raíz de la suma de los cuadrados de las dispersiones de los componentes. En la Tabla 3.4 se muestran estos valores y en la Figura 3.11 a la 3.16 se muestran las curvas de fragilidad para hardfill.



Tabla 3.3 Parámetros de curvas de fragilidad para presas de hardfill

| | C1 | | C2 | | C3 | |
|-----------------|---------------------------------------|---------------|---------------------------------------|---------------|---------------------------------------|---------------|
| | Limite medio PGA _{ff} (g) | β_{tot} | Limite medio PGA _{ff} (g) | β_{tot} | Limite medio PGA _{ff} (g) | β_{tot} |
| Mínimo | 0.43 | 0.59 | 1.90 | 0.56 | 0.43 | 0.57 |
| Moderado | 0.69 | 0.59 | 2.18 | 0.56 | 0.69 | 0.57 |
| Extenso | 1.10 | 0.59 | 2.61 | 0.56 | 1.10 | 0.57 |
| Completo | 1.33 | 0.59 | 2.86 | 0.56 | 1.33 | 0.57 |

La vulnerabilidad es menor para el tipo de cimentación C2 tanto para sismos de subducción y normales en comparación con los tipos C1 y C3 ya que presentan una tendencia mayor a 1 para valores menores de 0.5 de g.

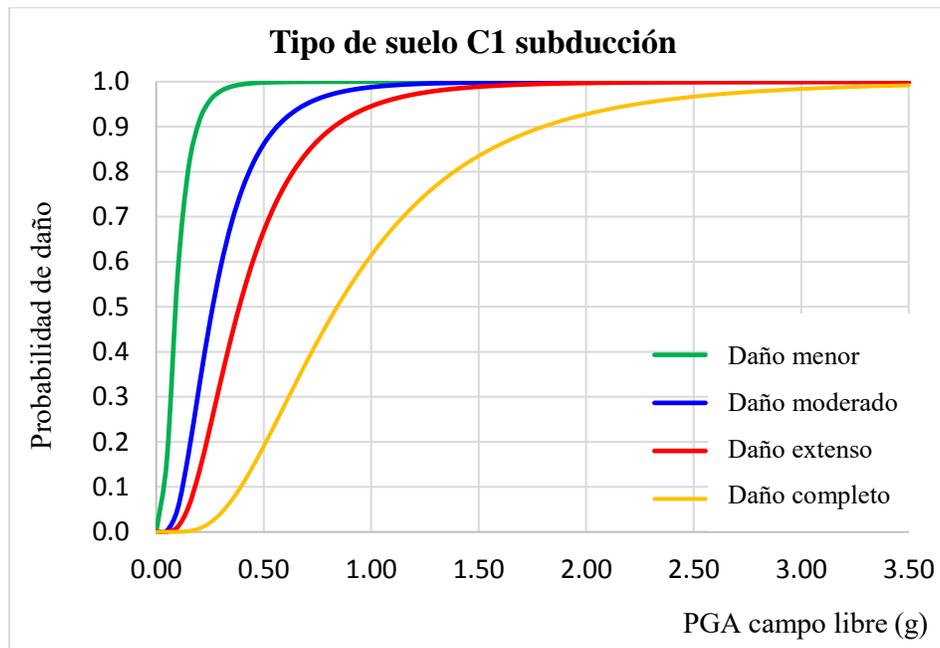


Figura 3.8 Curvas de fragilidad para presas de hardfill C1 subducción

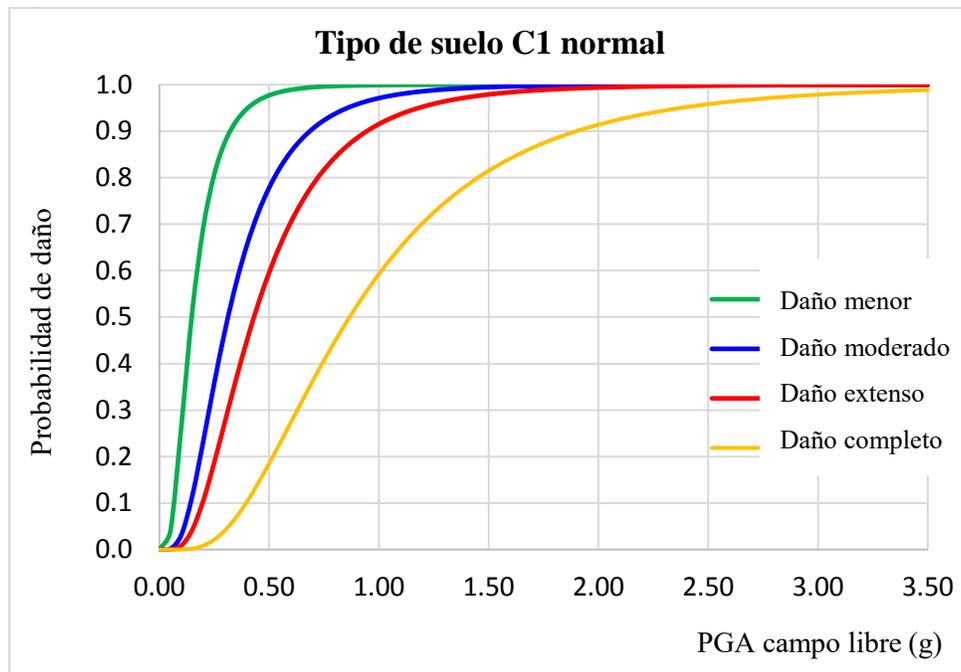


Figura 3.9 Curvas de fragilidad para presas de hardfill C1 normal

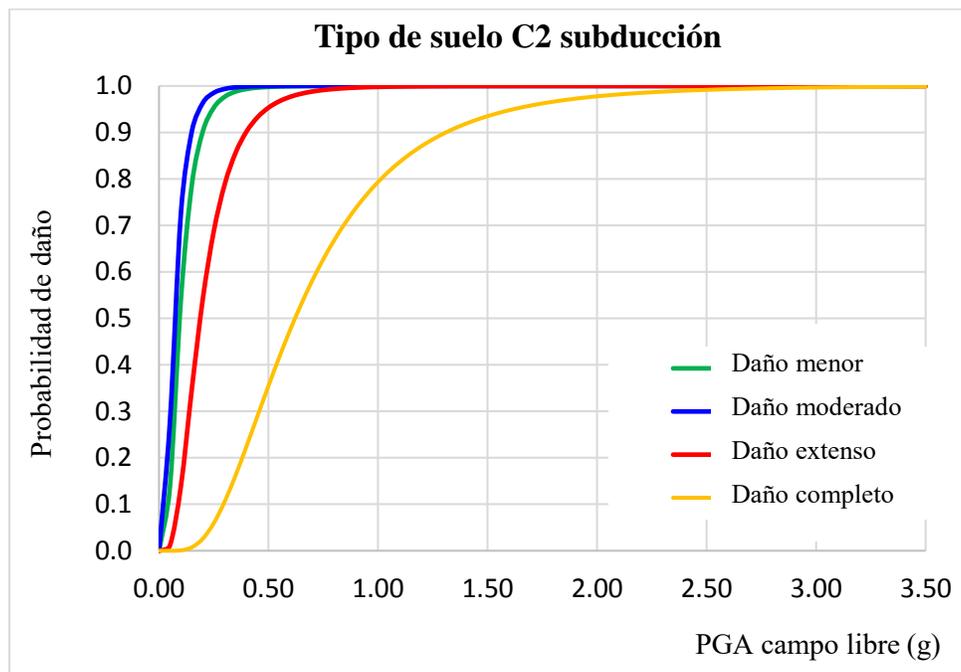


Figura 3.10 Curvas de fragilidad para presas de hardfill C2 subducción

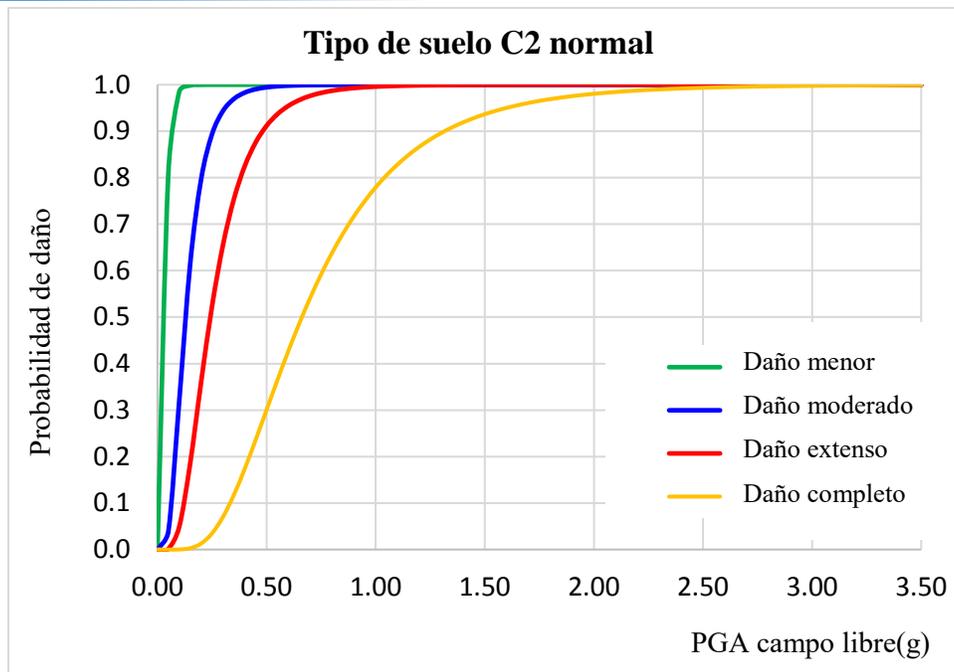


Figura 3.11 Curvas de fragilidad para presas de hardfill C2 normal

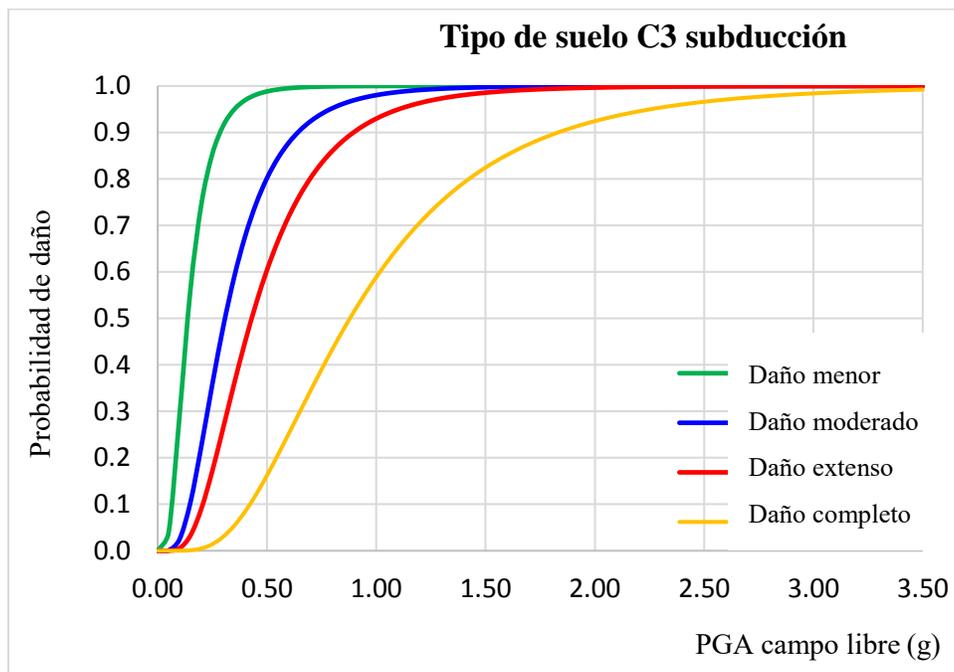


Figura 3.12 Curvas de fragilidad para presas de hardfill C3 subducción

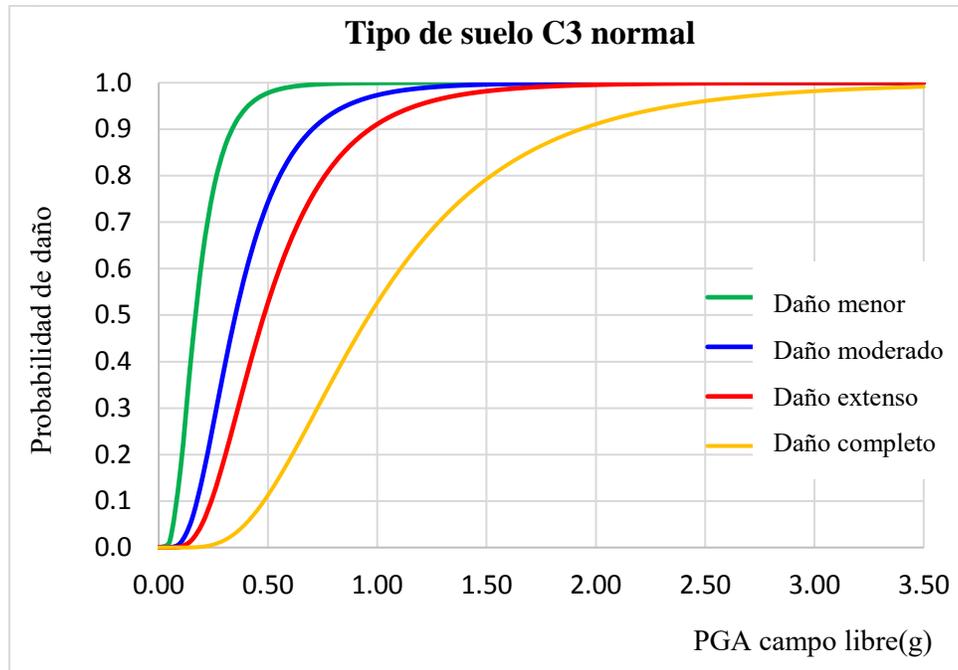


Figura 3.13 Curvas de fragilidad para presas de hardfill C3 normal

En las curvas de fragilidad se puede apreciar que es mayor la probabilidad de daño para sismos de tipo subducción esto debido a que tiene

3.7.EVALUACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE DAÑO

Se obtuvieron los espectros de peligro uniforme para cuatro periodos de retorno (i.e. 125, 250, 475 y 2475 años) de las curvas de peligro sísmico para eventos de falla normal y de subducción, como bien se sabe, los espectros de peligro uniforme, EPU, son una representación de la relación entre el periodo de vibración natural, T , y la aceleración espectral, S_a , para una probabilidad de excedencia dada asociada con un periodo de retorno, los espectros de peligro uniforme se muestran en la Figura 3.17 a y b para eventos normales y de subducción respectivamente, que se utilizaron para obtener la aceleración máxima del terreno (PGA). Entonces, con la PGA y las curvas de fragilidad derivadas numéricamente, se calculó la probabilidad de alcanzar o exceder los diferentes estados de daño (i.e. menor, moderado, extenso y completo), para cada tipo de roca de cimentación C1, C2 y C3, los resultados se muestran en la tabla 3.6. En general, las curvas de fragilidad derivadas numéricamente conducen a altos valores de probabilidad de daño. Esto parece ser demasiado conservador, por lo



Fragilidad estructural

tanto, se necesita investigar más sobre la definición de los estados de daño para garantizar resultados más realistas.

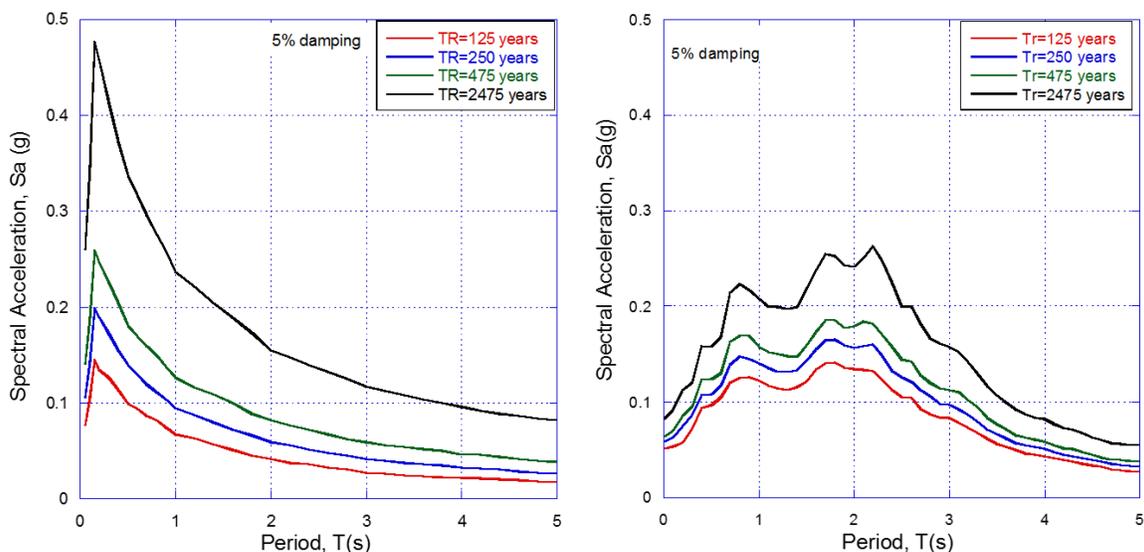


Figura 3.14 Espectro de peligro uniforme para $T_r=125, 250, 475$ y 2475 años (a) eventos normal y (b) subducción

Para obtener la probabilidad de falla de la presa con las curvas de fragilidad desarrolladas, se entró directamente con el PGA obtenido de los espectros de respuesta y se calculó la probabilidad para los diferentes estados de daño. Estas probabilidades se muestran en la Tabla 3.5.

Tabla 3.4 Probabilidad de falla para C1, C2 y C3

| Seismogenic Zona | Periodo de Retorno (años) | PGA_{roca} (g) | Probabilidad de falla (%) | | | | | | | | | | | |
|------------------|---------------------------|------------------|---------------------------|--------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|
| | | | C1 | | | | C2 | | | | C3 | | | |
| | | | Mi^1 | Mo^2 | E^3 | C^4 | Mi^1 | Mo^2 | E^3 | C^4 | Mi^1 | Mo^2 | E^3 | C^4 |
| Normal | 125 | 0.12 | 0.391 | 0.159 | 0.056 | 0.008 | 0.939 | 0.525 | 0.194 | 0.025 | 0.714 | 0.164 | 0.028 | 0.001 |
| | 250 | 0.16 | 0.583 | 0.304 | 0.136 | 0.028 | 0.980 | 0.719 | 0.365 | 0.074 | 0.857 | 0.317 | 0.080 | 0.006 |
| | 475 | 0.17 | 0.623 | 0.341 | 0.159 | 0.035 | 0.985 | 0.755 | 0.407 | 0.090 | 0.879 | 0.355 | 0.097 | 0.008 |
| | 2475 | 0.22 | 0.773 | 0.511 | 0.287 | 0.084 | 0.996 | 0.876 | 0.590 | 0.191 | 0.948 | 0.531 | 0.197 | 0.026 |
| Subducción | 125 | 0.11 | 0.335 | 0.126 | 0.041 | 0.005 | 0.918 | 0.462 | 0.154 | 0.017 | 0.660 | 0.129 | 0.020 | 0.001 |
| | 250 | 0.12 | 0.391 | 0.159 | 0.056 | 0.008 | 0.939 | 0.525 | 0.194 | 0.025 | 0.714 | 0.164 | 0.028 | 0.001 |
| | 475 | 0.14 | 0.493 | 0.230 | 0.092 | 0.016 | 0.966 | 0.633 | 0.279 | 0.045 | 0.798 | 0.239 | 0.051 | 0.003 |



¹Menor; ²Moderado; ³Extenso; ⁴Completo

CONCLUSIONES

La vulnerabilidad sísmica es un elemento del análisis de riesgo que considera el daño asociado a la intensidad del sismo experimentado por la estructura. En este capítulo nos enfocamos en la evaluación del daño físico y su cuantificación por medio del índice de daño o estados de daño.

Entre las técnicas para el cálculo de la vulnerabilidad se encuentran: las matrices de probabilidad de daño, funciones de vulnerabilidad y las curvas de fragilidad. Las curvas de fragilidad nos permiten estimar de manera directa los daños físicos esperados para los diferentes niveles de acción sísmica, proporcionan la probabilidad de exceder diferentes estados límite (tales como daños físicos o niveles de daño), están expresadas por medio de una función entre la intensidad sísmica y la probabilidad de que una estructura exceda un estado límite cuando es sometida a un sismo.

En este capítulo se introdujo el concepto de fragilidad y se establecieron los lineamientos generales que deben tenerse en cuenta durante la construcción de curvas de fragilidad. Se mostró que la fragilidad se relaciona con la intensidad sísmica y con un cierto nivel de daño. A la relación funcional entre la intensidad sísmica y la fragilidad se le denomina curva de fragilidad. La curva de fragilidad permite verificar que tan susceptible es una estructura a exceder un cierto nivel de daño.

En esta tesis, siguiendo la recomendación del HAZUS se utiliza como medida de la intensidad sísmica la aceleración máxima del terreno en campo libre, PGA_{ff} (peak ground acceleration), por sus siglas en inglés. Se consideraron cinco estados de daño: sin daño (totalmente operacional), leve (operacional), moderado (seguridad), severo (próximo al colapso) y colapso (colapso). Los valores límite de los estados de daño se determinaron a partir de un análisis estático no lineal de la presa. Con este tipo de análisis es posible identificar fácilmente estados límite tales como: el agrietamiento, la cedencia y el agotamiento de la capacidad última de los diferentes elementos estructurales, los cuales pueden relacionarse de manera directa con los estados de daño considerados.

Una vez realizados los análisis dinámicos no lineales en el modelo tridimensional se continúa con el procedimiento para la obtención de curvas de fragilidad. El daño esperado depende de su capacidad y de su fragilidad. Existen diferentes formas para cuantificar el daño en una estructura sometida a un evento sísmico. En esta investigación se considera un estado de daño basado en la práctica debido a



Fragilidad estructural

la falta de información sobre este tema, estableciendo como índice de daño a la relación entre el esfuerzo de capacidad, dividido por los esfuerzos cortantes octaédricos que es la inversa del factor de seguridad. Los diferentes estados de daño que se consideraron fueron daño nulo, mínimo, moderados, extenso y completo del cuerpo de la presa. Debido a la falta de una estimación rigurosa, β_{ds} se establece igual a 0.7 siguiendo un enfoque para terraplenes, β_C se considera igual a 0,7 en base a criterios de ingeniería, mientras que β_D se calcula sobre la base de la variabilidad en la respuesta hardfill (DI) que se han calculado para los diferentes movimientos de tierra. Esto nos deja como posible investigación futura los índices de daño ya que no hay un criterio específico para presas como lo es el de estructuras que aparece en el Hazus.

En general, las curvas de fragilidad derivadas numéricamente conducen a altos valores de probabilidad de daño. Esto parece ser demasiado conservador, por lo tanto, se necesita investigar más sobre la definición de los estados de daño para garantizar resultados más realistas.

Las curvas de fragilidad presentadas aquí llenan parcialmente el vacío requerido de datos necesarios para realizar una evaluación de análisis de riesgo de las presas hardfill.

Las curvas de fragilidad constituyen un elemento clave para la evaluación del riesgo sísmico (Pitilakis, et al., 2014), representan la probabilidad de que la respuesta de una estructura exceda un determinado estado límite, en función de un parámetro que define la intensidad del movimiento sísmico.

En la literatura se pueden encontrar varios métodos para construir funciones de fragilidad para diferentes elementos expuestos a riesgos sísmicos. Se pueden usar varios enfoques para establecer las curvas de fragilidad. Estos pueden agruparse bajo criterios empíricos, críticos, analíticos e híbridos. En esta tesis se aplica el método utilizado en el manual Hazus (FEMA, 1999) y por Pitilakis (Pitilakis, et al., 2014), por ser los más utilizados en el análisis sísmico de problemas geotécnicos (Pitilakis, et al., 2014; Mayoral, et al., 2016; Mayoral & Kaynia , 2011; Argyroudis & Kaynia , 2015).

La construcción de curvas de fragilidad requiere de un entendimiento completo de los mecanismos de respuesta del sistema estructural para diferentes niveles de la demanda sísmica, los cuales varían entre movimientos frecuentes de baja intensidad hasta movimientos fuertes poco frecuentes. Generalmente para estos últimos, el comportamiento de la estructura es altamente no lineal e implica un grado de complejidad elevado, por lo tanto, se recomienda utilizar un tipo de análisis que permita modelar este comportamiento. Una buena opción consiste en definir un grupo de acelerogramas que representen las principales características de los movimientos en la zona, tanto desde el punto de vista



de aceleraciones máximas o efectivas como de duración y contenido frecuencial y, evaluar la respuesta de la estructura cuando se somete a estas aceleraciones, mediante un análisis dinámico no lineal.

Los principales métodos utilizados para la generación de las curvas de fragilidad difieren básicamente en los datos de entrada y en el método de obtención de las probabilidades asociadas a cada estado de daño; son: 1) métodos basados en observaciones de campo, 2) métodos experimentales, 3) métodos basados en la opinión de expertos y 4) métodos analíticos.



CONCLUSIONES

Las presas de hardfill requieren de una evaluación sísmica adecuada debido a las pérdidas de vidas, daños económicos y ambientales que atraería la falla en su estructura. El comportamiento dinámico de una presa de hardfill es muy parecido al de una presa de RCC la cual ante un fuerte sismo presentara fisuras a lo largo de las juntas constructivas horizontales entre las capas de material en la parte alta de la presa, las cuales en el hardfill son mínimas debido al sello de mortero que se coloca para evitar este agrietamiento, pero si se tienen deformaciones en la corona de la presa.

Se aplicó un enfoque numérico para la construcción de curvas de fragilidad para presas de hardfill bajo carga sísmica. La respuesta de la presa se evaluó sobre la base de análisis sísmico en 3D no lineal. El modelo es apropiado considerando la dependencia de la rigidez del suelo y el amortiguamiento a nivel de deformaciones. Se consideraron los sismos con diferentes contenidos de frecuencias, escalas a diferentes niveles de carga sísmica (PGA_{roca}) y los perfiles típicos del suelo. Las curvas de fragilidad se obtuvieron en función de la aceleración máxima del terreno en roca o afloramiento de suelo rígido, teniendo en cuenta las incertidumbres relacionadas en la definición de estados de daño, la demanda sísmica, y la capacidad de la presa de hardfill. La aplicabilidad de las curvas de fragilidad tiene algunas limitaciones, que están relacionados con los parámetros seleccionados en los modelos numéricos. Estos incluyen el tipo de suelo de cimentación, las propiedades de las capas del material de hardfill, la altura de la presa, etc. Por lo tanto, las curvas de fragilidad propuestas pueden ser utilizadas con confianza para los valores de PGA_{roca} de más de 1 g en evaluación de la vulnerabilidad preliminar de estructuras similares a construirse.

Para los estados de daño se recomienda contar con intervalos que estén basados en levantamientos de daño en la zona, debido a la variabilidad que puede presentar la estructura ante los sismos

Una evaluación cualitativa permite concluir que la seguridad sísmica de las presas de hardfill ante fuertes sismos será satisfactoria, ya que se espera con base en el modelo numérico que las principales deformaciones se tengan a lo largo de la corona y en las zonas sometidas a fuertes tensiones, permitiendo tomar medidas en el diseño de la presa. Los resultados numéricos muestran que la presa de hardfill se mantiene en un nivel de esfuerzo bajo y en buen estado o ligeramente dañado durante un sismo de baja intensidad y durante los sismos de sobrecarga, se producen grietas en las superficies que se extienden hasta el interior del cuerpo de la presa, los daños que se observan en la cara aguas arriba son más graves que los de cara aguas abajo, por lo tanto, en las condiciones sísmicas se



considerara la fractura por tensión en la región de aguas arriba y al pie de la presa, en la zona de unión con el valle. En general, las curvas de fragilidad derivadas numéricamente conducen a altos valores de probabilidad de daño. Esto parece ser demasiado conservador, por lo tanto, se necesita investigar más sobre la definición de los estados de daño para garantizar resultados más realistas.

Temas a desarrollar:

Se podrían desarrollar los temas de:

- Diseño de mezclas de Hardfill
- Evaluar la respuesta que tendría un modelo a escala utilizando el material de hardfill en la mesa vibratoria para determinar el comportamiento del material
- Evaluar la respuesta sísmica en las juntas constructivas de la presa de hardfill
- Investigar acerca de los estados de daño en presas



REFERENCIAS

- Argyroudis, S., & Kaynia, A. M. (2015). Analytical seismic fragility functions for highway and railway embankments and cuts. *Earthquake Engineering & structural Dynamics*, 1863-1879.
- Auvinet, G. (2002). Incertidumbre en la geotecnia. *Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos Decimiseisava conferencia Nabor Carrillo*, 1-181.
- Batmaz, S. (2003). Cindere dam- 107m high Roller Compacted Hardfill Dam (RCHD). *Roller Compacted Concrete Dams, Berga*, 121-126.
- Bureau of Reclamation. (1987). *Design of small dams* (third ed.). US.
- Cai, X., Shi, J., & Guo, X. (2008). Optimal design of cemented concrete face rockfill dam. *Advance in Science and Technology of water resource*, 43-45.
- Cai, X., Wu, Y., Guo, X., & Ming, Y. (2012). Research review of the cement sand and gravel (CSG) dam. *Front Structure Civil Engineering*, 6(1), 19-24.
- Capote, A., Saenz, F., & Martin, V. (2003). Contraembalse de Monsion: a hardfill dam constructed in the Dominican Republic. *Proceedings of the 4th International Symposium on Roller Compacted Concrete dams*, 4, 417-420.
- CFE. (2015). *Manual de diseño de obras civiles Cap. B62 Análisis del riesgo y confiabilidad geotecnica*. México.
- Chazallon, C., & Hicher, P. (1998). Constitutive model coupling elastoplasticity and damage for cohesive-frictional materials. *Mech Cohes-Frict Mater*, 41-63.
- Duncan, J. M., & Chang, C. Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Soils Mech Found Div ASCE*, 653-655.
- Duncan, J. M., Seed, R. B., Wong, K. S., & Ozawa, Y. (1984). FEADAM84: A computer program for finite element analysis of dams. *Departament of civil engineering*.
- FEMA. (1999). *Hazus MH2.1 Technical manual, Earthquake model*. Washington, DC.
- FEMA, Department of Homeland security, Emergency y preparedness and response directoratr, & NIBS. (2003). *HazusMR4 Technical Manual Earthquake model*. Washington, DC.
- Fujisawa, T., & Sasaki, T. (2012). Development of the trapezoidal CSG dam. *International Journal on Hydropower and dams*, 58-63.
- Fujisawa, T., Nakamura, A., Kawasaki, H., & Hirayama, D. (2004). Material properties of CSG for the seismic design of trapezoid- shaped CSG dam. *Worl Conference on Earthquake Engineering*.
- Guillemot, T., & Lino, M. (2012). Design and construction advantages of hardfill symmetrical dams, case study: Safsaf dam in eastern Algeria. *6th International Symposium on roller compacted concrete dams*.
- Gürdil, A. F., & Batmaz, S. (2003). Structural design of Cindere Dam. *Roller Compacted Concrete Dams, Berga*, 439-446.



- Hokkaido, P. (2012). Tobetsu dam: an example of the innovative CSG technology. *International Journal on Hidrapower and dams*, 64-67.
- Holub, K., Konencny, P. J., & Knejzlik, J. (2009). Investigation of the mechanical and physical properties of grewacke specimens. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 46, 188-193.
- Housner, G. W. (1990). Hydrodynamic pressures on sloping dams during earthquakes. ASCE. 1990. p. 691-697. *Selected Earthquake Engineering Papers, ASCE*, 691-697.
- ICOLD. (2000). The gravity dam, a dam for the future. *Bulletin 117*, Paris, France.
- ICOLD. (2003). Roller compacted concrete dams state of the art and case histories. *Bulletin 126*, Paris, France.
- ICOLD, & CIGB. (2011). *Constitution*. Paris.
- ITASCA. (2005). *FLAC 3D*. minneapolis, minnesota.
- JDEC, J. (2012). *Engineering manual for design, construction and quality control of trapezoidal CSG dam*. Japan.
- Kogan, E. (2000). Construction Organization and procedures. *Hydrotechnical construction*, 34(5), 243-254.
- Liu, B., HE, Y. L., & Peng, Y. F. (2008). Numerical analysis of Hardfill dam's seepage flow field. *Engineering Journal of Wuhan University*, 72-79.
- Liu, B., He, Y. L., & Peng, Y. F. (2008a). Simulation of temperature field for hardfill dam. *Yangtze River*, 92-95.
- Londe, P., & Lino, M. (1992). The face symmetrical hardfill dam: a new concept for RCC. *water power & dam construction*, 19-24.
- Marengo, H. M. (1996). Análisis de riesgo de falla en presas, estadísticas y parámetros de referencia. *Ingenieria Hidraulica en México*, XI(2), 65-77.
- Mason, P. J., Hughes, R. N., Molyneux, J. D., Black & Veatch Inc., & USA. (2008). The design and construction of a faced symmetrical hardfill dam. *Hidropower & Dams*, 1-5.
- Muñoz, D. (1989). Conceptos básicos en riesgo sísmico. *Física de la tierra*, 199-215.
- Omran, M., & Tokmechi, Z. (2010). sensitivity analysis of symmetrical hardfill dams. *Journal of scientific reserch*, 6(3), 251-256.
- Pitilakis, k., Crowley, H., Kaynia, A., & Department of structural engineering. (2014). *Syner-G: Tipology definition snd fragility functions for physical elements al seismic risk*. Norway: Springer.
- Sun, M., & Yang, S. F. (2011). Research on Mechanical Properties and sectional form of CSG. *Advanced Materials Research*, 243-249, 4602-4607.
- Xiao, W., Zhang, Y., & He, Y. (2008). Simplified analytical solution for free vibration characteristics of hardfill dam. *Front. Achit. Civ. Eng.*, 219-225.
- Xin, C., Yingli, W., Xingwen, G., & Yu, M. (2012). Research review of the cement sand and gravel (CSG) dam. *Front. Struct. Civ. Eng.*, 19-24.



Referencias

Xiong, K., Weng, Y.-h., & He, Y.-l. (2013). Seismic failure modes and seismic safety of Hardfill dam . *Water Science and Engineering*, 199-214.

Yanmaz, M. A., & Sezgin, I. O. (2009). Evaluation Study on the Instrumentation System of Cindere Dam . *Journal of Performance of Constructed Facilities ASCE*, 415-422.

Zou, D., Li, D., Xu, B., & Kong, X. (2011). Experimental Study on Mechanical Characteristics of CSG Materials. *Advanced Materials Research*, 2059-2064.





ANEXO 1

1. RIESGO

1.1. DEFINICIÓN DE RIESGO

Se define como la probabilidad de ocurrencia del evento no deseado multiplicada por las consecuencias que se presentarían si ocurriera.

El análisis del riesgo consiste en identificar y caracterizar eventos no deseados (peligros o amenazas) que pueden afectar a una obra específica, en cuantificar y evaluar los riesgos asociados y en definir las medidas de prevención, control y mitigación requeridas. (CFE, 2015)

Un análisis de riesgo deberá considerarse necesario para obras en las que uno o varios peligros tienen una alta probabilidad de presentarse o cuando el tipo y magnitud de las obras sea tal que un peligro con baja probabilidad tenga consecuencias económicas graves. El análisis de riesgo permite tomar decisiones para prevenir, controlar y mitigar los riesgos de forma objetiva.

Se considera que un riesgo tiene tres componentes:

- Un evento no deseado
- La probabilidad de ocurrencia de ese evento
- Las consecuencias de ese evento

La Administración del riesgo comprende al conjunto de elementos de control y sus interrelaciones, el adecuado manejo del riesgo favorece el desarrollo y crecimiento de la entidad, con el fin de asegurar dicho manejo es importante que se establezca la identificación, análisis, valoración y definición de las alternativas de acciones de mitigación de los riesgos, como se muestra en la figura 1., desarrollando los siguientes elementos:

- Identificación del riesgo
- Análisis del riesgo
- Valoración del riesgo
- Administración del riesgo

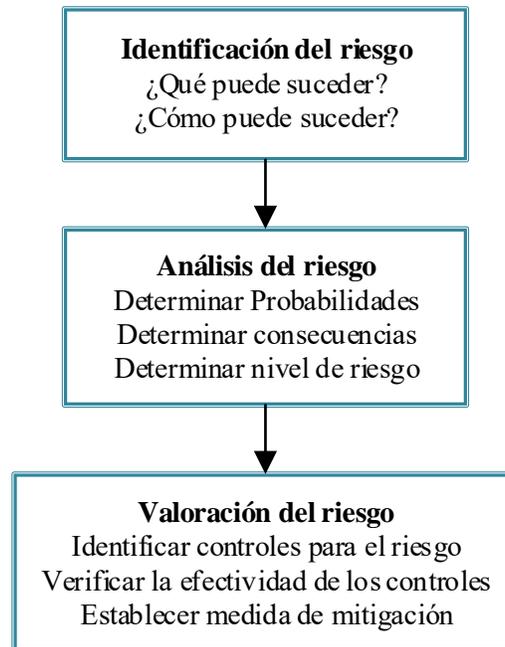


Figura 1 Proceso de la administración del riesgo

En la etapa de diseño de una obra, el análisis de riesgo tiene como objetivo identificar los mecanismos de falla que pueden presentarse durante la vida útil de la obra. En la etapa de puesta en marcha, el análisis de riesgo se enfocará en verificar que el riesgo existente no supere el nivel establecido en el diseño.

Para determinar un Análisis de riesgo, se requiere contestar las siguientes preguntas:

- ¿Existe un peligro o amenaza?
- ¿Qué probabilidad existe de que ocurra el peligro?
- ¿Qué consecuencia tiene el peligro si ocurre?
- ¿Qué se puede hacer para reducir la probabilidad y/o las consecuencias de que ocurra el peligro?

ETAPAS DEL ANÁLISIS DE RIESGO

Es de utilidad distinguir entre la simple identificación de riesgos y la valuación de los mismos (estimación de la probabilidad de daño y de las consecuencias). Ambos análisis pueden contribuir a la definición de medidas para reducir o evitar daños.

Las principales etapas en las que se divide el riesgo son (Figura 2):

- Etapa 1 Identificación
- Etapa 2 Valuación
- Etapa 3 Administración

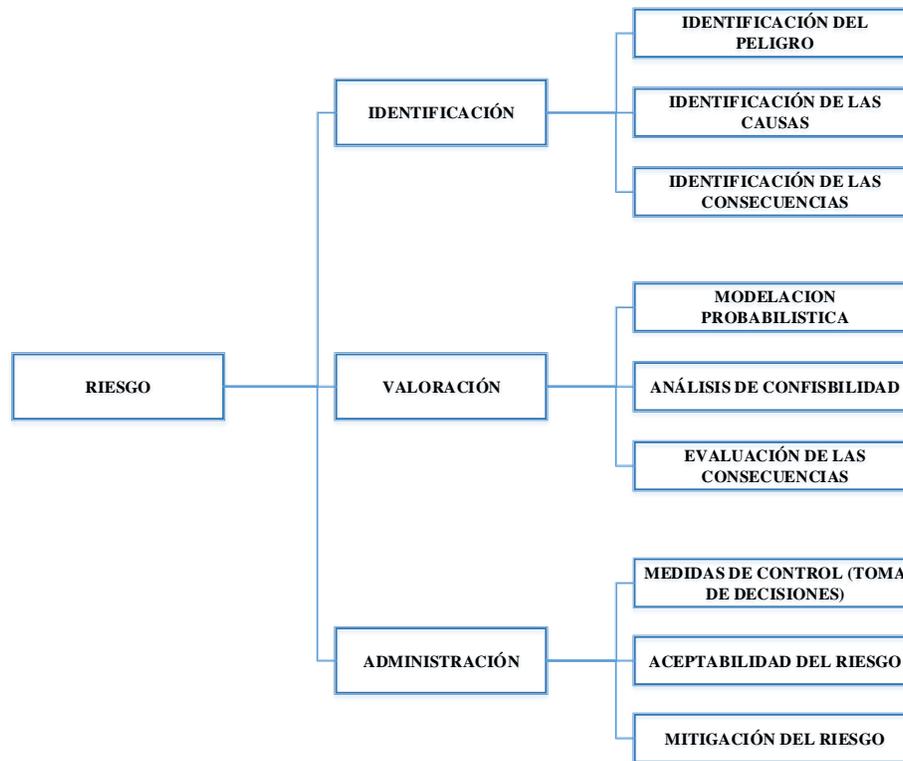


Figura 2 Etapas de un análisis de riesgo (CFE, 2015)

Un análisis **cuantitativo** de riesgo se limita a la identificación y caracterización del riesgo y en la administración de riesgos.

Un análisis **cuantitativo** de riesgos incluye además del cualitativo una estimación de la probabilidad de ocurrencia de los eventos y sus consecuencias.

La etapa 1 tiene por objetivo identificar las fuentes potenciales de riesgo que puedan tener una alta probabilidad de ocurrencia y/o un alto impacto en la seguridad de la obra. También deberá identificarse las posibles causas y consecuencias.

La etapa 2, Valora los peligros en términos de la probabilidad de ocurrencia y del impacto generado, para evaluarlo se emplearán dos variables fundamentales:

- La probabilidad de ocurrencia
- Consecuencias

$$\text{RIESGO} = \text{PROBABILIDAD DE OCURRENCIA} \times \text{CONSECUENCIAS}$$

La valoración del riesgo consistirá por tanto en identificar el riesgo, determinar la probabilidad de ocurrencia y la magnitud de los daños previsible y calcular el riesgo.

La probabilidad de ocurrencia podrá ser evaluada con base en datos estadísticos históricos. En ciertas situaciones, se podrá recurrir también a probabilidades obtenidas en forma deductiva o a probabilidades subjetivas (opinión de expertos).



La etapa 3, la administración del riesgo es el proceso mediante el cual se decide que hacer para controlar o mitigar el riesgo. En esta etapa se compara el riesgo global con el riesgo tolerable, se podrá tomar la decisión de aceptar el riesgo o bien, plantear medidas correctivas.

El valor absoluto de un riesgo puede ser difícil de interpretar, sin embargo, entre dos alternativas de costo similar se elegirá a la que lleve a un riesgo menor.

ELEMENTOS DE RIESGO

Los elementos en riesgo se clasifican comúnmente como poblaciones, comunidades, entorno construido, ambiente natural, actividades económicas y servicios, que están bajo la amenaza de un desastre en un área dada (Alexander 2000). Están clasificados en cuatro categorías principales: edificios, redes de servicios públicos, infraestructuras de transporte e instalaciones críticas. En cada categoría hay varios conjuntos de curvas de fragilidad que se han desarrollado considerando la taxonomía y sus características tipológicas. En este sentido existen numerosas tipologías para concreto armado (RC) o edificios de mampostería, numerosas tipologías de puentes y numerosas tipologías para todos los demás elementos en riesgo de todos los sistemas considerados. El desarrollo de una taxonomía homogénea para todos los elementos de ingeniería expuestos al riesgo sísmico y la recomendación de funciones de fragilidad adecuadas para cada uno.

1.1.1. FUENTES DE INCERTIDUMBRE

Las fuentes de incertidumbre en las modelaciones y análisis de la geomecánica son numerosas, entre las más importantes se encuentran (Auvinet, 2002):

- **Variación espacial y efecto de escala:** Los geomateriales son polifásicos y extremadamente heterogéneos cuyas propiedades, como la permeabilidad, pueden variar de un punto a otro en varios ordenes de magnitud. Esta heterogeneidad se le conoce como variabilidad espacial. La estructura de los medios geotécnicos varía además en forma considerable dependiendo de la escala a la que se observan,
- **Validez de las leyes constitutivas:** La selección de una ley constitutiva se hace comúnmente buscando un equilibrio entre sencillez y representatividad y deja frecuentemente alguna incertidumbre con lo que suelen presentarse ciertos tipos de errores:
 - Aleatorios (durante los ensayos)
 - Sistemático (sesgo en la medición o en el análisis)
- **Validez y precisión de los modelos geomecánicos:** Los modelos geomecánicos usuales, analíticos o numéricos, suelen introducir un error significativo en la apreciación de la realidad. En algunos casos, el problema de la validez del modelo es tan grave que es mejor reconocer que no se pueden obtener estimaciones analíticas confiables. Otra fuente de error es la falta de precisión del algoritmo empleado para aplicar determinado modelo. El error relativo a la influencia de diferentes detalles de los modelos numéricos (módulo de la malla, método de integración, criterio de plasticidad considerado, etc.). estas incertidumbres se podrán incorporar en el modelo geomecánico utilizando una representación probabilística.

REPRESENTACIÓN PROBABILÍSTICA DE LA INCERTIDUMBRE

La teoría de la probabilidad es la herramienta matemática más adecuada para representar la incertidumbre en ingeniería es una herramienta muy flexible puesto que se puede interpretar tanto en términos de frecuencia relativa como de grado de creencia.



Para representar la incertidumbre, dependiendo de su origen convendrá distinguir entre campos aleatorios de tipo estimativo, descriptivo y mixto.

- **Estimativos.** Las propiedades de los geomateriales son estimadas cuando no se tienen un número considerado de pruebas, por lo cual se parte de opiniones basadas principalmente en la experiencia y observaciones de expertos, el campo aleatorio se considerará del tipo estimativo. Sus parámetros deben entonces reflejar el conocimiento (valor esperado) y la ignorancia (varianza) de los expertos.
En la modelación por campos estimativos los parámetros materiales (módulo de deformación, relación de poisson, etc.) es una variable aleatoria con densidad de probabilidad conocida. Se considera en general que esta densidad de probabilidad es gaussiana. Una densidad de este tipo se puede definir por completo mediante su valor esperado y varianza.
- **Descriptivos.** Son los que presentan un número suficiente de mediciones en distintos puntos de la región de interés, los parámetros de campo pueden entonces ser estimados por análisis estadístico, los campos aleatorios que describen la variabilidad espacial de las propiedades de los suelos se conocen únicamente por la medición o la estimación que, a su vez, se realiza con incertidumbre. De esta manera solo se puede tener acceso a un “campo aparente” cuyas características pueden definir significativamente de las del campo real.
- **Mixtos.** Las probabilidades subjetivas implícitas en los campos estimativos pueden corregirse tomando en cuenta los resultados de ensayos de laboratorio. Se consideran entonces como probabilidades a posteriori dentro de un análisis Bayesiano. (CFE, 2015)

LA INCERTIDUMBRE EN LOS ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

- **Método analítico probabilista:** Estos métodos se realizan considerando las variables geotécnicas o externas contenidas en las ecuaciones de la especialidad como variables o campos aleatorios (Auvinet, 2002). Las soluciones de estas ecuaciones se vuelven a su vez aleatorias y su dispersión refleja la incertidumbre que afecta a los resultados de los análisis. Dependiendo de las características de la función de interés, la incertidumbre preexistente puede atenuarse (sistemas robustos) o amplificarse (sistemas sensibles o inestables). El objetivo de un análisis estocástico es la obtención de la densidad de probabilidad de una función explícita o implícita de una o varias variables aleatorias. Una técnica ampliamente utilizada consiste en representar la función de interés mediante una aproximación lineal o parabólica obtenida mediante un desarrollo en serie de Taylor.
- **Método del elemento finito estocástico:** Un método que permite modelar y cuantificar la incertidumbre que induce la dispersión de los parámetros de los materiales en los resultados de los análisis, es el método del elemento finito estocástico (MEFE), el cual es una combinación del método del elemento finito (MEF) con la teoría de la probabilidad (Cambou, 1974; Vanmarcke, 1983), donde los parámetros afectados por incertidumbre se representan por medio de variables aleatorias o campos aleatorios. Las principales técnicas usadas en geotecnia hasta el momento, las cuales permiten aplicar el MEFE son los métodos de perturbaciones (variables aleatorias) y de simulación (Monte Carlo: variables y campos aleatorios) (Auvinet, 2002).

1.1.2. IDENTIFICACIÓN DEL RIESGO

Se realiza un análisis de riesgo para proveer información fundamental en la toma de decisiones durante el diseño, construcción u operación de una obra geotécnica. Antes de iniciar el estudio de

confiabilidad propiamente, el responsable del proyecto deberá precisar el problema y establecer los objetivos, alcances y límites del estudio. Convendrá, por tanto, considerar los siguientes cuestionamientos para cumplir con estos lineamientos (CFE, 2015):

- ¿Cuáles son los objetivos del análisis? Se tendrá en cuenta que diferentes objetivos necesitan diferentes metodologías.
- ¿Cuál fase del proyecto se incluirá en el análisis, es decir, la fase de diseño, construcción y/u operación?
- ¿Qué condiciones ambientales experimentará la obra geotécnica durante su vida útil?
- ¿Qué componentes del sistema (obra geotécnica) se incluirán en el análisis y que componentes no?
- ¿Qué nivel de detalle es requerido?
- ¿Cuáles solicitaciones externas deberán considerarse: vandalismo, viento, sismo, etc.?

Lo que nos ayudara a poder evaluar en forma preliminar las posibles consecuencias y las medidas correctivas posibles. También deberá permitir establecer si es necesario un estudio más profundo con una valoración cuantitativa de los riesgos.

Habiendo definido el esquema general del análisis de riesgo, el primer paso para su implementación será identificarlo. Esta fase no incluirá únicamente la identificación del peligro como tal, sino además la identificación de sus causas y de sus consecuencias. Se dispone de diferentes metodologías que permiten alcanzar estos objetivos, entre ellas, las que se muestran en la Figura 3.

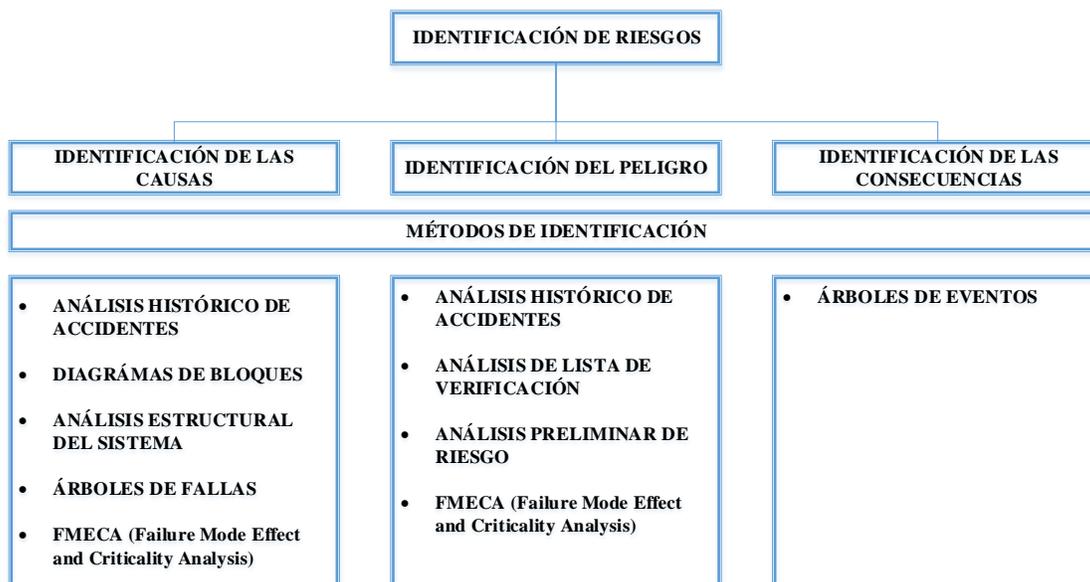


Figura 3 Fases en la identificación de riesgos y algunos métodos de identificación en sus distintas fases (Adaptado de Rausand y Hoyland, 2004)

IDENTIFICACIÓN DEL PELIGRO

La identificación del peligro corresponde en el análisis geotécnico a la definición de los estados límite de falla y servicio. Se evaluará al menos los peligros más relevantes a los que la obra estará sujeta durante su vida útil.



ANÁLISIS HISTÓRICO DE ACCIDENTES

Consiste en un estudio, lo más amplio posible, sobre accidentes ocurridos en el pasado en obras similares, en elementos o etapas idénticas. Se basa en información proveniente de diversas fuentes:

- Bibliografía especializada (publicaciones periódicas y libros de consulta)
- Bancos de datos de accidentes contabilizados
- Registro de accidentes de la propia empresa, de asociaciones empresariales o de las autoridades competentes.
- Informes o peritajes realizados sobre los accidentes más importantes.

Algunos factores que se deben considerar al plantear y desarrollar un análisis histórico de accidentes son:

1. Definir los accidentes por analizar, es decir, el tipo de eventos no deseados que serán estudiados
2. Identificación precisa del evento no deseado:
 - Elementos o etapas implicados
3. Identificación de las causas de los accidentes:
 - Falla del diseño o del proceso constructivo
4. Identificación del alcance de los daños causados:
 - Pérdida de vidas
 - Heridos
 - Daños al medio ambiente
 - Daños materiales
5. Descripción y valoración de las medidas aplicadas y, si es posible, de las estudiadas para evitar la repetición del accidente.

Útil en la identificación de los posibles riesgos en obra, determinación cuantitativa de la frecuencia de los tipos de accidentes con base en la información recopilada, útil cuando se aplican procesos o metodologías nuevas en las etapas de diseño y construcción.

ANÁLISIS DE LISTA DE VERIFICACIÓN (CHECK LIST)

Es una lista exhaustiva de posibles eventos (accidentes) a contemplar en la identificación de riesgos. Se utiliza usualmente para verificar la adecuación a un determinado procedimiento o reglamento.

La lista es de fácil aplicación y puede utilizarse en cualquier fase de un proyecto. Es una manera adecuada de evaluar el nivel mínimo aceptable de riesgo en un proyecto determinado. Los resultados son cualitativos y se limitan en el cumplimiento o no de las especificaciones de diseño y los reglamentos de construcción.

ANÁLISIS PRELIMINAR DE RIESGOS

Conocido en inglés como Preliminary Hazard Analysis (PrHA), este método inductivo permite analizar en forma sistemática las causas, efectos principales y medidas preventivas/correctivas asociadas (Hyatt, 2003). Es utilizado únicamente en la fase de diseño y para casos en los que no existen experiencias anteriores. Es un análisis semicuantitativo que consiste en:

- Identificar todos los peligros potenciales y los efectos de accidentes que pueden provocar un accidente



- Clasificar los peligros de acuerdo con su gravedad
- Identificar los controles necesarios de peligro y las acciones de seguimiento

Se utiliza la identificación de riesgos en la fase de diseño de nuevas obras civiles, para prever los principales riesgos y profundizar en el resto durante el diseño final.

ANÁLISIS DEL MODO, EFECTOS Y CRITICIDAD DE FALLA (FAILURE MODE, EFFECTS AND CRITICALITY ANALYSIS, FMECA)

Es un método cualitativo que permitirá identificar las partes del diseño que requieran ser mejoradas para cumplir con requerimientos de confiabilidad específicos. También se podrá utilizar durante la etapa de operación, donde un análisis FMECA facilitará la inspección de la seguridad de la obra geotécnica.

El objetivo principal del análisis será poner en evidencia las debilidades y los mecanismos potenciales de falla. De esta manera, el diseñador podrá tomar precauciones e incorporar las correcciones y modificaciones pertinentes, en la etapa de diseño. Debido a que las debilidades y mecanismos potenciales de falla quedan documentados en un análisis FMECA, se contará además con información útil para elaborar diagnósticos de falla y reparación de desperfectos durante la etapa de operación de la obra.

Para implementar el análisis se requiere:

- **Referencia**, el nombre del componente del sistema geotécnico.
- **Función**, funciones del componente que lleva a cabo dentro del sistema geotécnico
- **Modo de operación**, el modo en el que el componente lleva a cabo sus funciones
- **Modo de falla**, se deberán especificar los modos de falla posibles del componente.
- **Causas de falla y mecanismo**, Los mecanismos de falla posibles involucrados en los modos de falla se deberán especificar. Otras causas de falla involucradas también se podrán incluir, por ejemplo, aquellas asociadas al procedimiento constructivo
- **Detección de la falla**. Se deberán indicar los instrumentos instalados para la detección de la falla. Estos pueden incluir elementos de instrumentación geotécnica. Algunos modos de falla serán evidentes, se identificarán como “fallas evidentes”. En otros casos, los modos de falla sólo se podrán comprobar después de realizar análisis o pruebas in situ. Estos modos de falla se identificarán como “fallas ocultas”.
- **Efectos de la falla** de un componente del sistema sobre un subsistema o el sistema mismo. Son los principales efectos del modo de falla identificado sobre otros componentes del sistema geotécnico.
- **Efectos del modo de falla** sobre el funcionamiento del sistema. Se considerarán los principales efectos que cada uno de los modos de falla identificados tienen sobre el funcionamiento del sistema.
- **Tasa de fallas**. Se deberá especificar la tasa de falla de cada modo de falla identificado. Esta evaluación podrá ser cualitativa con base en los siguientes adjetivos:
 - Muy poco probable
 - Poco probable



- Ocasional
 - Probable
 - Frecuente
- **Severidad.** Por severidad de un modo de falla se deberá entender la peor consecuencia que el modo de falla pueda tener. Esta consecuencia se podrá determinar por el nivel del daño en un componente o en el sistema geotécnico, se podrá asignar un adjetivo de acuerdo a las siguientes categorías:
- **Catastrófica.** Cualquier falla que pueda resultar en pérdida de vidas humanas o lesiones o que impida el funcionamiento primordial del sistema.
 - **Critica.** Cualquier falla que pueda degradar el funcionamiento del sistema más allá de los límites aceptables y crear un peligro para su seguridad.
 - **Severa.** Cualquier falla que pueda degradar el sistema más allá de límites aceptables pero que pueda ser controlada por medios alternativos.
 - **Menor.** Cualquier falla que no degrade el funcionamiento general del sistema más allá de los límites aceptables.
- **Medidas de reducción del riesgo.** Son las acciones que posiblemente corrijan la falla y restauren el funcionamiento del sistema. Asimismo, las acciones que puedan prevenir consecuencias serias del modo de falla.

1.1.3. IDENTIFICACIÓN DE LAS CAUSAS

Las técnicas para identificar las causas potenciales de un peligro son:

DIAGRAMA DE BLOQUES

Se trata de la representación esquemática orientada a describir el funcionamiento de un sistema. En el esquema se muestran las distintas conexiones lógicas de los componentes que se requieren para completar una función específica. Si el sistema realiza más de una función se tendrá que realizar un diagrama de bloques por cada una.

En un sistema geotécnico, los bloques podrían representar distintos mecanismos de falla o bien diferentes elementos con funciones específicas.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE SISTEMAS

Los componentes de un sistema geotécnico podrán representar elementos físicos o modos potenciales de falla. Este tipo de análisis se aplica a sistemas que puedan componerse de un conjunto de componentes tales que el estado del sistema dependa del estado de dichos componentes.

ÁRBOL DE FALLAS

Es un diagrama lógico que muestra las relaciones entre un evento potencialmente crítico en un sistema y sus causas. Es una técnica deductiva que comienza con la especificación de una falla o accidente en el sistema, a esta se le denomina evento principal del árbol de fallas. Los eventos causales inmediatos que pueden desencadenar el evento principal, ya sea individual o colectivamente, se



identifican y conectan mediante puertas lógicas. Luego se identifican todos los eventos causales potenciales que puedan desencadenar el evento causal inmediato anterior. Este procedimiento deductivo continua hasta alcanzar el nivel de detalle deseado.

Es un análisis binario, en el cual los eventos ocurren o no ocurren; por esta razón se puede establecer una relación entre un árbol de fallas y un diagrama de bloques.

Un análisis de árbol de fallas incluye las siguientes etapas:

1. La definición del problema, alcances y límites
2. La elaboración gráfica del árbol de fallas
3. La identificación de los cortes minimales o eslabones minimales
4. El análisis cualitativo del árbol de fallas
5. El análisis cuantitativo del árbol de fallas
6. Identificación de las consecuencias

Las consecuencias de la falla de una obra geotécnica estarán relacionadas con la obra y su entorno. Las consecuencias de un peligro podrán por tanto variar entre nula hasta catastrófica.

Se propone que de acuerdo al tipo de obra se establezca una criticidad entre las consecuencias derivadas de la ocurrencia de un peligro de acuerdo a la siguiente categoría:

1. Pérdida de vidas humanas
2. Daños materiales
3. Daños al medio ambiente

ÁRBOL DE EVENTOS

El árbol de eventos es un diagrama lógico que comienza con un evento básico iniciador del peligro y continua con un desarrollo sistemático de las secuencias de eventos, de sus posibles resultados y derivaciones.

La identificación de los modos potenciales de falla que constituyen un peligro mediante árboles de eventos se realiza en las siguientes etapas:

La identificación de un evento iniciador con consecuencias no deseadas en la obra o su entorno

La identificación de las secuencias de eventos asociados al evento iniciador

La elaboración gráfica del árbol de eventos

Evento Iniciador

Se identifica como un posible evento crítico desde la fase de diseño de la obra geotécnica

Secuencia de eventos

Se debe identificar todas las secuencias de eventos provocadas por el evento iniciador

Elaboración del árbol de eventos

Un árbol de eventos muestra en orden cronológico, el desarrollo de la cadena de eventos asociados al evento iniciador. Se dibujará el diagrama de izquierda a derecha comenzando con el evento iniciador. A cada evento se le asocian dos ramas las cuales se etiquetan con la descripción del evento. La rama



superior estará asociada al éxito del evento, mientras la inferior estará asociada al fracaso del evento, el resultado en cada evento, sea verdadero o falso, conducirá a otro evento y así sucesivamente.

1.1.4. VALORACIÓN DE RIESGOS

Para evaluar un riesgo deben considerarse dos variables fundamentales: la probabilidad de ocurrencia del peligro y sus consecuencias. El producto de estas dos variables se conoce como riesgo o magnitud del riesgo.

Para una valoración cuantitativa de riesgos, será por tanto necesario, asociar una probabilidad a los eventos involucrados, sean estos eventos de falla o de funcionamiento. En algunos casos bien documentados, la probabilidad de cada uno de estos eventos involucrados se podrá estimar directamente con base en la frecuencia derivada de datos históricos o en la opinión de expertos. En la mayoría de los casos, sin embargo, la probabilidad de falla o la confiabilidad de un sistema deberá calcularse mediante un análisis explícito.

PROBABILIDAD DE FALLA Y CONFIABILIDAD

Análisis básico

La Confiabilidad es la probabilidad de que un sistema lleve a cabo sus funciones de manera adecuada, durante un periodo propuesto y bajo condiciones de operación establecidas (Pagés y Gondran, 1986). Desde el punto de vista probabilista, la confiabilidad es el complemento a la unidad de la probabilidad de falla.

Para la evaluación de la probabilidad de falla o de la confiabilidad de un sistema existe una gama de métodos aplicables a sistemas simples y a sistemas multicomponentes.

Para estudiar el problema básico de confiabilidad conviene que sea analizado como un problema de oferta & demanda, para analizar el determinado grado en que la capacidad de oferta satisface los requerimientos de demanda. En estos casos, para evaluar la confiabilidad en términos probabilistas, se introducen las siguientes variables aleatorias:

R = Capacidad de oferta.

S = Demanda.

El objetivo del análisis de confiabilidad es evaluar la probabilidad $P[P > S]$ a través de la vida útil o alguna vida específica del sistema ingenieril. Inversamente, la probabilidad del evento complementario $P[P < S]$ constituye la medida de la no confiabilidad o probabilidad de falla. (CFE, 2015)

En ciertas situaciones simples, el tiempo no juega un papel significativo y las solicitudes o demandas pueden expresarse a través de una variable aleatoria continua única (demanda S), existiendo un solo estado límite determinista (capacidad de oferta $R=r$). La definición de la confiabilidad resulta entonces muy sencilla. Por ejemplo, si S tiene una función de densidad de probabilidad $f_s(s)$, la confiabilidad del sistema se escribe:

$$\text{Confiabilidad } C = P[R > S] = P[R - S > 0] = \int_{-\infty}^r f_s(s) ds \quad (1)$$

Ahora bien, si la capacidad de oferta es también una variable aleatoria continua e independiente de la anterior y las funciones de densidad de probabilidad o las funciones de distribución de R y S están disponibles (Figura 1.4.2), esto es que las densidades y funciones de distribución,



$f_R(r)$ o $F_R(r)$ y $f_S(s)$ o $F_S(s)$ son conocidas, entonces las probabilidades requeridas pueden formularse como sigue (Kapur y Lamberson, 1977), recordando que $F'_R(r) = f_R(r)$ (Rétháti, 1988):

$$C = \int_{-\infty}^{\infty} f_R(r) \left[\int_{-\infty}^r f_S(s) ds \right] dr = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(s) \left[\int_{-\infty}^{\infty} f_R(r) dr \right] ds \quad (2)$$

La probabilidad de falla $P[P < S]$ o no confiabilidad, bajo las mismas consideraciones impuestas anteriormente a las variables aleatorias es:

$$P_F = P[R < S] = 1 - C = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(s) f_S(s) ds = \int_{-\infty}^{\infty} [1 - F_S(r)] f_R(r) dr \quad (3)$$

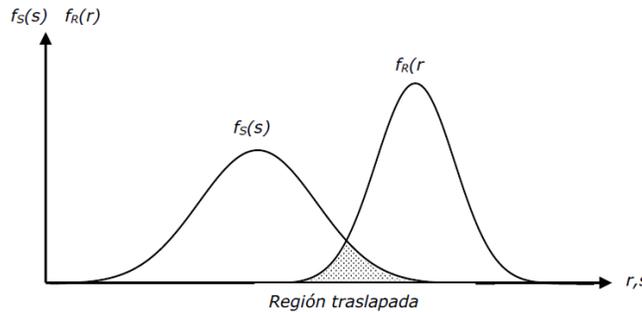


Figura 4 Funciones de densidad de probabilidad de R y S (Manual de CFE B.6.2)

Como se aprecia en la Figura 2.4, la región traslapada de las funciones de densidad de probabilidad representa una medida cuantitativa de la probabilidad de falla. Al respecto se puede comentar lo siguiente:

FACTOR DE SEGURIDAD CENTRAL Y MARGEN DE SEGURIDAD

La región traslapada depende de la posición relativa de $f_R(r)$ y $f_S(s)$; esto significa que, si las dos curvas se separan, la probabilidad de falla disminuye, mientras que si se acercan este valor aumenta. La región traslapada también depende del grado de dispersión de $f_R(r)$ y $f_S(s)$, ya que a menor dispersión (curvas estrechas) corresponde una región traslapada y una probabilidad de falla menor, mientras que si la dispersión es mayor (curvas anchas) ambos parámetros se incrementan. Estas dispersiones pueden ser expresadas en términos de los coeficientes de variación V_R y V_S ; por tanto se puede establecer que $P_F = f\left(\frac{\mu_R}{\mu_S}\right), V_R, V_S$

Se puede concluir que la confiabilidad y la probabilidad de falla dependen de la forma de $f_R(r)$ y $f_S(s)$; sin embargo, esta información es difícil de conseguir en la realidad, pudiendo solo establecerse generalmente los primeros momentos de las correspondientes variables aleatorias. Por tanto, la posición relativa entre $f_R(r)$ y $f_S(s)$ puede ser medida por medio de la relación μ_R / μ_S , denominada factor de seguridad central o mediante la diferencia $\mu_R - \mu_S$, llamada margen de seguridad.

Recurrir al concepto simple de margen de seguridad se justifica por el hecho de que en la práctica la información estadística suele ser apenas suficiente para determinar el primer y segundo momento de las variables aleatorias.

VARIABLES ALEATORIAS DEPENDIENTES

Es necesario determinar la confiabilidad y la probabilidad de falla en términos de la función de densidad de probabilidad conjunta de R y S, es decir $f_{R,S}(r,s)$; se obtienen de las siguientes ecuaciones:

$$C = \int_0^{\infty} \left[\int_0^r f_{R,S}(r, s) ds \right] dr \quad (4)$$

$$P_f = \int_0^{\infty} \left[\int_0^s f_{R,S}(r, s) dr \right] ds \quad (5)$$

Considerando al margen de seguridad $M=R-S$, la confiabilidad y la probabilidad de falla se pueden definir como:

$$C = P[M > 0] = \int_0^{\infty} f_M(m) dm \quad (6)$$

$$P_F = P[M \leq 0] = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm \quad (7)$$

Se observa (Kapur y Lamberson, 1977) que, si R y S son variables aleatorias independientes mayores o iguales a cero, la confiabilidad C resulta ser:

$$C = \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} f_R(m + s) f_S(s) ds dm \quad (8)$$

y la probabilidad de falla o no confiabilidad:

$$P_F = \int_{-\infty}^0 \int_{-m}^{\infty} f_R(m + s) f_S(s) ds dm \quad (9)$$

En la Figura 2.5 la confiabilidad C se puede expresar en términos de M como $C=P[M > 0]$. En este caso, es posible introducir un Índice de confiabilidad β que se interpreta como el número de desviaciones estándar σ_M que separa la media μ_M del origen.

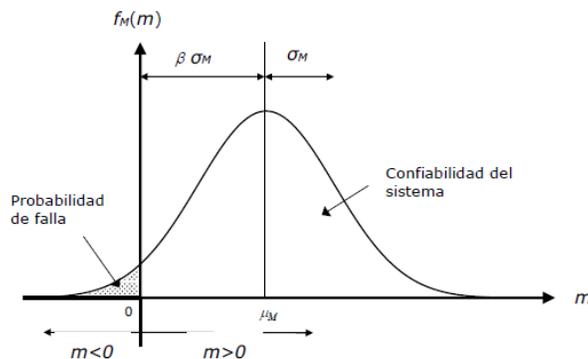


Figura 5 Confiabilidad del sistema (Manual de CFE B.6.2)

La forma en que varían las variables aleatorias puede ser evaluada a partir de observaciones y recurriendo a la estadística. Se obtienen tablas de distribución de frecuencias, histogramas y polígonos de frecuencia. Esta información solamente es de utilidad si es suficientemente representativa para permitir la estimación de las funciones de densidad de probabilidad o funciones de distribución teóricas (para variables discretas o continuas). El cálculo de la confiabilidad y de la probabilidad de falla de un sistema ingenieril requiere del conocimiento de las densidades $f_R(r)$ y $f_S(s)$ o de la densidad conjunta $f_{RS}(r,s)$. Esta información es difícil de obtener o no está disponible debido a la insuficiencia de datos.

VARIABLES NORMALIZADAS

En la práctica la evidencia experimental o las condiciones físicas del problema podrán sugerir una densidad específica para las variables aleatorias R y S . En los casos en que tales densidades no sean gaussianas se podrán aplicar un procedimiento de normalización denominado anamorfosis Gaussiana, para transformar la densidad de probabilidad de las variables en una densidad normal (Rosenblatt, 1952). Se crea así un espacio geométrico en el cual las variables aleatorias involucradas presentan una distribución gaussiana.

La variable aleatoria margen de seguridad, $M=R-S$, el estado de seguridad del sistema puede ser definido como $[M > 0]$, mientras el estado de falla es el evento $[M < 0]$. La frontera que separa al estado de seguridad del de falla es el estado límite, definido por la ecuación $M=0$.

Ahora, en el espacio de las variables normalizadas $R' = \frac{R-\mu_R}{\sigma_R}$ y $S' = \frac{S-\mu_S}{\sigma_S}$ la ecuación de estado límite, $M=0$, resulta ser:

$$M = \sigma_R R' - \sigma_S S' + \mu_R - \mu_S = 0 \quad (10)$$

que representa una línea recta como se muestra en la Figura 2.6. La distancia desde esta línea de falla al origen es en sí misma una medida de la confiabilidad; es posible verificar que:

$$d = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (11)$$

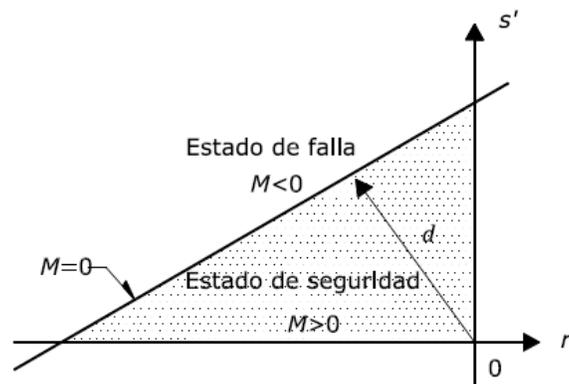


Figura 6 Espacio de las variables normalizadas R' y S' (Manual de CFE B.6.2)

Cuando R y S presentan una distribución normal estándar, la distancia d es también el índice de confiabilidad β . Entonces $d=\beta$ y la confiabilidad es $C= \Phi(d)$ donde $\Phi(\cdot)$ es la función de distribución gaussiana.

SISTEMA MULTICOMPONENTES

El análisis de confiabilidad de una obra geotécnica real implicará múltiples variables aleatorias básicas de diseño de todos tipos y relaciones generalmente no lineales entre ellas, en un sentido amplio, la confiabilidad de un sistema ingenieril puede ser definido como la probabilidad de ejecutar su función o misión objetivo.

Un sistema geotécnico, sin embargo, no solo involucrará múltiples variables aleatorias, sino además múltiples modos de falla. La ocurrencia de cualquiera de ellos produce la falla de algún componente o del sistema completo.



Múltiples variables aleatorias

En el caso de múltiples variables aleatorias es generalmente posible plantear una formulación más general introduciendo una *función de comportamiento* o *función de estado* bajo sollicitaciones de operación, accidentales o ambientales (Shinozuka, 1983) como:

$$g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \tag{12}$$

donde

$\mathbf{x} = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ es un vector de variables básicas (solicitación, geometría, resistencia, etc.) de estado o diseño del sistema

$g(\mathbf{X})$ es una función que determina el comportamiento o estado del mismo

$$[g(\mathbf{X}) > 0] = \text{Estado de seguridad} \tag{13}$$

$$[g(\mathbf{X}) < 0] = \text{Estado de falla} \tag{14}$$

En la evaluación de la confiabilidad de una obra de ingeniería debe distinguirse entre variables aleatorias y de control. Las primeras se refieren a aquellos parámetros sobre los cuales el diseñador o el constructor no puede o no desea, por motivos económicos o de otra índole, ejercer un adecuado dominio, y que están asociados a fenómenos físicos que son aleatorios por naturaleza o sobre los cuales no se cuenta con información adecuada o completa para efectuar predicciones y estimaciones. Las variables de control tienen por lo contrario un carácter determinista. Su selección, que es parte fundamental del diseño, puede incidir fuertemente sobre la confiabilidad del sistema. En el vector de variables de la ec 2.12, intervienen ambos tipos de variables.

Geométricamente, la ecuación del estado límite $g(\mathbf{X}) = 0$ es una superficie n -dimensional que es llamada superficie de falla. En este caso, un lado de la superficie de falla es el estado seguro $g(\mathbf{X}) > 0$, mientras que el otro es el estado de falla $g(\mathbf{X}) < 0$.

Por tanto, si la densidad de probabilidad conjunta de las variables de diseño X_1, X_2, \dots, X_n es $f_{X_1, \dots, X_n}(x_1, \dots, x_n)$, la probabilidad del estado seguro o confiabilidad es:

$$C = \int_{\{g(\mathbf{X}) > 0\}} \int f_{X_1, \dots, X_n}(X_1, \dots, X_n) dx_1, \dots, dx_n \tag{15}$$

que puede ser escrita en forma breve como:

$$C = \int_{\{g(\mathbf{X}) > 0\}} \int f(\mathbf{x})(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \tag{16}$$

La ec 2.17 es simplemente la integral de volumen de la función $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ sobre la región de seguridad $g(\mathbf{x}) > 0$. De igual forma, la probabilidad de falla es la integral de volumen sobre la región de falla:

$$P_F = \int_{\{g(\mathbf{X}) < 0\}} \int f_{X_1, \dots, X_n}(X_1, \dots, X_n) dx_1, \dots, dx_n \tag{17}$$

brevemente:

$$P_F = \int_{g(\mathbf{X}) < 0} f(\mathbf{x})(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \tag{18}$$

Una solución al problema representado por la ec 2.18 se puede plantear introduciendo un conjunto de variables normalizadas o reducidas:

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \text{ para } i=1,2,\dots, n \quad (19)$$

Los estados de seguridad y falla pueden también ser expresados en el espacio de las variables reducidas anteriores, separados por la ecuación de estado límite apropiada. En el caso de dos variables esta situación puede ser representada como en la Figura 2.7.

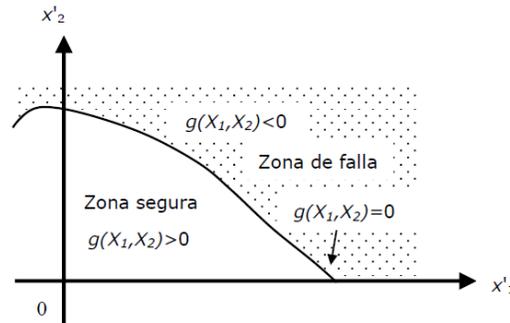


Figura 7 Estados de falla y seguridad en el espacio de las variables reducidas (Manual de CFE B.6.2)

Se observa en la Figura 2.7 que conforme la superficie de estado límite (o superficie de falla) $g(x)=0$ se aleja o acerca al origen, la región de seguridad $g(x)>0$ crece o decrece respectivamente. Por tanto, la posición de la superficie de falla relativa al origen de las variables reducidas determina la seguridad o confiabilidad del sistema. La posición de la superficie de falla puede ser representada por la mínima distancia desde la superficie $g(x)=0$ al origen de las variables reducidas (Hasofer y Lind, 1974). El punto sobre la superficie de falla con mínima distancia al origen es el punto de falla de máxima verosimilitud. Entonces, en un sentido aproximado, esta distancia mínima puede ser usada como una medida de confiabilidad. Esta distancia mínima, también llamada índice de confiabilidad puede ser determinada en forma aproximada por iteraciones sucesivas recurriendo al método FORM.

Múltiples modos de falla

Un problema de modos de falla múltiples es esencialmente el de un sistema multicomponentes en el que las fallas de los diferentes componentes o grupos de componentes corresponden a los diferentes modos de falla del sistema.

En un sistema ingenieril complejo multicomponente, las posibilidades de ocurrencia de falla de un sistema pueden estar tan involucradas que es necesario el establecimiento de un modelo para identificar todos los mecanismos potenciales y sus respectivas consecuencias.

Considerando un sistema con k modos potenciales de falla, cada modo presenta a su vez diferentes funciones de comportamiento.

1.1.5. CONFIABILIDAD DE SISTEMAS CON COMPONENTES INDEPENDIENTES

Cuando la falla de algún componente del sistema no involucra en lo absoluto la falla de otro de los componentes, se dice que el sistema es de componentes independientes.

Los componentes de un sistema geotécnico pueden representar distintos modos de falla. El estado de falla o funcionamiento del sistema dependerá de parámetros físicos, mecánicos y geométricos, principalmente, en los que existe, por razones epistémicas y/o de variabilidad espacial, incertidumbre



considerable. Por tanto, no se podrá predecir con certeza el estado de un componente y será aceptable interpretar los parámetros involucrados en el estado del componente como variables aleatorias. Por simplicidad, se podrá eliminar la dependencia de la falla de algún componente con el tiempo.

1.1.6. CONFIABILIDAD DE SISTEMAS CON COMPONENTES DEPENDIENTES

Un análisis de confiabilidad basado en la hipótesis de componentes independientes tendrá un valor limitado. Se dispone sin embargo de algunos resultados sólidos que podrán ser de utilidad en las aplicaciones. Se establecerán primeramente los tipos de dependencia involucrados en los sistemas geotécnicos. Posteriormente, se hará distinción entre tipos de fallas dependientes.

TIPOS DE DEPENDENCIA EN SISTEMAS GEOTÉCNICOS

En el análisis de confiabilidad de sistemas geotécnicos multicomponentes será necesario identificar primero el tipo de dependencia involucrada entre sus distintos componentes. Para ello se deberá distinguir entre los siguientes tipos de dependencia:

1. **Dependencia causal.** Se presenta cuando la ocurrencia de un evento causa la ocurrencia de otro evento. Por ejemplo, la pérdida de bordo libre en una obra de protección contra inundaciones puede ocasionar su desbordamiento. Por tanto, el evento “pérdida de bordo libre” y el evento “desbordamiento” no pueden ser independientes. (Manual de CFE B.6.2)
2. **Dependencia probabilista.** Se presenta cuando dos o más eventos comparten la misma incertidumbre. Por ejemplo, la incertidumbre en la susceptibilidad de un estrato arenoso a la licuación cambia simultáneamente la probabilidad de licuación, agrietamiento y desbordamiento de una obra térrea para el control de inundaciones influenciada por el comportamiento de dicho estrato.
3. **Dependencia espacial y/o temporal.** Cuando en los resultados de un experimento asociado a una posición espacial y/o temporal específica están involucrados los resultados de otros experimentos también asociados a posiciones espaciales y/o temporales específicos. En este campo se desarrollan los modelos de variabilidad espacial y temporal de la Geoestadística. Se utilizan para inferir valores de una propiedad en posiciones específicas no muestreadas a partir de las observaciones realizadas en otras posiciones.
4. **Dependencia estadística.** Cuando se observa una relación clara entre los resultados de dos o más experimentos. Tal relación en estos casos se podrá representar con un coeficiente de correlación.

TIPOS DE FALLAS DEPENDIENTES

En un análisis de riesgo y confiabilidad de sistemas geotécnicos también convendrá establecer dependencias en términos de los tipos de falla de sus distintos componentes. En términos generales, se podrán distinguir entre dos tipos de dependencias:

1. **Fallas de componentes con dependencia positiva.** En estos sistemas la falla de una componente propicia, de alguna manera, la falla de algún otro componente o del sistema en sí. Bajo estas condiciones ocurren a su vez dos tipos de fallas:
 - a. **Fallas por causas comunes.** Son aquellas fallas de los componentes de un sistema que comparten una misma causa. Las causas podrán ser diversas:
 - Deficiencias comunes en los geomateriales o en el diseño.



- Errores comunes en la instalación de los componentes del sistema.
 - Errores comunes en el mantenimiento de los componentes del sistema.
 - Un ambiente agresivo común para los componentes del sistema.
- b. **Fallas en cascada.** Comprenden múltiples fallas iniciadas por la falla de un componente del sistema que provoca una reacción en cadena o efecto dominó.

2. **Fallas de componentes con dependencia negativa.** Es el caso de fallas individuales de componentes que tienden a reducir la falla de otros componentes. Este tipo de fallas pueden no ser comunes en obras geotécnicas pero su ocurrencia deberá evaluar en cada caso.

FRONTERAS DE PROBABILIDADES PARA SISTEMAS DEPENDIENTES

Un sistema geotécnico con múltiples variables aleatorias y múltiples modos de falla. Este tipo de sistemas predominan en geotecnia por que las obras involucran diversos modos potenciales de falla y a su vez, dependen de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, de la geometría de la obra, etc.

Variables aleatorias dependientes

En el análisis de confiabilidad de un sistema multicomponente se podrán definir dos grupos de variables; las variables aleatorias y las variables controladas. Las variables aleatorias son aquellas sobre las cuales el diseñador o el constructor no pueden, o no desea, por motivos económicos o de alguna otra índole, ejercer un adecuado dominio. También se asocian variables aleatorias a aquellos fenómenos físicos que son aleatorios por naturaleza o sobre los cuales no se cuenta con información adecuada o completa para efectuar predicciones y estimaciones. Las variables controladas tienen por el contrario un valor numérico determinista.

Dependiendo de cada obra, las variables aleatorias podrán presentar algún tipo de dependencia. Como una primera aproximación, en la mayoría de los casos ésta se podrá suponer Gaussiana y el grado de dependencia se podrá cuantificar a través del coeficiente de correlación lineal.

Algunos métodos probabilistas como el FORM y el método de Monte Carlo requieren que se especifique el tipo de función de las variables aleatorias. El tipo de función se podrá seleccionar con base en el principio de máxima entropía (Vázquez, 2014). También se podrá elaborar una distribución de probabilidad empírica basada en “grados de creencia” (Ang y Tang, 1974). Otra opción podrá ser analizar la sensibilidad de la probabilidad de falla ante el tipo de distribución marginal de las variables aleatorias.

FÓRMULA DE POINCARÉ

La probabilidad de falla y la confiabilidad de un sistema geotécnico multicomponente se podrá estimar recurriendo a la fórmula de Poincaré. Con esta fórmula se aproxima la probabilidad de eventos no excluyentes; es decir eventos (modos de falla) con elementos en común, a partir de las probabilidades de los eventos individuales y de sus intersecciones:

$$P[U_{j=1}^m E_j] = \sum_{j=1}^m P[E_j] - \sum_{i < j} P[E_i \cap E_j] + \sum_{i < j < k} P[E_i \cap E_j \cap E_k] \quad (20)$$

Si se iguala:

$$W_1 = \sum_{j=1}^m P[E_j]$$



$$W_2 = \sum_{i < j} P[E_i \cap E_j]$$

$$W_n = \sum_{i < j < \dots < m} P[E_i \cap E_j \cap \dots \cap E_m]$$

La ec 2.20 se puede escribir como:

$$P[U_{j=1}^m E_j] = W_1 - W_2 + W_3 - \dots + (-1)^{m+1} W_m$$

$$P[U_{j=1}^m E_j] = \sum_{j=1}^m (-1)^{j+1} W_j \quad (21)$$

En las aplicaciones, en lugar de trabajar con el sistema completo convendrá que primero se obtenga su representación estructural minimal, como se menciona a continuación.

Probabilidad de falla del sistema

Consideremos primero la probabilidad de falla de un sistema de orden n y conjuntos de cortes minimales K_1, K_2, \dots, K_m .

Sea F_j el evento tal que todos los componentes del subconjunto corte minimal K_j se encuentren en estado de falla; es decir, el evento tal que el j -ésimo subconjunto corte minimal en paralelo falle.

Debido a que el sistema fallará cuando un subconjunto corte minimal en paralelo falle, la probabilidad de falla del sistema se podrá expresar como:

$$P_F = P[U_{j=1}^m F_j] \quad (22)$$

En este caso la fórmula de Poincaré se tendrá que aplicar a los subconjuntos de cortes minimales del sistema geotécnico.

Confiabilidad del sistema

La confiabilidad de un sistema de orden n se puede establecer en forma análoga al caso anterior, pero ahora a partir de los conjuntos de eslabones minimales $\Gamma_1, \Gamma_2, \dots, \Gamma_p$.

Sea R_j el evento tal que todos los componentes del subconjunto eslabón minimal Γ_j funcionen; es decir, el evento tal que el j -ésimo subconjunto eslabón minimal en serie funcionen.

Debido a que el sistema funcionará si al menos los componentes de un subconjunto eslabón minimal en serie funcionan, la confiabilidad del sistema se podrá expresar como:

$$C = P_S = P[U_{j=1}^p R_j] \quad (23)$$

La fórmula de Poincaré se tendrá que aplicar ahora a los subconjuntos de eslabones minimales del sistema geotécnico.

MÉTODO DE MONTE CARLO

En sistemas geotécnicos con múltiples variables aleatorias y múltiples modos de falla también será posible obtener una estimación de la confiabilidad recurriendo al método de Monte Carlo. El método de Monte Carlo consiste en generar una muestra de cada una de las variables aleatorias involucradas en la función de estado limite, respetando las dependencias estadísticas entre las variables, por medio



de la función de distribución de probabilidad conjunta de estas variables. Los parámetros así generados se utilizan para predecir el comportamiento de la función de estado. Después de la generación de un número predeterminado de muestras o simulaciones, la probabilidad de falla del estado límite analizado se obtiene en forma estadística:

$$PF = \frac{N_{falla}}{N_{sim}} \quad (24)$$

donde

N_{falla} es el número de muestras que producen la falla en la ecuación de estado límite

N_{sim} es el número total de simulaciones generadas

Alternativamente, se puede evaluar la confiabilidad del estado límite como:

$$C = \frac{N_{éxitos}}{N_{sim}} \quad (25)$$

donde

$N_{éxitos}$ el número de muestras exitosas del estado límite analizado.

La probabilidad de falla se puede obtener simplemente como $PF=1-C$.

1.1.7. EVALUACIÓN DE LAS CONSECUENCIAS

Las consecuencias de la falla de una obra geotécnica se podrán evaluar en términos económicos, de afectación a personas y de afectación al medio ambiente. Las consecuencias de mayor relevancia son aquellas que están asociadas a eventos catastróficos con probabilidad de falla pequeña, pero que presentan grandísimas consecuencias. Este es el caso de las fallas en presas que conducen a su destrucción.

Una de las mayores dificultades en la estimación de las consecuencias de la falla de una obra es la homologación de las distintas pérdidas involucradas. Se pueden identificar varios tipos de pérdidas. Las pérdidas económicas directas, es decir las pérdidas materiales; las pérdidas económicas indirectas, por ejemplo, retrasos en la puesta en marcha de la obra y su impacto económico en el crecimiento de la zona y el desempleo y las pérdidas no económicas como por ejemplo la pérdida de vidas y lesiones, los daños al medio ambiente, los trastornos sociales, etc.

Tradicionalmente, las evaluaciones de las consecuencias de un peligro se han realizado dividiendo las consecuencias en dos grandes grupos: las consecuencias físicas y las consecuencias sociales.

CONSECUENCIAS FÍSICAS

En este grupo, cada uno de los diferentes elementos (infraestructura, vehículos, medio ambiente, etc.) que pueden ser afectados por la falla se considerará con un costo total afectado por su vulnerabilidad, comprendida entre 0 y 1. La vulnerabilidad de las obras geotécnicas se podrá establecer a partir de su capacidad para enfrentar el peligro. Una obra muy vulnerable tendrá un valor cercano a 1, mientras que una obra muy robusta tendrá una vulnerabilidad cercana a 0. Ante una amenaza específica, en algunas ocasiones la vulnerabilidad se podrá evaluar con base en consideraciones subjetivas.



En obras geotécnicas de gran relevancia siempre será más conveniente determinar su vulnerabilidad de manera explícita. La vulnerabilidad de la obra se establecerá en la forma de una distribución de probabilidad para cada una de las distintas amenazas que enfrentará la obra.

CONSECUENCIAS SOCIALES

Las consecuencias sociales son más difíciles de evaluar, especialmente si involucran vidas humanas. Ya se ha señalado sin embargo que, cuando las consecuencias son de tipo social o político, la definición ingenieril de riesgo puede no ser la más adecuada.

1.2. RIESGO SÍSMICO

El riesgo sísmico son las consecuencias sociales y económicas potenciales provocadas por un terremoto como resultado de la falla de estructuras cuya capacidad resistente fue vencida.

El riesgo se define como:

$$\text{RIESGO} = \text{PELIGRO} * \text{VULNERABILIDAD} * \text{VALOR ECONÓMICO}$$

Donde, el peligro es la parte del problema relacionada con los sismos; el termino vulnerabilidad se refiere al efecto combinado de la ocurrencia de diferentes sucesos sísmicos y las diferentes respuestas de una estructura particular. (Muñoz, 1989)

Por lo que definimos el peligro sísmico como la probabilidad de que el parámetro que mide el movimiento del suelo, debido a la ocurrencia de un sismo, sobrepase un nivel de umbral dado durante un periodo de tiempo. El objetivo de los estudios del peligro sísmico es proporcionar los valores de alguno de los parámetros que representan la intensidad del movimiento del suelo en distintos lugares de una región, de modo que sean útiles en la planificación y diseño de construcciones.

1.2.1. PARÁMETROS SÍSMICOS EN EL CÁLCULO DEL RIESGO

Para evaluar el peligro sísmico de una zona hay que conocer previamente la sismicidad de la misma. Los parámetros necesarios para un estudio de peligrosidad sísmica son los de localización y tamaño; los de localización definen las fuentes sismogénicas; los de tamaño y destructividad son: magnitud, momento, intensidad, aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo. La magnitud y el momento sísmico están relacionados con la energía liberada; la intensidad y la aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo están relacionadas con la energía recibida en un punto cualquiera de la superficie.

- **Intensidad sísmica**: Es un parámetro no instrumental, se mide por escalas macrosísmicas que evalúan los efectos producidos, en un lugar determinado, sobre las personas, los edificios y el suelo. Las más generalizadas son Mercalli modificada (MM) en América y la MSK propuesta por Medvedev, Sponheuer y Karnik, en Europa; constan de 12 grados he incorporan elementos como la clasificación de edificios según sus características antisísmicas y los daños de los edificios.
- **Magnitud y Momento Sísmico**: Está relacionada con la energía sísmica liberada en el foco del sismo. Este parámetro fue propuesto por Richter en 1935 y su definición esta dada en función de la amplitud máxima de la onda sísmica registrada por un sismógrafo a 100



kilómetros del epicentro, no se especifica el tipo de onda que se mide, solo toma el valor máximo del registro. Un parámetro relacionado con las dimensiones de la fuente y más adecuado para medir el tamaño del sismo, es el propuesto por Aki en 1967 conocido como Momento Sísmico, M_0 , este parámetro es producto del coeficiente de rigidez del medio donde se produce el sismo, el área de dislocación y el desplazamiento en el mismo. El momento sísmico se determina a partir del espectro de las ondas sísmicas registradas.

- **Aceleración, Velocidad y Desplazamiento:** Estos parámetros se determinan a partir de los acelerogramas, con la aceleración máxima y duración del sismo. La duración de un sismo no es fácil de estimar, algunos autores (Lee et al., 1972) definen el final de un sismo estableciendo una amplitud mínima del registro, en cambio otros (Real y Teng, 1973), lo establecen cuando la señal se confunde con el ruido ambiental; una medida útil es la duración acotada, que es el tiempo transcurrido entre el primero y el último pico del acelerograma que excede a $0.05g$.

El riesgo se expresa en términos de aceleración ya que para realizar el diseño se hace en función de las aceleraciones que pueden afectarlas durante su tiempo de vida. Esto lleva a relacionar la intensidad sísmica con los parámetros cinéticos aceleración, velocidad y desplazamiento.

1.2.2. FUENTES SISMOGÉNICAS

Son aquellas zonas en las que se puede considerar que los terremotos presentan características comunes y, por tanto, se pueden asociar a una única estructura geológica. (Muñoz, 1989)

Una característica propia de cada fuente son los valores de los coeficientes de la relación propuesta por Gutenberg y Richter (1944)

$$\log N = a - bM$$

donde:

N: número de sismos de magnitud igual o mayor que M

a: coeficiente recibe el nombre de actividad sísmica

b: coeficiente indica la proporción que hay entre sismos grandes y pequeños en la zona

M: relación frecuencia – magnitud

Cuando el periodo de tiempo que se estudia abarca la época no instrumental, se sustituye la relación frecuencia-magnitud por otra frecuencia-intensidad epicentral.

$$\log N = a - bI_0$$

Otros dos parámetros asociados a cada fuente son la tasa y el límite superior que se obtienen a partir de la relación de frecuencia-intensidad. La tasa está asociada al límite inferior de intensidad para el que se evalúa el riesgo y se determina por el número de sismos de intensidad mayor o igual a ese límite por año, el rango de intensidad que interesa es a partir del grado V (aparecen daños en las construcciones).

El límite superior presenta dificultad para estimar cual es el mayor sismo que se ha producido en la región; este valor influye en el cálculo de las probabilidades anuales bajas o periodos de retorno muy largos, que son necesarios para obras grande de ingeniería.



1.2.3. LEYES DE ATENUACIÓN

Para calcular la contribución de cada una de las fuentes sismogénicas a la peligrosidad sísmica en un lugar determinado, uno de los factores más importantes, que se necesita conocer, es como se atenúa con la distancia el parámetro en función del cual se representa dicha peligrosidad.

Existe un gran número de relaciones entre los diversos parámetros que representan la intensidad del movimiento del suelo y la distancia epicentral, pero no hay una buena concordancia entre ellas. Esto debido a factores como el mecanismo focal, las propiedades elásticas e inelásticas del terreno por el que se propagan las ondas y las expresiones analíticas entre los distintos parámetros que se toman como punto de partida (Esteve, 1976).

Se debe analizar cómo el terreno situado debajo de la estructura amplifica cada una de las frecuencias contenidas en el movimiento del terreno, obteniendo así el espectro de diseño para el tipo de terreno del que se trate, y calculando la estructura de modo que los daños sean mínimos para la frecuencia propia. De los parámetros que definen el movimiento del suelo en un lugar determinado el que más facilidad presenta para generar una ley de atenuación con la distancia es la intensidad sísmica, ya que es uno de los más utilizados. La variación de la intensidad con la distancia se puede expresar con la siguiente fórmula.

$$I = C_1 + C_2 \log R + C_3 * R$$

y en función de la intensidad en el epicentro I_0

$$I = I_0 - a \log \frac{R}{h} - b(R - h)$$

$$I = I_0 - a \log \frac{\sqrt{\Delta^2 + h^2}}{h} - b(\sqrt{\Delta^2 + h^2} - h)$$

dónde: I es la intensidad sentida en el punto, I_0 es la intensidad en el epicentro, R es la distancia epicentral, Δ es la distancia epicentral y h es la profundidad del foco.

El coeficiente a de la expresión está relacionado con la atenuación debida a la expansión geométrica o ensanchamiento del frente de onda, y el coeficiente b está relacionado con la absorción inelástica del medio por el que se propagan la onda sísmica.

A partir de las leyes de atenuación lo que se obtiene es una combinación de los valores del coeficiente de atenuación y de la profundidad del foco. Dependiendo de la forma de las isosistas – líneas que delimitan zonas de igual intensidad sísmica- la variación de la intensidad con la distancia se puede considerar constante en todas las direcciones a partir del foco asumiendo que la forma de las isosistas es circular o bien toma direcciones de máxima y mínima atenuación

1.2.4. MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE LA PELIGROSIDAD

Los primeros estudios de evaluación de la peligrosidad sísmica se dieron en la Unión Soviética (Gorhkov, 1941) y en Estados Unidos (Richter, 1959), y pasaron de ser una especificación muy elemental de la diferencia entre zonas con distinta actividad sísmica a calcular el nivel de intensidad del movimiento del suelo esperado en un lugar dado durante un periodo de tiempo determinado.

- **Métodos deterministas:** se basan en la hipótesis de que la sismicidad futura de una zona será exactamente igual a la ocurrida en la historia del lugar. Si se consideran zonas sismogénicas o estructuras geológicas a las que están asociados los sismos, se hace la hipótesis de que estos



pueden ocurrir en cualquier lugar de la zona o de la estructura, por lo que los sismos ocurridos deben situarse en el punto más cercano al lugar de estudio aplicando entonces las leyes de atenuación para calcular los efectos sobre el mismo.

Con este método se obtiene el valor máximo de la variable elegida como medida del movimiento del suelo en un lugar determinado debido a la sismicidad de la región. Este método presenta algunos inconvenientes: el primero de ellos es la hipótesis de partida que establece que la sismicidad futura es igual a la pasada, suponiendo que no será sobrepasado en el futuro; otro inconveniente es que solo se obtiene con este método el valor máximo esperado de la variable que representa el movimiento del suelo (intensidad sísmica, aceleración, etc); Aplica el mismo nivel de riesgo a todas las estructuras, lo que no es común en la práctica de la ingeniería sísmica, este método puede ser en algunos casos conservados y penalizar económicamente el diseño de algunas estructuras.

- **Método Probabilista:** se basa en que, conocida la sismicidad pasada, se pueden establecer las leyes estadísticas que rigen los fenómenos sísmicos de una zona. Se obtiene la probabilidad de ocurrencia de distintos niveles de intensidad de movimiento del suelo en un lugar determinado en un periodo de tiempo dado.

El procedimiento es el siguiente: se definen las fuentes sismogénicas; se deducen las leyes de estadísticas que rigen la sismicidad en la zona o fuente, determinando los parámetros que la definen; se determina la función de atenuación del movimiento del suelo y se calculan la probabilidad de superar un cierto nivel de intensidad. Una ventaja de este método es que no se obtiene únicamente el valor máximo de intensidad de movimiento del suelo,

1.3.SEGURIDAD EN PRESAS

La seguridad de presas se sustenta en evaluaciones deterministas y/o semi-probabilísticas de las distintas partes de las obras, en estándares reconocidos, en la experiencia y el criterio. Esta nueva metodología, denominada “Análisis y Evaluación del Riesgo”, sigue procedimientos asentados en otras industrias y actividades, como la nuclear, aeronáutica y petroquímicas, y comienza a aplicarse en la ingeniería de presas en varios países e instituciones del primer mundo.

La falla de una presa constituye una catástrofe que se traduce en pérdidas de vidas, daños económicos y ambientales.

El boletín 59 “Dam Safety” de ICOLD de 1989 es una síntesis de la filosofía y de los métodos aplicados hasta entonces.

La nueva metodología considera al Riesgo, como resultante del producto de la Probabilidad de Falla de la estructura por las Consecuencias del evento (Figura 2.8). El análisis de riesgo puede ser de carácter cualitativo o cuantitativo.

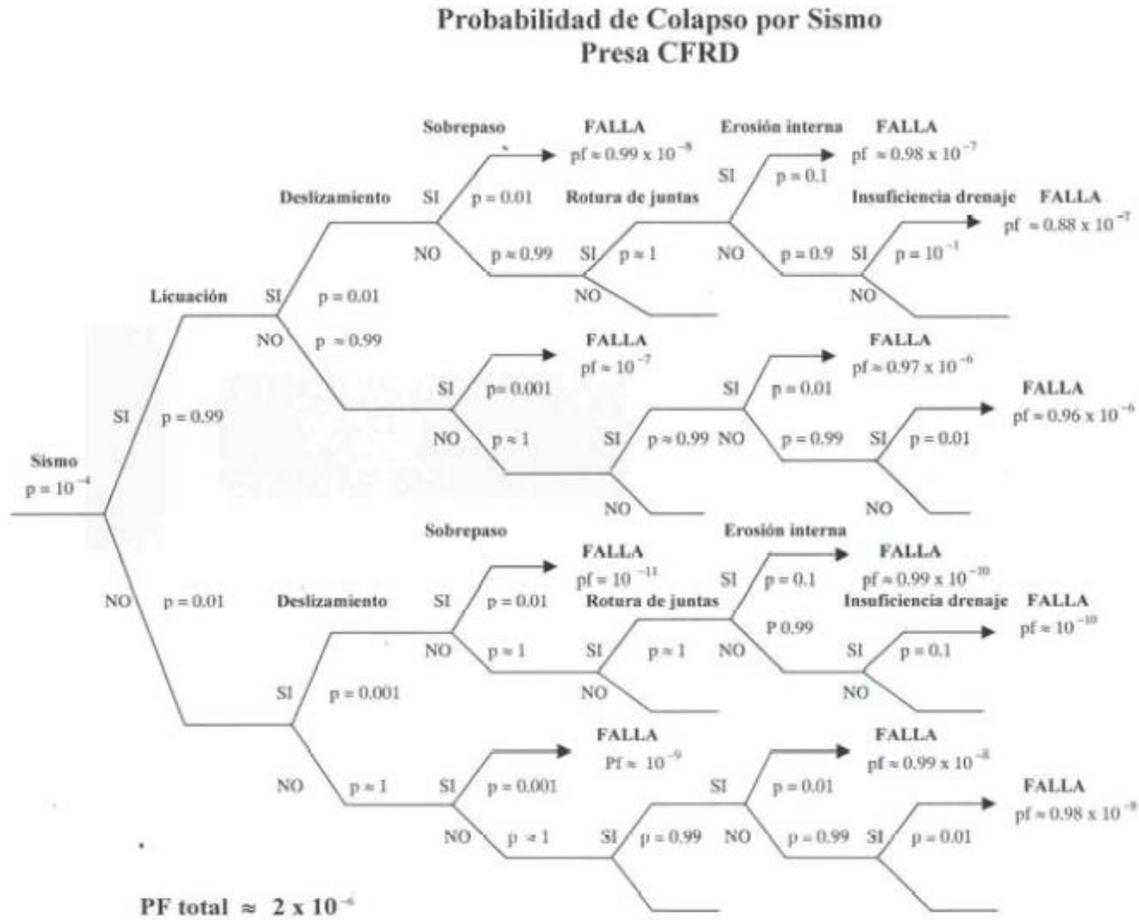


Figura 8 Árbol de eventos. Escenario sísmico

La probabilidad de falla requiere de un análisis sistémico, donde se tengan en cuenta las distintas amenazas que podrían dar lugar al colapso de la obra, los modos de falla vinculados a estas amenazas y los procesos correspondientes a cada caso, a fin de evaluar partes vitales del sistema (presa, estribos, vertedero, etc.).

Entre las técnicas más divulgadas se encuentran los llamados árboles de eventos Figura 2.8 y de fallas, donde se requiere adjudicar probabilidades a las distintas ramas de cada proceso, a fin de obtener la probabilidad de falla de distintas partes del sistema. Los valores de probabilidad pueden ser de carácter estadístico y/o subjetivos basados en la experiencia y el criterio.

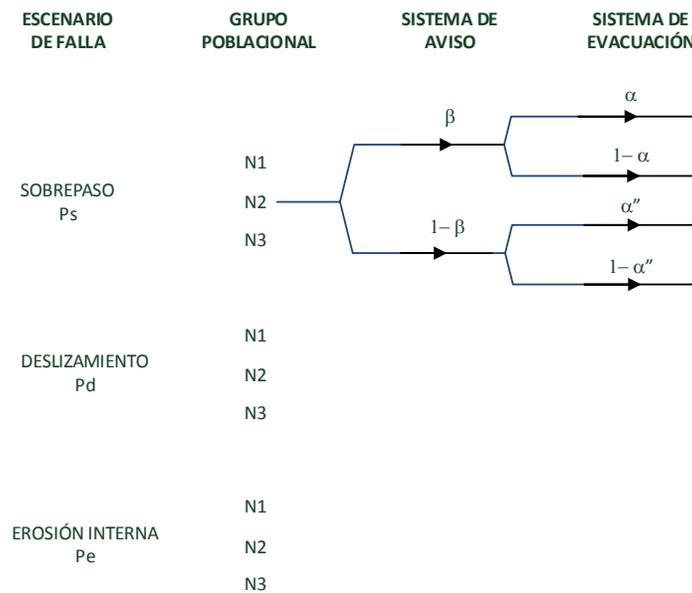
La consideración de los distintos escenarios bajo los cuales puede ocurrir el colapso permitiría en teoría obtener la Probabilidad Global Anual de Falla. Las *Consecuencias* se evalúan por separado y



se expresan en número de personas en riesgo de muerte (N), daños económicos (\$) y en impacto ambiental.

El riesgo individual de muerte de una persona/año por rotura de una presa, ha sido comparado con el riesgo de muerte de un individuo por distintas actividades El riesgo social (muerte de un grupo de personas) no debería ser significativamente aumentado por la presencia de una presa. Estos conceptos dieron lugar a criterios de aceptación del riesgo en función del número esperado de víctimas.

El número esperado de víctimas se obtiene en función del número de personas en riesgo, y depende del modo de falla y de las características de la onda de crecida (altura, velocidad y tiempo de arribo), así como de la existencia de planes de acción en la emergencia, sistemas de aviso y de evacuación de la población Figura 2.9. En los casos de presas donde no existe riesgo de muerte, las decisiones para disminuir el riesgo son basadas en análisis costo-beneficio.



$$R = \sum PN[\beta(1 - \alpha) + (1 - \beta)(1 - \alpha'')]$$

Figura 9 Árbol de eventos, N (número estimado de víctimas)

La Autoridad de Salud y Seguridad del Reino Unido (HSE) define:

“Riesgo Aceptable es el que toda persona se encuentra preparada de aceptar bajo condiciones normales de la vida o el trabajo”.

“Riesgo Tolerable es aquel asumido por una sociedad en función de beneficios netos efectivos y siempre que no sea posible reducir o que el costo para lo mismo sea groseramente desproporcionado” (ALARP – As low as reasonable possible).



1.3.1. RIESGO EN PRESAS

Desde el punto de vista de riesgo potencial por inundación, la clasificación de una presa se hace en función de la zona de inundación aguas abajo de la misma, provocada por una avenida extraordinaria, o a la falla parcial o total de la presa.

Una vez que se determina la zona de inundación se evalúan los posibles daños aguas abajo de la presa, tomando en cuenta la pérdida de vidas humanas, pérdidas económicas y afectación en los recursos naturales; la clasificación según el tipo de riesgo que presenta una presa, se muestra en la tabla 2.1

Tabla 1 Clasificación de riesgo

| Riesgo | Pérdida de vidas humanas | Daños |
|--------------|--------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Alto | Considerables | Pérdidas económicas altas que corresponden a daños en zonas residenciales, comerciales o industriales, caminos y vías de ferrocarril principales; a instalaciones públicas importantes, así como daños importantes a recursos naturales. |
| Medio | Posibles pero escasas | Medianas pérdidas económicas que corresponden a daños a casas aisladas, caminos y vías de ferrocarril secundarias, interrupción a servicios públicos, así como daños moderados a recursos naturales |
| Bajo | Ninguna | Mínimas pérdidas económicas que corresponden a daños moderados a la agricultura, caminos vecinales, así como daños mínimos a recursos naturales. |

1.3.2. CLASIFICACIÓN DE RIESGO EN PRESAS

El Departamento de Conservación Ambiental a través de su Sección de Seguridad de Presas dentro de la Oficina de Protección contra Inundaciones y Seguridad de Barras en la División de Agua (DSS), asigna clasificaciones de peligros a presas para reflejar su mejor comprensión de los impactos potenciales de las fallas de presas. El DSS asigna una clasificación de peligro a una presa basándose en la mejor información disponible sobre las condiciones en la presa y su área aguas abajo. Las presas deben ser construidas, operadas y mantenidas con el entendimiento de que el fallo de cualquier presa, no importa cuán pequeña sea, podría representar un peligro para la vida, la propiedad y el medio ambiente.

Los propósitos de la clasificación de peligros son: reflejar generalmente la amenaza de daño potencial que puede ser presentado por un fallo de la presa. Los estándares de diseño, prioridad y requisitos regulatorios se vuelven más conservadores y rigurosos, ya que aumenta el potencial de pérdida de vidas humanas, daños a la propiedad y / o daños ambientales. La clasificación de peligros de una presa puede ser impulsada por un impacto particular a una o varias características específicas (por ejemplo: daño grave a una vivienda que implica pérdida de vida), o por muchos impactos agregados



que individualmente pueden implicar, por ejemplo, Pérdidas económicas menores (clase A), pero que en su conjunto pueden implicar pérdidas económicas sustanciales (clase B), pérdida de vidas humanas o pérdidas económicas generalizadas (clase C).

PROCEDIMIENTO

A una presa se le asigna típicamente una clasificación de peligro basada en el impacto potencial que una falla en la presa puede tener en las áreas aguas abajo. Las residencias merecen una consideración especial al evaluar las consecuencias del fallo de la presa, ya que la gente puede estar dormida e incapaz de reaccionar rápidamente ante un peligro. Por el contrario, un nivel equivalente de daño a una instalación comercial o industrial se considera generalmente menos significativo porque se supone que los trabajadores están despiertos, conscientes y más propensos a ser capaces de evacuar.

Las inspecciones de seguridad periódicas, los informes de evaluación de ingeniería y las solicitudes de permisos deben incluir la evaluación de un ingeniero independiente de la clasificación de peligros de una presa, presentada en forma de una designación de letra y una descripción escrita que son apoyadas por análisis de ingeniería según sea necesario. La adopción de la clasificación de peligros asignada anteriormente por el Departamento, en lugar de una revisión independiente, no es suficiente. El ingeniero de diseño debe revisar el uso actual y anticipado de la tierra aguas abajo, incluyendo el desarrollo aprobado, y confirmar que la clase de peligro asignada es apropiada, o proponer una clase de riesgo revisada al Departamento. Las evaluaciones de ingeniería son requeridas para las presas de Clase B y Clase C.

Los siguientes tres niveles de clasificación se enumeran en orden de las consecuencias cada vez más adversas de un fallo de la presa. Estos niveles de clasificación se basan entre sí, con los niveles más altos que se suman a las consecuencias de los niveles inferiores.

- 1) Presa de Clase "A" o "Bajo Peligro": Es improbable que un fallo en la presa cause daños a algo más que edificios aislados o desocupados, tierras subdesarrolladas, caminos secundarios como caminos de la ciudad o del condado; Es poco probable que resulte en la interrupción de servicios públicos importantes, incluyendo suministro de agua, tratamiento de aguas residuales, combustible, energía, cable o infraestructura telefónica; Y / o es poco probable que plantee la amenaza de lesiones personales, pérdidas económicas sustanciales o daños ambientales sustanciales.
- 2) Presa Clase "B" o "Peligro Intermedio": Un fallo en la presa puede resultar en daños a casas aisladas, carreteras principales y ferrocarriles menores; Puede resultar en la interrupción de servicios públicos importantes, incluyendo suministro de agua, tratamiento de aguas



residuales, combustible, electricidad, cable o infraestructura telefónica; Y / o es probable que plantee la amenaza de lesiones personales y / o pérdidas económicas sustanciales o daños ambientales sustanciales. No se espera pérdida de vidas humanas.

- 3) Presa de Clase "C" o "Alto Peligro": Un fallo en la presa puede resultar en daños generalizados o serios a los hogares; Daños a carreteras principales, edificios industriales o comerciales, ferrocarriles, y / o servicios públicos importantes, incluyendo suministro de agua, tratamiento de aguas residuales, combustible, electricidad, cable o infraestructura telefónica; O daños ambientales sustanciales; De tal manera que es probable la pérdida de vidas humanas o pérdidas económicas sustanciales generalizadas.
- 4) Presa Clase "D" o "Despreciable o No Peligro": Una presa que ha sido rota o removida, o ha fallado o de otra manera ya no impide materialmente las aguas, o una presa que fue planeada pero nunca construida. Las presas de clase "D" son consideradas como presas extintas que presentan un riesgo insignificante o no peligroso. El departamento puede retener registros pertinentes con respecto a tales presas.

1.3.3. EVALUACIÓN DE LA PRESA

Existe una extensa información de ingeniería con respecto al proceso para realizar evaluaciones de rupturas de presas y mapeo de inundaciones. Hay una variedad de herramientas técnicas disponibles para ayudar a un ingeniero profesional en el desarrollo de presas y los análisis de clasificación de peligros. La sofisticación y precisión de un análisis de ruptura de presa debe ser apropiada para la configuración de la represa específica y el área aguas abajo considerada. En cualquier caso, se debe comprobar el modelo con los datos de calibración disponibles y realizar un análisis de sensibilidad.

Una evaluación típica de la ruptura de la presa debe consistir en dos escenarios: "día soleado" y "día lluvioso". El escenario de rompimiento de presa del día soleado simula típicamente las consecuencias de un tipo de tubería de falla de la presa con la superficie inicial del agua en la piscina / Elevación de la cresta del vertedero de servicio. El escenario de rotura de presa de días de lluvia típicamente simula las consecuencias de un tipo de falla de presa de "superación" con la superficie de agua de salida correspondiente a la superficie máxima de agua resultante del adecuado desagüe. Cuando se consideren escenarios de días lluviosos, sólo se debe considerar el aumento incremental en las inundaciones debido a la componente de ruptura de presa de la ola de inundación. La consecuencia más grave rige la clase de peligro.

Los análisis de ruptura de presa deben encaminarse hacia abajo hasta un punto en el que el efecto incremental del fallo ya no dará lugar a consecuencias adicionales significativas. En general, las



consecuencias del fallo se consideran no significativas cuando la diferencia en las elevaciones de inundación entre el fallo de presa y los escenarios de falla respectivos es de aproximadamente dos pies o menos. Sin embargo, el incremento de dos pies no es un punto de decisión absoluto. El juicio de ingeniería debe ser aplicado en la determinación final.

Para fines de clasificación de peligros, se supone que las estructuras hidráulicas tales como vertederos, puentes y alcantarillas funcionan según lo diseñado, y no deben ser obstruidas por desechos y / o hielo.

PROPONER UNA CLASIFICACIÓN DE PELIGROS

Una vez que se ha realizado una evaluación de la ruptura de la presa para caracterizar las inundaciones potenciales aguas abajo de una falla de la presa, se debe considerar el efecto de la inundación potencial de la presa sobre las vidas, la propiedad y el medio ambiente para llegar a una clasificación de peligros. A continuación, se presentan algunos de los factores y términos más comúnmente considerados al asignar una clasificación de peligro.

Pérdida de la vida humana

Generalmente se espera que la "pérdida de vidas humanas" sea "probable", tal como se utiliza en 6 NYCRR 673.5, donde el área de inundación potencial se ocupa regularmente durante la noche o donde las personas que se espera que estén presentes no puedan razonablemente esperar evitar una inundación de ruptura de presa inminente o la. Por lo general, no se espera que la pérdida de vida sea probable cuando el área potencial de inundación sólo puede ser ocupada por usuarios ocasionales, inesperados o intrusos de recreo diurnos o pasajeros, o usuarios externos no nocturnos. Sin embargo, cuando la pérdida de una sola vida humana es probable, está implícita una presa de alto riesgo (Clase C).

Estimación de la pérdida de vida causada por la falla de la presa.

La pérdida de vidas humanas es más comúnmente implicada por daños a hogares u otras infraestructuras que son lo suficientemente graves o generalizadas para hacer probable la pérdida de vidas humanas. Los daños a los hogares y otras infraestructuras comunes se discuten a continuación.

Todavía las causas más frecuentes de fallas son los errores humanos conforme a lo que indica la estadística ICOLD. Se trata de:

• Errores de diseño como:

- Modelo de cálculo inadecuado o incompleto
- Descuido de ciertos aspectos, análisis incompleto



- Investigaciones insuficientes (por ejemplo: sondeos, ensayos de mecánica de rocas)
- Datos base de diseño insuficientes (por ejemplo: estadística de terremotos)
- Uso de leyes de distribución de probabilidad no adecuadas o no escogidas de manera óptima
- Uso de métodos inadecuados para determinar los valores característicos de los parámetros (por ejemplo, promedio aritmético en lugar de geométrico, o armónico, etc.)
- Hipótesis demasiado simplificadoras (por ejemplo, módulo de elasticidad asumido uniforme en toda la obra, mientras es variable de sitio a sitio y además anisótropo)

• Errores conceptuales

- Selección de criterios no adecuados (por ejemplo, tipo de presa no óptima, criterios de filtro incorrectos)
- Subestimación de los problemas de cimentación

• Errores de construcción

- Mala calidad de los materiales (por ejemplo, núcleo dispersivo inadecuadamente tomado en cuenta, errores de dosificación de cemento)
- Control de calidad insuficiente

• Errores en o la falta de toma de decisión acordándose que según la ley de Murphy todos los errores posibles van a ocurrir

Un aspecto que es todavía oportuno mencionar es el hecho que respecto a otras estructuras (como puentes o edificios en particular de tipo industrial) el número de las cargas actuantes en una presa de fábrica es generalmente muy reducido y que la dispersión de la intensidad de las mismas es mínima. Se trata de:

- Peso propio (dispersión de la densidad y de las dimensiones prácticamente nula)
- Presión del agua (dispersión de la densidad nula, incertidumbre muy reducida sobre el nivel máximo de operación y sobre el nivel máximo absoluto)
- Supresión (influenciable y controlable)
- Temperatura (en general puede determinarse y medirse con mucha precisión)
- Aceleración sísmica (es la más difícil a determinar; en muchos casos su incidencia es todavía reducida)

- Cargas eventuales (por ejemplo, empuje de la carga de hielo, deposición de sedimentos en el embalse frente a la presa)

Los elementos de resistencia son al contrario más inciertos. Se trata de:

- Resistencia del hormigón (con las técnicas modernas de producción, de colocación, de enfriamiento y de control de la calidad, los riesgos son todavía mínimos)
- Problemas particulares (envejecimiento y reacciones volumétricas del hormigón, filtraciones en la cimentación, etc.)
- Resistencia y deformabilidad de la cimentación (incertidumbre máxima)

1.4. VULNERABILIDAD SISMICA

La evaluación del riesgo sísmico es definida como la estimación de la probabilidad de daños esperados y pérdidas debidas a riesgos sísmicos. La mayoría de los enfoques actualmente disponibles para evaluar las pérdidas potenciales de un amplio grupo de elementos expuestos se basan en la disponibilidad de curvas de fragilidad relevantes.

El nivel de vulnerabilidad de una estructura se describe por medio de las funciones de vulnerabilidad y las funciones de fragilidad. Hay una serie de definiciones de vulnerabilidad y funciones de fragilidad; uno de ellos describe las funciones de vulnerabilidad como la probabilidad de pérdidas (como las pérdidas sociales o económicas) dados un nivel de movimiento del suelo, mientras que las funciones de fragilidad proporcionan la probabilidad de exceder diferentes estados límite (tales como daños físicos o niveles de daño) dado un nivel de movimiento en el suelo. La Figura 2.10 muestra ejemplos de funciones de vulnerabilidad y fragilidad. El primero relaciona el nivel de movimiento del terreno con la relación de daños media (por ejemplo, la relación entre el costo de reparación y el costo de sustitución) y el segundo relaciona el nivel de movimiento del terreno con la probabilidad de superar los estados límite. Las funciones de vulnerabilidad pueden derivarse de funciones de fragilidad utilizando funciones de consecuencia, que describen la probabilidad de pérdida, condicionada al estado de daño.

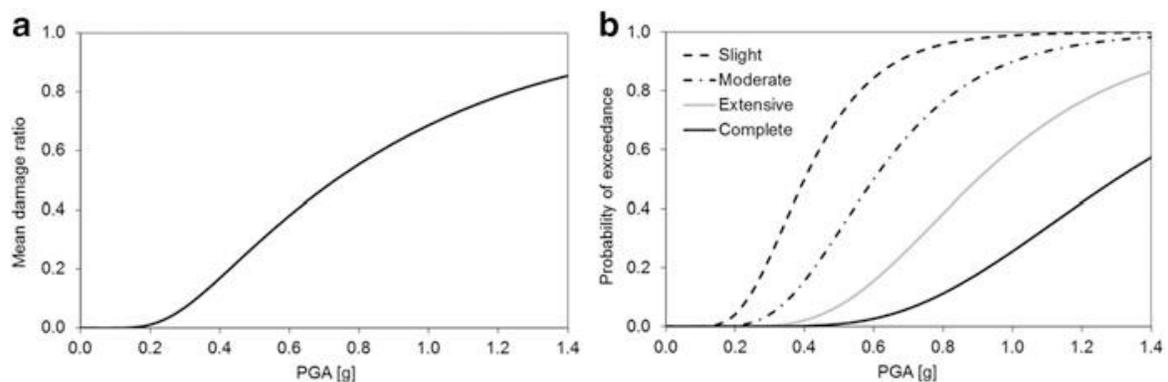


Figura 10 Ejemplos de (a) funciones de vulnerabilidad y (b) funciones de fragilidad



1.4.1. CARACTERIZACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura descrita a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño (Sandi, 1986). La naturaleza y alcance de un estudio de vulnerabilidad sísmica debe estar condicionado por el tipo de afectación o daño que se pretende evaluar y el nivel de amenaza existente. En este sentido, la caracterización de la vulnerabilidad sísmica de una estructura está estrechamente vinculada a los probables daños inducidos como consecuencia de un movimiento sísmico que dependen fundamentalmente de tres factores; la severidad del movimiento en el emplazamiento, las características de la estructura y su vulnerabilidad sísmica (Barbat, 1998).

El concepto de vulnerabilidad puede utilizarse no solo para describir aspectos estructurales, sino también para describir aspectos no estructurales, funcionales, operativos, entre otros. En este sentido, se hace necesario clarificar el tipo de afectación o daño que se considera en la evaluación de vulnerabilidad.

Aunque no existe una metodología estándar para estimar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, se han propuesto diferentes métodos (Caicedo et al., 1994), cuyo resultado pretende hacer una descripción global del daño que experimentaría una estructura de una tipología dada, sometida a la acción de un sismo determinado. El resultado de un estudio de vulnerabilidad sísmica está condicionado a la manera concreta como haga la descripción del daño y del movimiento sísmico. La relación entre estos parámetros suele formularse discretamente, mediante matrices o de manera continua, a través de funciones o curvas, que tienen un carácter regional, limitando su transportabilidad, por lo que es necesario propiciar el desarrollo de funciones propias que reflejen los aspectos constructivos y culturales representativos de cada región. Pueden obtenerse analíticamente, simulando la respuesta sísmica de estructuras de una misma tipología definiendo la llamada *vulnerabilidad calculada*, o bien, de la observación de daños causadas sobre construcciones perteneciente a zonas afectadas por terremotos, cuyo tratamiento estadístico basado en aspectos empíricos y subjetivos definen la llamada *vulnerabilidad observada* (Barbat, 1998).

Para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones individuales, es necesario un estudio detallado que permita conocer la susceptibilidad de la edificación de sufrir un determinado nivel de daño para un movimiento especificado. Estos estudios, generalmente se basan en la comparación de la capacidad resistente de la edificación con la demanda. La demanda es una representación de la acción sísmica y la capacidad es una representación de la posibilidad que tiene la estructura de resistir la demanda sísmica, manteniendo un desempeño compatible con el nivel de respuesta esperado; es decir, una medida de los daños esperados. De manera que, la *acción sísmica* y el *daño sísmico*, constituyen los elementos fundamentales para la caracterización de la vulnerabilidad sísmica.

Las curvas de fragilidad constituyen uno de los elementos clave de la evaluación del riesgo sísmico. Relacionan la intensidad sísmica con la probabilidad de alcanzar o exceder un nivel de daño (por ejemplo, menor, moderado, extenso, colapso) para los elementos en riesgo. El nivel de movimiento puede ser cuantificado usando diferentes parámetros de intensidad sísmica, incluyendo la: aceleración máxima del terreno / velocidad / desplazamiento, aceleración espectral, velocidad espectral o desplazamiento espectral. A menudo se describen mediante una función de distribución de probabilidad lognormal como en la ecuación 3.1, aunque se observa que esta distribución no siempre es la mejor opción.

$$P_f(ds \geq ds_i | IM) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{tot}} * \ln \left(\frac{IM}{IM_{mi}} \right) \right] \quad (26)$$



Donde $P_f(\cdot)$ denota la probabilidad de estar o exceder un estado de daño particular, ds , para un nivel de intensidad sísmica dado definido por la medida de intensidad sísmica, IM (por ejemplo, aceleración máxima del terreno, PGA), Φ es la función de probabilidad acumulativa estándar, IM_{mi} es el valor umbral medio de la medida de intensidad sísmica IM requerida para causar el estado de daño, i_{th} y β_{tot} es la desviación estándar total. Por lo tanto, el desarrollo de las curvas de fragilidad de acuerdo con la ecuación 3.1 requiere la definición de dos parámetros, IM_{mi} y β_{tot}

1.5. CURVAS DE FRAGILIDAD

Los estudios de peligrosidad sísmica se basan en estimar el movimiento del terreno en un lugar determinado a partir de los terremotos situados en las distintas zonas sísmicas donde se generan, normalmente, asociadas a unas ciertas características geotectónicas. Para estos estudios, el movimiento del terreno generalmente se expresa por un parámetro físico tal como la aceleración, la velocidad o el desplazamiento máximo del suelo o bien por uno de los grados de intensidad en cualquiera de las escalas macro sísmicas.

El campo de la fiabilidad estructural (seguridad de funcionamiento) proporciona un marco ideal para evaluar la importancia que, sobre su seguridad, funcionamiento y durabilidad, tienen las incertidumbres en la amenaza, las cargas estructurales, la resistencia y la rigidez de la estructura. En este contexto el diseño, para determinados niveles de desempeño, requiere la conexión entre los estados límite estructural y su probabilidad de ocurrencia. Una de las formas más utilizadas para representar el funcionamiento de una estructura son las curvas de fragilidad. Éstas representan la probabilidad de que la respuesta de una estructura exceda un determinado estado límite, en función de un parámetro que define la intensidad del movimiento del suelo. En otras palabras, puede decirse que son una medida de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en términos probabilistas. La construcción de estas curvas, requiere de un entendimiento completo de los mecanismos de respuesta del sistema estructural para diferentes niveles de la demanda sísmica, los cuales varían entre movimientos frecuentes de baja intensidad hasta movimientos fuertes poco frecuentes. Generalmente para estos últimos, el comportamiento de la estructura es altamente no lineal e implica un grado de complejidad elevado, por lo tanto, se recomienda utilizar un tipo de análisis que permita modelar este comportamiento. Una buena opción consiste en definir un grupo de acelerogramas que representen las principales características de los movimientos en la zona, tanto desde el punto de vista de aceleraciones máximas o efectivas como de duración y contenido frecuencial y, evaluar la respuesta de la estructura cuando se somete a estas aceleraciones, mediante un análisis dinámico no lineal.

Las curvas de fragilidad son de gran utilidad para los ingenieros de diseño, investigadores, expertos en fiabilidad, expertos de compañías de seguros y administradores de sistemas críticos, tales como hospitales y autopistas, entre otros, debido a que son un ingrediente esencial para los siguientes tipos de estudio:

- Evaluación del riesgo sísmico de los sistemas estructurales
- Análisis, evaluación y mejora del funcionamiento sísmico tanto de los sistemas estructurales como de los no estructurales
- Identificación de diseños óptimos y estrategias de rehabilitación



- Determinación de las probabilidades de los márgenes de seguridad de las estructuras para diferentes movimientos sísmicos, las cuales pueden servir para la toma de decisiones y elaboración de las normativas utilizadas por las entidades responsables de la seguridad de los sistemas y protección de los usuarios

Los principales métodos utilizados para la generación de las curvas de fragilidad difieren básicamente en los datos de entrada y en el método de obtención de las probabilidades asociadas a cada estado de daño; son: 1) métodos basados en observaciones de campo, 2) métodos experimentales, 3) métodos basados en la opinión de expertos y 4) métodos analíticos.

Por lo general, todos ellos ajustan una función de distribución lognormal $\Phi[.]$, a los resultados obtenidos, de tal forma que es posible determinar las probabilidades de exceder o igualar un estado discreto de daño ED_i para un cierto valor del parámetro indicador de la intensidad sísmica (PIS) esto es:

$$P(ED \geq ED_i/PIS) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{PIS,ED_i}} \ln \left(\frac{PIS}{\overline{PIS}} \right) \right]$$

\overline{PIS} y β_{PIS,ED_i} son respectivamente la media y la desviación estándar del logaritmo natural de PIS para el estado de daño ED_i . Estos valores se determinan por medio de un ajuste de mínimos cuadrados sobre las probabilidades obtenidas mediante cualquier método de evaluación (analítico, experimental, empírico, etc).

1.5.1. MÉTODOS BASADOS EN OBSERVACIONES DE CAMPO

Los métodos utilizados para la generación de curvas de fragilidad a partir de los daños observados, son de gran utilidad para calibrar los resultados obtenidos con los métodos analíticos y/o ensayos de laboratorio. En este sentido, por ejemplo, los daños registrados durante los sismos de Marmara, en Turquía, y Chi-Chi, en Taiwan, fueron de gran utilidad para el desarrollo de curvas de fragilidad (Shinozuka et al., 2000).

Para aplicar estos métodos, las estructuras existentes se clasifican por tipologías y para cada una de ellas, se definen varias clases de acuerdo a las principales características geométricas (altura, área en planta, etc.) y a los aspectos relacionados con el uso e importancia de las estructuras. En cuanto a la intensidad del movimiento, ésta se determina en cada una de las zonas donde se encuentran localizadas las estructuras analizadas. Así, a partir de los daños observados durante las inspecciones después de ocurrido un sismo, es posible generar curvas de fragilidad para cada una de las clases identificadas previamente. Este tipo de métodos requieren de la participación de expertos en diseño, análisis y patología de estructuras para poder elaborar los formularios de inspección que permiten describir los daños observados. Generalmente, estos formularios se componen de una serie de preguntas, tipo test, las cuales pueden ser luego utilizadas para relacionar los daños observados con el grado de deterioro de la estructura. Lo aconsejable es que estos formularios sean utilizados por profesionales especializados en el tema para reducir las incertidumbres asociadas al carácter subjetivo de estos métodos.

El procedimiento empleado para construir las curvas de fragilidad, para una clase de estructuras en particular, a partir de daños observados, puede describirse mediante los siguientes pasos:

- Sea n el número de sismos para los cuales se dispone de datos de daños.



- Para cada sismo i , se determina el parámetro que caracteriza la intensidad del movimiento, por ejemplo, la aceleración máxima del terreno a_i registrada en cada zona, esto es:

$$a_i = PGA_i \text{ para } i=1, 2, \dots, n$$

donde $a_1 < a_2 < \dots < a_n$

- Determinación del número de estructuras N_k sometidas a un sismo i con una aceleración máxima del terreno igual a a_i
- Definición y descripción del número de estados discretos de daño ED_j .
- Cálculo del número de estructuras m_1 que exceden los estados de daño ED_j , para cada a_i
- Para cada estado de daño ED_j , se estima la probabilidad de falla f_i de la estructura cuando se ve sometida a un sismo con una $PGA = a_i$, mediante la siguiente expresión:

$$f_i = \frac{m_1}{N_k}$$

- Ajuste de una función de distribución para el grupo de datos obtenidos (a_i, f_i) correspondientes a cada estado de daño ED_j , como por ejemplo la función lognormal de la ecuación 4.1

Un ejemplo reciente de aplicación de este tipo de metodologías, son las curvas de fragilidad desarrolladas por Yamaguchi y Yamazaki (2000) en Japón, a partir del informe realizado por el gobierno de la ciudad de Nishinomiya de los daños observados en diferentes estructuras después del sismo del 17 de enero de 1995 en Hyogoken-Nanbu (Kobe - Japón). La Figura 2.9 muestra las curvas de fragilidad obtenidas para diferentes períodos constructivos. En este caso se utilizan la velocidad máxima del terreno PGV y la relación de daño (radio de daño), para representar la acción sísmica y la respuesta estructural respectivamente.

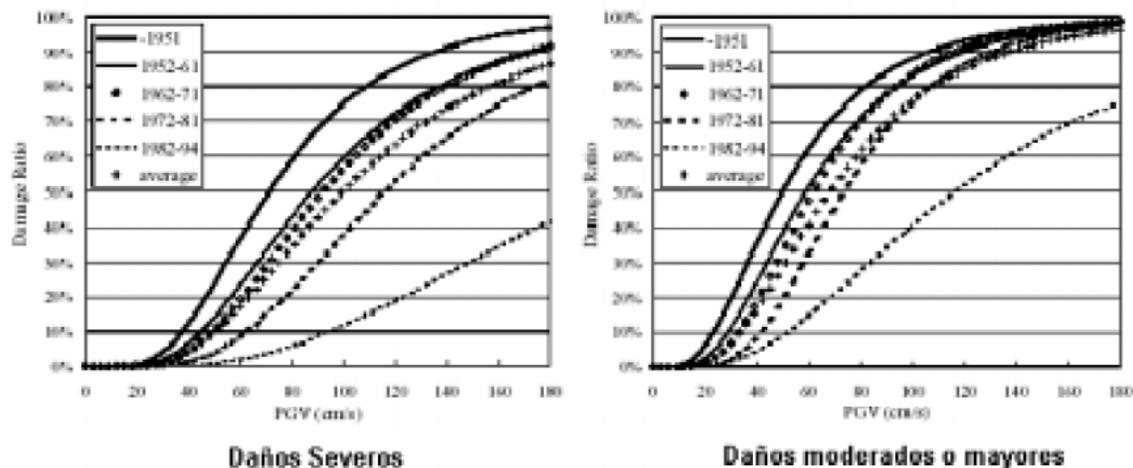


Figura 11 Curvas de fragilidad obtenidas a partir de los daños observados en el sismo de Kobe (Yamaguchi y Yamazaki, 2000)

Los métodos basados en las observaciones de campo, sólo deben ser utilizados para evaluar, de manera global, el comportamiento de las estructuras de una misma clase y no son recomendados para el análisis de una estructura en particular.

1.5.2. MÉTODOS EXPERIMENTALES

El mismo procedimiento utilizado para generar las curvas de fragilidad a partir de observaciones de daño, puede ser empleado para los datos obtenidos a partir de ensayos de laboratorio. En este caso, el rango de intensidades y el tipo de estructura puede ser controlado de acuerdo a los requerimientos establecidos previamente. Sin embargo, los ensayos pueden ser costosos y la cantidad de observaciones de daños está limitada al número de pruebas que se realicen.

Estos métodos implícitamente, requieren de una serie de simplificaciones impuestas por el modelo a escala que se construye para representar el comportamiento de la estructura y por los patrones de carga utilizados para modelar la acción sísmica. Sin embargo, debe intentarse que estas simplificaciones no alteren la respuesta esperada de la estructura ante determinados movimientos sísmicos, para que, de esta forma, los resultados obtenidos puedan ser representativos del comportamiento global de la estructura.

En la actualidad, existen básicamente dos tipos de ensayos que pueden ser utilizados para construir estas curvas: 1) ensayos de carga monotónicamente creciente mediante actuadores de carga o desplazamientos y 2) ensayos sobre mesa vibradora, utilizando historias temporales de aceleración. Ambos ensayos proporcionan información de gran utilidad, no obstante, los ensayos del segundo tipo, son mucho más realistas, debido a que representan, de una forma más adecuada, la acción sísmica.

Chong y Soong (2000) desarrollaron curvas de fragilidad experimentales para componentes no estructurales. Para ello, determinaron los desplazamientos relativos entre un bloque rígido independiente y una superficie de piso rugosa, a partir de los ensayos realizados en una mesa vibradora utilizando cinco registros de aceleraciones de sismos típicos (El centro, Taft, Pacoima, Kobe y Northridge) elegidos aleatoriamente. Se consideraron cinco valores de aceleración máxima horizontal ($hPGA = 0.3, 0.4, 0.5, 0.6$ y $0.7g$) y cuatro factores de escala diferentes para representar

la aceleración máxima vertical ($\frac{vPGA}{hPGA} = 0, \frac{1}{4}, \frac{1}{3}$ y $\frac{1}{2}$). El primero de estos factores ($\frac{vPGA}{hPGA} = 0$), corresponde al caso en que no se considera la componente de aceleración máxima vertical. Las mediciones de los valores de hPGA y vPGA se hicieron en varios puntos de la mesa. Para medir los desplazamientos horizontales del bloque, se utilizaron tanto transductores de desplazamiento (Temposonic displacement transducers LVDT) como indicadores permanentes localizados sobre la superficie de deslizamiento. Se construyeron curvas de fragilidad para 8 umbrales de desplazamiento relativo entre 0.1 y 3 pulgadas. Estos umbrales pueden relacionarse directamente con los estados discretos de daño. La Figura 2.10 muestra un ejemplo de las curvas obtenidas para un umbral de desplazamiento relativo igual a 1 pulgada. En el eje de las abscisas están los valores de aceleración máxima horizontal, hPGA, y en las ordenadas las probabilidades de que el desplazamiento relativo sea mayor o igual a 1 pulgada.

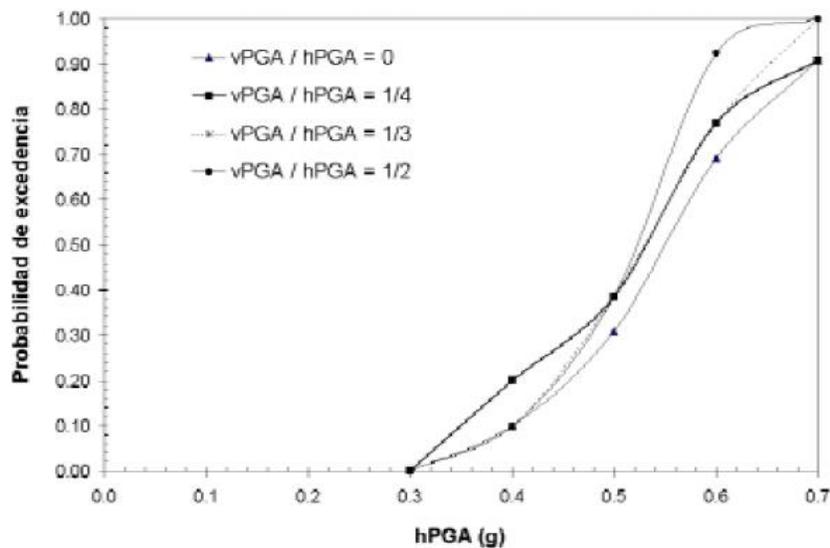


Figura 12 Ejemplo de curvas de fragilidad experimentales para un desplazamiento relativo máximo de 1 pulgada (Chong y Soong, 2000)

MÉTODOS A PARTIR DE LA OPINIÓN DE EXPERTOS

La estimación del porcentaje esperado de daño que puede sufrir un grupo de estructuras ante una intensidad sísmica dada, se determina también a partir de las respuestas de expertos en análisis, diseño y patología estructural, a una serie de preguntas relacionadas con el comportamiento de la estructura considerada. A partir de esta información se puede calcular un parámetro cuantificador del daño, que es función de la intensidad sísmica del movimiento. Una vez calculado este factor, para todas las estructuras correspondientes a una misma clase, se determinan los estadísticos de los resultados obtenidos y se ajusta una función de distribución de probabilidad (generalmente se utiliza la función beta). Posteriormente, se establecen los estados discretos de daño que se desean considerar y, para cada uno de estos, se define un intervalo de variación del parámetro cuantificador del daño. Las probabilidades para cada estado de daño se pueden determinar integrando la función de distribución elegida entre los límites de los respectivos intervalos. Las curvas de fragilidad se obtienen graficando estas probabilidades para cada valor de la intensidad sísmica.



Anagnos et al., (1995) siguieron este método para transformar las matrices de probabilidad de daño del ATC-13. Para ello, utilizan la escala de intensidad de Mercalli modificada MMI para caracterizar la demanda sísmica y el factor de daño df (factor de daño) para representar el comportamiento de la estructura. Este parámetro se define como la relación entre el costo de reparación y el costo de reposición para un determinado valor de la intensidad sísmica del movimiento. Se consideran 7 valores de MMI (variando entre V I y XII cada grado de intensidad) y 6 factores de daño df (0.1%, 1.0%, 10%, 30%, 60% y 99%). Para calcular las probabilidades de excedencia, se utilizan los intervalos de variación propuestos en el ATC-13 (ver Tabla 2.1) y la función de distribución beta. Así por ejemplo de acuerdo a la Tabla 2.1.1, la probabilidad de exceder o igualar el estado de daño “Mayor” se obtiene integrando la función de distribución de probabilidad beta para los valores del factor de daños mayores o iguales al 60 %. La Figura 2.11 muestra cinco curvas de fragilidad para un edificio de mampostería no reforzada de elevación media obtenidas mediante este método. En este caso, los estados de daño están representados por los valores discretos del factor de daño.

Tabla 2 Estados discretos de daño e intervalos de variación del factor de daño

| Estado de Daño | Intervalo del Factor de Daño (%) | Factor de Daño Central (%) |
|----------------|----------------------------------|----------------------------|
| Sin daño | 0 | 0 |
| Leve | 0 – 1 | 0.5 |
| Suave | 1 – 10 | 5 |
| Moderado | 10 – 30 | 20 |
| Fuerte | 30 – 60 | 45 |
| Mayor | 60 – 100 | 80 |
| Destrucción | 100 | 100 |

En estos métodos, además de las incertidumbres inherentes a cualquier estimación del daño debido a la variabilidad en el actual desempeño de las construcciones, es necesario considerar las incertidumbres relacionadas con la opinión de los expertos. Adicionalmente, las curvas de fragilidad obtenidas por este tipo de métodos, son también difíciles de calibrar o modificar para incorporar nuevos datos o tecnologías (Anagnos et al., 1995).

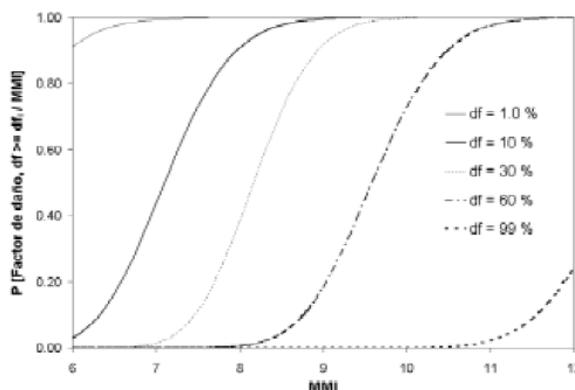


Figura 13 Ejemplo de curvas de fragilidad obtenidas a partir de la opinión de expertos (Anagnos et al., 1995). df es el factor de daño o “damage factor”.



MÉTODOS ANALÍTICOS

Estos métodos utilizan análisis numéricos y pueden ser empleados para zonas donde no se dispone de observaciones de daños debidos a sismos, ni de suficientes resultados de ensayos de laboratorio. También pueden ser útiles para el análisis de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en particular, como, por ejemplo, el caso de estructuras esenciales.

Los resultados obtenidos con este tipo de métodos, son muy sensibles a los modelos construidos para representar las estructuras y la acción sísmica, por lo tanto, deben utilizarse modelos que representen de la mejor forma posible tanto el comportamiento sísmico estructural como las principales características de los movimientos del terreno.

Una de las grandes ventajas es que constituyen una herramienta fundamental para los estudios de prevención y atención desastres, debido a que pueden ser utilizados para comenzar a reducir la vulnerabilidad y, de este modo, reducir el riesgo a que se encuentran expuestas las estructuras, sin que sea necesaria la ocurrencia de un evento sísmico.

Existen dos tipos de métodos analíticos: los probabilistas y los deterministas.

Métodos deterministas

Los métodos deterministas parten de los sismos registrados y evalúan los efectos de esos sismos sobre la localidad que se estudie. Para ello hacen uso de diversos criterios de valoración (por ejemplo, desplazando epicentros dentro de ciertas regiones predeterminadas, etc.). Los métodos probabilistas no utilizan directamente los sismos registrados, si no que esos datos sirven para establecer ciertas leyes de probabilidad de ocurrencia dentro de las regiones que se hayan establecido, dando lugar a modelos regionales de ocurrencia, para finalmente calcular las influencias de cada región sobre la localidad de estudio.

Los métodos deterministas se basan en la hipótesis de que la sismicidad futura de una zona será exactamente igual a la del pasado. Se estudian los efectos de cada terremoto de la región sobre el emplazamiento. Si se consideran zonas sísmicas o estructuras geológicas a las que están asociados los sismos, se hace la hipótesis de que éstos pueden ocurrir en cualquier lugar de dichas zonas, por lo que los terremotos ocurridos en cada una de ellas deben situarse en el punto más cercano al emplazamiento debido, en un caso, a cada terremoto individual y en el otro a cada zona, se toma el máximo. Es decir, con el método determinista se obtiene el valor máximo de la variable elegida como medida del movimiento del suelo en un lugar determinado debido a la sismicidad de la región.

Este método presenta algunos inconvenientes. El primero de ellos es la hipótesis de partida; establecer que la sismicidad futura será igual a la pasada supone admitir que el mayor terremoto registrado en el catálogo de una zona no será sobrepasado en el futuro. Esto no tiene que ser cierto, aunque se conociera toda la historia sísmica de la zona. Otro de los inconvenientes es que, en principio, sólo se obtiene con este método el valor máximo esperado de la variable que representa el movimiento del suelo, esto supone aplicar el mismo nivel de riesgo a todas las estructuras, lo que no es común en la práctica de la ingeniería sísmica, ya que no se aplica el mismo nivel de riesgo al diseño de una presa que al de una vivienda particular, es decir, este método puede resultar en algunos casos conservador y penalizar económicamente el diseño de algunas estructuras.

Para la aplicación de este método es necesario una gran precisión en la localización de los terremotos, si no se consideran zonas o estructuras sísmicas y las dimensiones de estas en el caso de que si se consideren.



Métodos probabilistas

Estos métodos se basan en que, conocida la sismicidad pasada, se pueden establecer las leyes estadísticas que rigen los fenómenos sísmicos de una zona. Con estos métodos, se obtiene la probabilidad de ocurrencia de distintos niveles de intensidad de movimiento del suelo en un lugar determinado en un periodo de tiempo dado. Cabe hacer notar aquí, que la peligrosidad sísmica se debe diferenciar de la sismicidad de un área, la cual se expresa por la frecuencia de ocurrencia, la distribución y la magnitud de los terremotos en dicha área.

En principio, todos los procedimientos disponibles para la evaluación probabilista de la peligrosidad sísmica son similares y se diferencian únicamente en el modelo estadístico escogido para obtener la probabilidad del lugar. En general, todos estos métodos requieren del conocimiento de los siguientes datos para la región de estudio: La sismicidad, las zonas sísmicas y la atenuación.

La metodología puede resumirse en lo siguiente:

- Se identifica la zona sísmica y los puntos de la malla para los cuales se ha de determinar la peligrosidad.
- Se efectúa un análisis estadístico de los datos de sismicidad y de las curvas típicas de atenuación para la región
- Se obtiene una distribución de probabilidad condicional acumulada típica de la aceleración máxima del terreno en un punto seleccionado de la malla
- Se obtiene la probabilidad extrema para varios niveles de aceleración máxima del terreno y tiempos de exposición para el sitio seleccionado. Con estos datos se dibuja un mapa de curvas de control de igual aceleración máxima o de la intensidad en el caso de que se efectuó un análisis similar al anterior para este último parámetro

Los métodos probabilistas presentan algunas ventajas frente a los métodos deterministas. La más importante es que no se obtiene únicamente el valor máximo de intensidad del movimiento del suelo, sino que también se obtiene la distribución de probabilidades para los distintos niveles de intensidad o de daño. Otra es que se considera la sismicidad se reporta uniformemente dentro de cada fuente por lo que no es tan crítica la exactitud en su localización. Por otro lado, el mayor terremoto que puede producirse en una zona no está determinado por el terremoto máximo registrado en el pasado, si no que se estima a partir de las leyes estadísticas de la sismicidad de cada zona. Esto es fundamental para que el ingeniero pueda seleccionar el nivel de riesgo más adecuado a cada estructura en particular, sin penalizar innecesariamente el diseño.

Información de peligro sísmico del suelo

Se deduce información de ciertos peligros de movimientos del terreno de otra información de peligro de movimientos del terreno cuando no se dispone de datos completos de peligro. Los datos inferidos incluyen lo siguiente:



- La velocidad máxima del terreno (PGV) se infiere a partir de la respuesta de aceleración espectral de 1 segundo
- La respuesta de aceleración espectral se deduce de la aceleración máxima del suelo (PGA)
- Se deduce una respuesta de 0,3 segundos de aceleración espectral a partir de una respuesta de 0,2 segundos

El objetivo final de un estudio de peligrosidad sísmica o macro zonificación consiste en la construcción de un mapa de peligrosidad sísmica, el cual divide a una región geográfica generalmente muy amplia en áreas cuya respuesta al movimiento del terreno se considera relativamente parecida.

Ahora bien, la predicción de terremotos no está suficientemente desarrollada, la evaluación de la ocurrencia de estos fenómenos se hace mayoritariamente en términos probabilísticos.

Otro caso distinto ocurre cuando se trabaja a escalas reducidas tales como una zona urbana en donde se requiere de estudios más detallados y por lo tanto más complejos para tener en cuenta los efectos locales de amplificación del movimiento del terreno y por lo tanto de la peligrosidad sísmica. Algunos de los efectos de amplificación local se deben primordialmente: a los efectos de resonancia debidos a las propiedades del suelo en las capas superficiales, la topografía de la zona, el potencial de licuefacción y la posición del nivel freático, los fenómenos de inestabilidad y de deslizamiento de taludes, entre otros. Todas las anteriores investigaciones se enmarcan dentro de los llamados estudios de microzonificación la cual constituye una de las palabras clave para la evaluación de la peligrosidad sísmica a escala urbana.

La Figura 2.12 esquematiza la metodología desarrollada para generar curvas de fragilidad mediante un método analítico probabilista. Esta metodología se aplica para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las construcciones. A continuación, se describen los principales pasos involucrados en el método. Es importante tener en cuenta también que pueden definirse otros procedimientos similares, utilizando parámetros y análisis diferentes a los que aquí se presentan

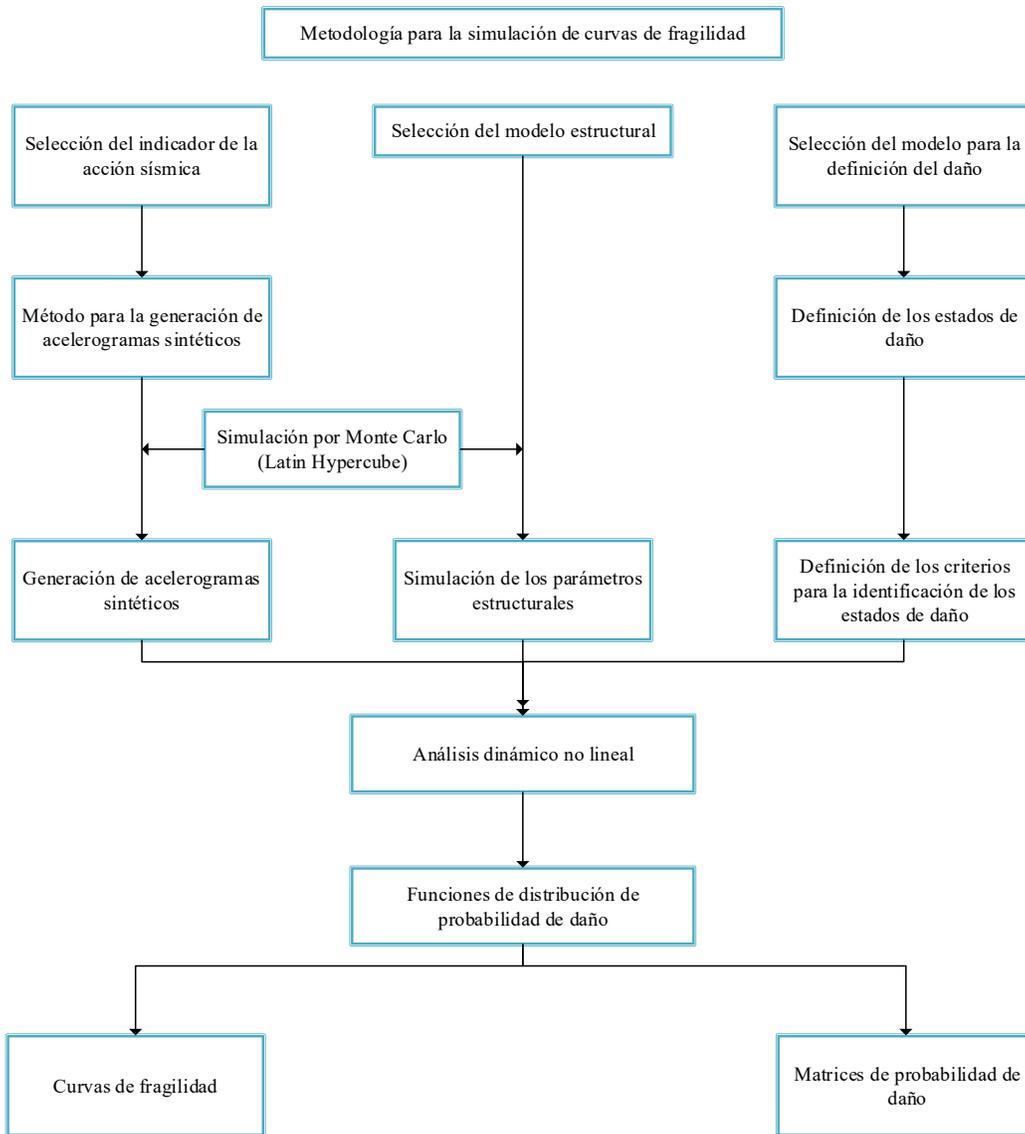


Figura 14 Esquema de los pasos requeridos para la generación de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño correspondientes, desde una óptica probabilista

Indicador de la intensidad de la acción sísmica

La elección de un buen Parámetro indicador de la Intensidad Sísmica (PIS) es un aspecto fundamental para una adecuada y acertada construcción de las curvas de fragilidad y, sin embargo, no es una tarea fácil. Tradicionalmente, la fuerza destructiva de los terremotos ha sido relacionada con la aceleración máxima del terreno PGA. Sin embargo, este parámetro refleja muy poca información tanto de la acción sísmica como del daño en las construcciones, y no es suficientemente fiable, ya que en varias situaciones se han observado daños poco relevantes en estructuras sometidas a movimientos sísmicos con aceleraciones máximas muy altas. Esto se debe a que otras características de los sismos, tales como el contenido frecuencial, la duración de la fase fuerte del movimiento, Td, y la secuencia en que se producen los choques, entre otros, pueden tener una influencia mucho más importante en la degradación de la estructura.



Otros parámetros utilizados para representar la intensidad del movimiento sísmico son: la velocidad (PGV) y el desplazamiento (PGD) máximos del terreno, las características espectrales, la intensidad sísmica usando la Escala Macrosísmica europea (European Macroseismic Scale EMS-98) o la escala de intensidad de Mercalli modificada (Modified Mercalli Intensity scale MMI). Esta última, ha sido ampliamente utilizada por la mayoría de investigadores para representar la acción sísmica en edificios, debido a la cantidad de datos disponibles para la mayoría de las regiones sísmicamente activas en el mundo. No obstante, este parámetro tiene una componente altamente subjetiva.

Singhal y Kiremidjian (1995) han hecho un llamamiento a mejorar esta situación, utilizando la aceleración espectral S_a como indicador de la intensidad sísmica. Para ello es necesario contar con un amplio número de registros históricos en la zona, lo cual en la mayoría de los casos no siempre es posible. Para estudios de riesgo sísmico, la elección del PIS está asociada directamente al parámetro que define la amenaza sísmica en la región bajo estudio, lo cual, en algunos casos, conduce a utilizar un indicador que revela muy poca información en comparación con otros factores de los sismos. Por lo tanto, los estudios de microzonificación sísmica que actualmente se realizan en varios lugares del mundo, deben utilizar los parámetros que mejor representen las características de la acción sísmica.

Selección del modelo estructural

El modelo analítico de la estructura debe representar todas las componentes que influyen sobre su masa, resistencia, rigidez y deformabilidad. Los elementos que no influyen significativamente sobre las principales propiedades de la estructura no necesitan ser modelados. Así, para representar adecuadamente una zona desde el punto de vista estructural, deben construirse modelos que consideren los diferentes tipos de materiales y características geométricas existentes. Lo anterior implica un reconocimiento de campo que permita identificar los sistemas constructivos y el número de estructuras correspondientes a cada uno de ellos, etc. A partir de esta información y con la ayuda de planos estructurales y arquitectónicos, memorias de cálculo y la opinión de expertos, pueden realizarse estudios estadísticos que permitan definir los principales modelos estructurales. No obstante, recopilar toda esta información, dado el caso que exista la posibilidad de acceder a ella, puede llevar bastante tiempo. Por lo tanto, la definición de modelos teóricos es una alternativa para superar estas limitaciones. Para ello, es necesario contar con la opinión de expertos en el análisis y diseño de estructuras representativas de la zona de interés, de tal forma que puedan representarse las principales características geométricas y mecánicas de las estructuras existentes. Un aspecto importante para la construcción de estos modelos, consiste en la definición de la dimensión (2D o 3D) en la cual deben analizarse las estructuras. Es obvio que los modelos deben representar las características tridimensionales completas del comportamiento de la estructura, no obstante, el uso de modelos 3D para la ejecución de un análisis dinámico no lineal y un proceso de simulación por el método de Monte Carlo, a menudo requiere de un esfuerzo computacional bastante alto. Por lo tanto, pensar en miles de análisis de este tipo puede llegar a ser una tarea bastante costosa en términos de tiempo computacional. Una alternativa ampliamente utilizada son los modelos en dos dimensiones, siempre y cuando éstos representen adecuadamente la respuesta global de las estructuras. En el caso de construcciones regulares y de baja importancia, los modelos 2D son más que suficientes, debido a que los efectos tridimensionales son prácticamente despreciables y no producen fuertes modificaciones en la respuesta estructural. Para construcciones irregulares y de alta importancia se recomienda utilizar modelos tridimensionales o modelos bidimensionales que consideren, mediante modificaciones simples, los parámetros que controlan la respuesta estructural, las variaciones en planta y los posibles problemas de torsión que pueden presentarse.

Generación de acelerogramas sintéticos

Los modelos para la generación de acelerogramas sintéticos surgen de la necesidad o conveniencia de definir la acción sísmica como “input” en estudios de diseño, amenaza, vulnerabilidad y riesgo sísmico. Particularmente estos son imprescindibles en zonas con pocos registros de aceleración, así como en regiones donde los datos instrumentales disponibles no han alcanzado las características de aceleración y duración correspondientes a un evento con un período de retorno dado. Para generar curvas de fragilidad por medio de métodos analíticos probabilistas, es necesario contar con un grupo representativo de acelerogramas que cubran un amplio rango de valores correspondientes al PIS seleccionado y que puedan ser utilizados para el análisis dinámico no lineal de los modelos estructurales. En general, la escasez de datos obliga a utilizar técnicas para la generación de acelerogramas sintéticos para el intervalo de variación del PIS. En la actualidad, hay una gran variedad de modelos, cada uno de ellos caracterizado por sus respectivos parámetros. Estos modelos pueden ser clasificados dentro de dos grandes grupos:

1. Acelerogramas compatibles con un espectro de respuesta, el cual a menudo corresponde al espectro suavizado proporcionado por una normativa de diseño. Este modelo utiliza una superposición de ondas sinusoidales moduladas por una función temporal envolvente que define la forma del acelerograma. Las amplitudes de estas señales, se calculan a partir de una función estacionaria de densidad espectral de potencia que, a su vez, se obtiene a partir de las ordenadas de un espectro de respuesta (aceleraciones o velocidades). Para que la diferencia entre el espectro de respuesta utilizado y el correspondiente a la señal generada sea mínima, se utiliza un proceso iterativo. Los acelerogramas

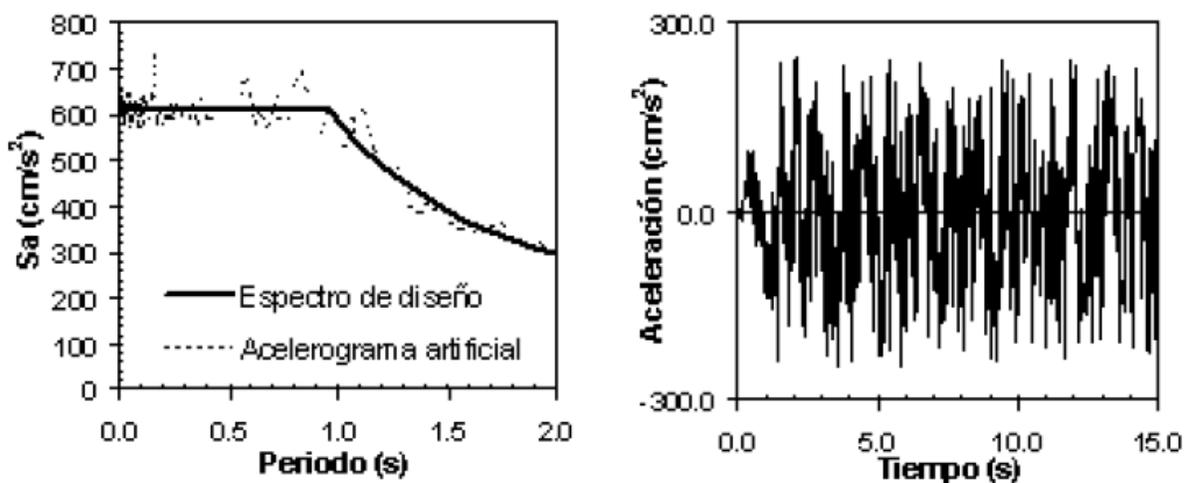


Figura 15 Acelerograma sintético generado a partir del espectro de diseño para la ciudad de Armenia (Quindi- Colombia) (Bonett et al .,2002)

2. Acelerogramas no compatibles con un espectro de respuesta: existe una gran variedad de modelos desarrollados para la generación de historias temporales de aceleración, que han sentado las bases de una nueva ciencia, llamada Ingeniería Sismológica. Su objetivo principal



es justamente definir la acción de los sismos sobre las estructuras de manera compatible con las teorías y modelos propios de la sismología y la geofísica. Los primeros modelos, consideraban los sismos como procesos estacionarios modulados por funciones deterministas utilizadas para representar la variación temporal de la intensidad del sismo. Para generar acelerogramas a partir de estos modelos, se utilizan las propiedades de un ruido blanco, las secuencias de números aleatorios y la información disponible en la zona. Entre los modelos más utilizados de este tipo se encuentran: la superposición de ondas o pulsos propuesta por Housner y Jennings (1964), el modelo de Kanai - Tajimi y el modelo de Clough - Penzien, entre otros. Posteriormente, Gasparini y Vanmarcke (1976) definieron un modelo de superposición de ondas armónicas, donde las amplitudes se modulaban por una función envolvente, lo cual permitió obtener un proceso no estacionario. No obstante, la no estacionariedad de los movimientos producidos por un sismo, se manifiesta tanto en el dominio temporal como frecuencial. Para considerar estos dos aspectos, Priestley (1965) introdujo el concepto de espectros evolutivos, el cual se aplica a los procesos no estacionarios conocidos como procesos oscilatorios. A finales de la década de los 70, aparecen los primeros modelos sismológicos, que incorporan las propiedades físicas de la fuente y del medio en que se propaga el movimiento. Estos modelos permiten la incorporación directa de los parámetros sísmicos tales como la magnitud, la distancia focal, dimensiones de la falla, atenuación y velocidad de las ondas de cortante. Adicionalmente tienen enormes ventajas sobre los métodos empíricos, debido a que ayudan a comprender mejor los mecanismos que originan los sismos y sus resultados pueden ser extrapolados para los casos en que no hay datos disponibles. No obstante, resultan complicados debido al gran número de parámetros que se encuentran implicados. Varios autores desarrollaron modelos gaussianos estacionarios y modelos ARMA ("Autorregresive Moving Average") (Liu, 1970; Polhemus y Cakmak, 1981; Kozin, 1988), para tener en cuenta la naturaleza multidimensional y multivariable de los sismos. Deodatis y Shinozuka (1989) propusieron un modelo estocástico con espectros evolutivos para considerar la variación espacial de las ondas, que interesan para el análisis de estructuras de gran envergadura, como por ejemplo los puentes y las presas. Otros modelos que consideran la variación espacial de las ondas han sido desarrollados por Loh (1985), Loh y Yeh (1988), Harrada (1992), Tamura et al., (1992) y Deodatis y Theoharis (1992).

La elección del modelo a utilizar está asociada a la información disponible. Sin embargo, es necesario considerar que, en un análisis dinámico no lineal, la respuesta de la estructura es muy sensible a las características del movimiento y, por lo tanto, se sugiere utilizar técnicas de generación de acelerogramas que consideren tanto la naturaleza evolutiva de los sismos (tanto en amplitud como en



contenido frecuencial) como los parámetros relacionados con las características de la fuente y el suelo local.

Incertidumbres en los parámetros sísmicos y estructurales

Los parámetros que definen la acción sísmica y la respuesta estructural involucran aleatoriedad e incertidumbre. Por ejemplo, no es posible predecir con exactitud la ocurrencia de un sismo y mucho menos estimar, con una precisión adecuada, la amplitud máxima, el contenido frecuencial y la duración del acelerograma esperado. Por otra parte, la respuesta estructural se evalúa usualmente por medio de modelos y programas de ordenador y, por lo tanto, ésta puede desviarse de la respuesta real de la estructura. Adicionalmente, la capacidad estructural no puede determinarse exactamente debido a que los parámetros básicos tales como la resistencia del material y las propiedades geométricas, siempre exhiben variaciones estadísticas. Por consiguiente, el uso de una metodología probabilista es la más apropiada para la generación de las curvas de fragilidad, ya que ésta, permite considerar todas estas incertidumbres (Hwang y Jaw, 1990).

Para considerar la incertidumbre de cualquier parámetro, se requieren datos experimentales, o simulados, que permitan ajustar una función de distribución que represente su variación. Estas funciones están definidas por pocos parámetros estadísticos, esto es, por ejemplo, la media, la desviación estándar o el coeficiente de variación, entre otros. Una vez se cuenta con una función de distribución para cada parámetro, éstos se definen como variables aleatorias y utilizando técnicas de simulación se puede obtener un muestreo adecuado de cada una de ellas. En este trabajo, se utiliza un proceso de simulación por el Método de Monte Carlo (MMC), para generar los valores correspondientes a las variables aleatorias. Este método permite simular el comportamiento de sistemas físicos o numéricos y se distingue de otros métodos de simulación por ser estocástico, esto es, de alguna manera no determinista. Este comportamiento se debe generalmente al uso de secuencias de números aleatorios (Hammond et al., 1994). Adicionalmente ha sido ampliamente reconocido como el más preciso para todos los cálculos que requieren el conocimiento de la función de distribución de probabilidad, fdp, de las respuestas de ciertos sistemas bajo ciertas excitaciones. La idea general del método consiste en que las respuestas “Y” de un sistema dependen de un grupo de variables aleatorias “X”, cuya descripción probabilista marginal es conocida. Por medio de algoritmos adecuados, se puede generar una población grande de muestras de cada una de esas variables, de tal manera que sus histogramas representen bien las distribuciones marginal y conjunta (Hurtado y Barbat, 1998). Así pues, para generar curvas de fragilidad a partir de métodos analíticos probabilistas, resulta conveniente utilizar el MMC. En este caso en particular, el método es utilizado tanto para generar los acelerogramas sintéticos considerando las incertidumbres en los parámetros sísmicos, como para obtener la función de distribución condicional del daño de la estructura teniendo en cuenta la incertidumbre en los parámetros que caracterizan su respuesta. La aplicación de este método requiere de un gran número de ciclos de simulación para alcanzar un nivel de confianza aceptable en la estimación de las probabilidades. Por lo tanto, para reducir el tamaño de la muestra, se utiliza la técnica de optimización del hipercubo latino mejorado (Updated Latin Hypercube) (Florian, 1992).

Análisis dinámico no lineal

El nivel más sofisticado de análisis disponible, mediante el cual es posible predecir las fuerzas y los desplazamientos que se producen como consecuencia de un movimiento sísmico, es el análisis dinámico no lineal. Éste involucra una solución paso a paso, en el dominio temporal, de ecuaciones del movimiento de sistemas de múltiples grados de libertad, las cuales representan la respuesta de una estructura. Para ello, se requiere de uno o más acelerogramas reales o simulados para representar la excitación (Paulay y Priestley, 1992). El análisis de la respuesta de la estructura a estos registros,



considera la degradación de la rigidez y la pérdida de resistencia de los elementos del sistema estructural a través del tiempo.

Es importante notar que el nivel de sofisticación de este tipo de análisis puede generar una excesiva confianza en la precisión de los resultados en los ingenieros inexpertos. Debe tenerse en cuenta que las suposiciones hechas, tanto en las características sísmicas como en las propiedades estructurales, implican una incertidumbre considerable en la predicción de la respuesta de las estructuras (Paulay y Priestley,

1992). Para el caso de los edificios de la ciudad de Manizales, que se presentará en el capítulo 9, se ha elegido el programa RUAUMOKO 2D, desarrollado por el profesor Athol Carr de la Universidad de Canterbury (Nueva Zelanda). El programa tiene una amplia variedad de opciones disponibles para modelar estructuras. Así, por ejemplo, la representación de las masas puede hacerse utilizando el criterio de masas concentradas o la matriz de masa consistente cinemáticamente; el amortiguamiento puede ser representado por los modelos de Amortiguamiento de Rayleigh, comúnmente impuestos, o por un rango de modelos que dan una mejor representación de la variación de la fracción del amortiguamiento crítico. Hay también una gran variedad de elementos o miembros para representar los sistemas estructurales y elementos de cimentación que permiten representar los efectos de la interacción suelo estructura. Así mismo, hay un gran número de diferentes reglas histeréticas disponibles, que pueden ser usadas para representar la relación fuerza-desplazamiento en los diferentes tipos de elementos (Carr, 2000).

Sistematización del método de Monte Carlo

El proceso para generar las curvas de fragilidad, ha sido sistematizado mediante el uso de una avanzada herramienta computacional: PROMENVIR (CASA, 1997). Esta herramienta constituye una excelente plataforma capaz de realizar análisis estocásticos utilizando la simulación MMC y permite ejecutar cualquier programa (solver), generando los archivos de entrada de manera aleatoria y ejecutando cientos de procesos en paralelo mediante una red de estaciones de trabajo UNIX de alto rendimiento. Así, se obtienen las funciones de distribución condicional de los parámetros de salida seleccionados previamente. Es importante mencionar que, debido

La definición de un proyecto (proceso completo de simulación), presenta tres etapas: 1) definición de las variables de entrada y salida, 2) definición de la ejecución del código determinista y finalmente 3) representación estadística de los datos generados. La Figura 2.14 muestra un diagrama de flujo del procedimiento utilizado por este programa para la obtención de las curvas de fragilidad y, a continuación, se efectúa una breve descripción de estas tres etapas.

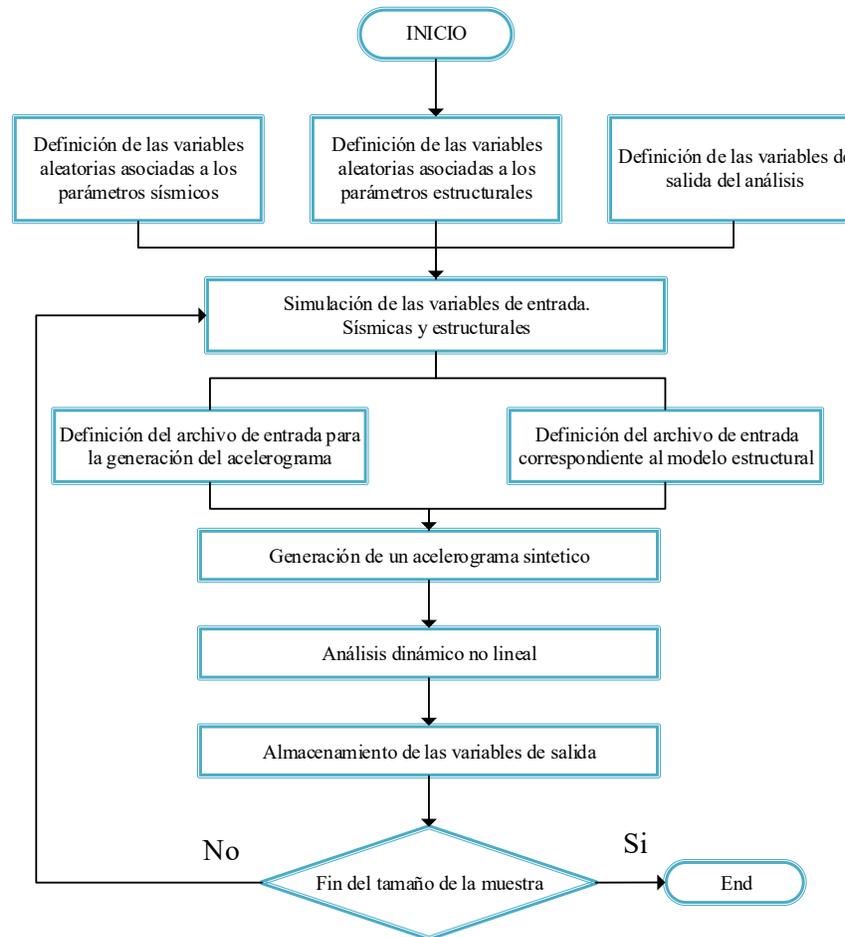


Figura 16. Esquema general de los módulos

1.5.3. DERIVACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD

Existen varios métodos disponibles y usados en la literatura para obtener Funciones de fragilidad para diferentes elementos expuestos a riesgos sísmicos, se pueden usar varios enfoques para establecer las curvas de fragilidad. Pueden agruparse bajo criterios empíricos, críticos, analíticos e híbridos. Los métodos empíricos se basan en bases de datos de sismos anteriores. Las curvas empíricas son específicas de un sitio en particular debido a que se derivan de condiciones específicas sismotectogotécnicas y propiedades de las estructuras dañadas. Las curvas de fragilidad de juicio se basan en la opinión y experiencia de expertos. Por lo tanto, son versátiles y relativamente rápidos de derivar, pero su fiabilidad es cuestionable debido a su dependencia de las experiencias de los expertos consultados.

Las curvas de fragilidad analítica adoptan distribuciones de daños simuladas a partir de los análisis de modelos estructurales bajo cargas sísmicas crecientes con base estadística. Los análisis pueden resultar en un sesgo reducido y una mayor fiabilidad de las estimaciones de vulnerabilidad para diferentes estructuras en comparación con la opinión de expertos (Rossetto y Elnashai, 2003). Los enfoques analíticos son cada vez más atractivos en términos de la facilidad y eficiencia con que los datos pueden ser generados. (Kaynia 2013).



Las mejoras en las herramientas computacionales nos permiten realizar estudios paramétricos completos que abarquen todas las posibilidades tipológicas, tiene un mejor control en las incertidumbres, por ejemplo, las propiedades de los materiales.

Los principales parámetros metodológicos implicados en la derivación de las funciones de fragilidad:

- Taxonomía, tipología, clasificación
- Niveles de rendimiento y estados de daños
- Medidas de intensidad

TAXONOMÍA, TIPOLOGÍA, CLASIFICACIÓN

La hipótesis clave en la evaluación de la vulnerabilidad de las construcciones y de los elementos de las lifeline (instalaciones esenciales: gas, agua y energía eléctrica) es que las construcciones que tienen características similares, y en condiciones similares geotécnicas (por ejemplo, un puente de una tipología dada) se espera que funcionen de la misma manera para una carga sísmica. En este contexto, el daño está directamente relacionado con las propiedades de los elementos en riesgo. La tipología es un descriptor fundamental de un sistema, derivado de las características de cada elemento. Geometría, propiedades de los materiales, características morfológicas, edad, nivel de diseño sísmico, anclaje del equipo, condiciones del suelo, detalles de la cimentación, etc. son algunos de los típicos descriptores/parámetros de la tipología.

El propósito de un sistema de clasificación es agrupar las construcciones con características de daño o de pérdida similares en un conjunto de clases de construcción predefinidas. Los modelos de predicción de daños y pérdidas pueden desarrollarse para los tipos de construcción de modelos que representan las características medias de las construcciones del grupo en específico, esta metodología ha sido desarrollada para proporcionar una capacidad para diferenciar entre otras construcciones con características de daños y pérdidas sustancialmente diferentes

El conocimiento de las características de una construcción específica en una región y la capacidad de crear clases de tipos de construcciones (por ejemplo, con respecto al material, la geometría, el nivel de diseño, uso y necesidad) se encuentran entre los principales retos cuando se realiza una evaluación de riesgo sísmico. Por lo tanto, la derivación de las curvas de fragilidad apropiadas para cualquier tipo de construcción depende enteramente de la creación de una taxonomía razonable que sea capaz de clasificar los diferentes tipos de construcciones e infraestructuras en cualquier sistema expuesto al riesgo sísmico.

MEDIDAS DE INTENSIDAD

Un tema principal relacionado con las curvas de fragilidad es la selección de la medida de intensidad de sismo apropiada (IM) que caracteriza el fuerte movimiento del suelo y que se correlaciona mejor con la respuesta de cada elemento. Se han desarrollado varias medidas de la fuerza del movimiento del suelo (IM_s). Cada medida de intensidad puede describir diferentes características del movimiento, algunas de las cuales pueden ser más adversas para la estructura o sistema considerado. El uso de una IM en el análisis de riesgo sísmico debe guiarse por el grado en que la medida corresponde a daños a elementos locales de un sistema o al sistema global en sí. Las medidas de intensidad óptima se definen en términos de practicidad, eficacia, eficiencia, suficiencia, robustez y computabilidad (Cornell, 2002; Mackie y Stojadinovich, 2003;



La practicidad se refiere al reconocimiento de que la IM tiene cierta correlación directa con las cantidades de ingeniería conocidas y que "hace sentido en la ingeniería" (Mackie y Stojadinovich, 2005; Mehanny, 2009). La viabilidad de una IM puede ser verificada analíticamente a través de la cuantificación de la dependencia de la respuesta estructural sobre las propiedades físicas de la IM (por ejemplo, la energía, la respuesta de los modos fundamental y superior, etc). También puede ser verificado numéricamente por la interpretación de la respuesta de la estructura bajo análisis no lineal usando historias de tiempo existentes.

La suficiencia describe la medida en que el IM es estadísticamente independiente de las características del movimiento del suelo, tales como magnitud y distancia (Padgett et al., 2008). Una IM suficiente es aquella que hace que la medida de la demanda estructural sea condicionalmente independiente del escenario del terremoto. Este término es más complejo y es a menudo en desacuerdo con la necesidad de computabilidad de la IM. La suficiencia puede ser cuantificada mediante el análisis estadístico de la respuesta de una estructura para un conjunto dado de registros.

La eficacia de un IM está determinada por su capacidad para evaluar su relación con un parámetro de demanda de ingeniería (EDP) en forma cerrada (Mackie y Stojadinovich, 2003), de manera que la frecuencia anual media de una determinada variable de decisión que excede un valor límite determinado (Mehanny, 2009) se puede determinar analíticamente.

La medida cuantitativa más utilizada a partir de la cual se puede obtener una IM óptima es la eficiencia. Esto se refiere a la variabilidad total de un parámetro de demanda de ingeniería para una IM dada (Mackie y Stojadinovich, 2003, 2005).

Robustness describe las tendencias de eficiencia de un par IM-EDP a través de diferentes estructuras, y por lo tanto diferentes rangos de periodos fundamentales (Mackie y Stojadinovich, 2005; Mehanny, 2009). Los lectores se refieren a la Entrega 2.12 (Weatherhill et al., 2011a) para una descripción de estos parámetros y otras referencias.

INDICADORES DE DESEMPEÑO

El objetivo final de la metodología de evaluación del riesgo sísmico es evaluar el rendimiento (o la pérdida esperada) de la infraestructura y de todos sus sistemas y componentes cuando se le somete a un riesgo sísmico. La medida cuantitativa de este desempeño viene dada por los Indicadores de Desempeño (IPs). Los IPs expresan numéricamente la comparación de una demanda con una cantidad de capacidad, o la consecuencia de una acción de mitigación, o las consecuencias acumuladas de todos los daños (el "impacto"). La funcionalidad de cada componente y, por lo tanto, su rendimiento está directamente relacionado con los niveles de daño esperados.

TRATAMIENTO DE LAS INCERTIDUMBRES

Se introducen varias incertidumbres en los parámetros de las curvas de fragilidad, así como en la relación entre el estado de daño físico y el rendimiento (PI) del elemento en riesgo. Las incertidumbres se clasifican generalmente en aleatorio y epistémico. Se supone que la incertidumbre aleatoria se debe a la aleatoriedad intrínseca de un fenómeno. Se supone que una incertidumbre epistémica es causada por la falta de conocimiento (o datos). La razón para tener esta distinción dentro de un modelo de análisis de ingeniería es que la parte de falta de conocimiento de la incertidumbre puede ser representada en el modelo introduciendo variables auxiliares no físicas. Estas variables captan información obtenida mediante la recolección de más datos o el uso de principios científicos más avanzados (Der Kiureghian y Ditlevsen, 2009).



En general, la incertidumbre de los parámetros de fragilidad se estima a través de la desviación estándar, β_{tot} , que describe la variabilidad total asociada con cada curva de fragilidad. Tres fuentes principales de incertidumbre se consideran generalmente (NIBS, 2004), a saber, la definición de los estados de daño, β_{DS} , la respuesta y la resistencia (capacidad) del elemento, β_C y el movimiento de entrada del terremoto (demanda), β_D . La variabilidad total es modelada por la combinación de los tres contribuyentes, suponiendo que son estocásticamente independientes y distribuidas lognormalmente variables aleatorias usando la ecuación (2.27):

$$\beta_{tot} = \sqrt{\beta_{DS}^2 + \beta_C^2 + \beta_D^2} \tag{0.27}$$

ALTO POTENCIAL DE PÉRDIDAS

Las instalaciones con alto potencial de pérdidas son instalaciones que pueden causar fuertes pérdidas por terremotos si están dañadas. Las instalaciones de alto potencial de pérdida (HPL) incluyen centrales nucleares, presas y algunas instalaciones militares. Los datos de las características requeridos para las instalaciones de HPL incluyen la ubicación geográfica (latitud y longitud) de la instalación. No se realizan cálculo de daños y pérdidas para instalaciones con pérdidas potenciales altas como parte de la metodología.

En la tabla 2.2 se identifican tres tipos de instalaciones de HPL en la metodología (presas, centrales nucleares e instalaciones militares). La clasificación de la presa se basa en la base de datos del Inventario Nacional de Represas (NATDAM) (FEMA, 1993).

Tabla 3 Clasificación de instalaciones de alto potencial de perdidas

| Clasificación | Descripción |
|-----------------------------------------|----------------------------------|
| Presas | |
| HPDE | Tierra |
| HPDR | Enrocamiento |
| HPDG | Gravedad |
| HPDB | Contrafuerte |
| HPDA | Arco |
| HPDU | Multi-arco |
| HPDC | Concreto |
| HPDM | Albañilería |
| HPDS | Madera |
| HPDZ | Mixta |
| Instalaciones de energía nuclear | |
| HPNP | Instalaciones de energía nuclear |
| Instalaciones militares | |
| HPMI | Instalaciones militares |

1.5.4. DAÑO SÍSMICO

El término daño es ampliamente utilizado, sin embargo, en su concepción más empleada, pretende representar el deterioro físico de los diferentes elementos o el impacto económico asociado. En este sentido, es común referirse a daño físico y daño económico (Yépez, 1996). El daño físico que puede sufrir una edificación generalmente se califica como:



- a) Estructural, depende del comportamiento de los elementos que forman parte del sistema resistente tales como, vigas, pilares, muros, forjados, etc. Se relaciona con las características de los materiales que le componen, su configuración y ensamblaje, el tipo del sistema resistente y las características de la acción. Se cuantifica mediante índices de daño correspondientes a cada uno de los elementos estructurales, cuya ponderación sobre parte o la totalidad de la estructura, permite la definición de los llamados índices de daño globales.

- b) No estructural, asociados a los elementos arquitectónicos y los sistemas mecánicos, eléctricos, sanitarios, así como del contenido de la edificación. Se relaciona con los niveles de deformación y distorsión que sufre la estructura y en ocasiones, con las aceleraciones a las que está sometida durante el proceso.

El daño económico se define como la relación entre los costes de reparación y los costes de reposición, e incluyen tanto los costes de daño físico directo como los costes de daños indirectos. Intenta representar el daño en términos de pérdidas económicas o costes financieros tomando en cuenta la afectación de los diferentes componentes estructurales y no estructurales y generalmente se hace a través de métodos empíricos, teóricos y subjetivos. Usualmente se correlaciona con el daño estructural, sin embargo, su evaluación es realmente dificultosa y su utilización interesa fundamentalmente a las agencias gubernamentales y compañías de seguros, entre otras.

La mayoría de los estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico centran su atención en la descripción de los daños físicos que pueden sufrir las edificaciones como resultado de la acción de un sismo con determinadas características. Su cuantificación depende de la manera concreta como se describan los daños y dan origen a diferentes escalas de medición.

Existen diversas escalas de medidas cuantitativas y cualitativas del daño que intentan describir el estado global de la estructura después de la ocurrencia de un terremoto.

1.6. ESTADOS O GRADOS DE DAÑO

Definición de los estados discretos de daño

Para construir las curvas de fragilidad es necesario establecer una descripción cualitativa del daño producido en los elementos de las estructuras y en sus contenidos, de tal forma que pueda evaluarse de manera rápida, sencilla y global su comportamiento cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos de diferente intensidad. Normalmente el número de estados discretos utilizados para representar el daño son pocos, debido a la dificultad para diferenciarlos. El límite entre cada uno de ellos se determina a partir de ensayos de laboratorio, opiniones de expertos o inferidos a partir de las observaciones de daños después de ocurrido un sismo. Se han realizado varios estudios para relacionar diferentes parámetros de la respuesta estructural con estados discretos de daño (Park et al., 1987; Gunturi, 1992; Nielsen et al., 1992;), sin embargo, lo recomendable es contar con intervalos calibrados mediante experimentación y/o levantamientos de daño en la zona bajo estudio, debido a la



variabilidad que puede presentarse en la respuesta estructural. Por ejemplo, los umbrales que permiten definir los estados discretos de daño para una estructura diseñada según las recomendaciones existentes en una región de alta sismicidad pueden ser mucho mayores que los correspondientes a una zona de sismicidad moderada.

La metodología desarrollada en este trabajo, considera 5 estados discretos de daño, los cuales se relacionan de forma directa con los niveles de desempeño sísmico propuestos por el comité VISION 2000, estos son: sin daño (totalmente operacional), leve (operacional), moderado (seguridad), severo (próximo al colapso) y colapso (colapso). La descripción de los daños físicos estructurales depende de cada tipología, sin embargo, la descripción de los niveles de desempeño de acuerdo al comité VISION 2000 es la misma para todas las estructuras. En cuanto a los valores límite de los estados de daño, éstos se determinan en este caso, a partir de un análisis estático no lineal de las estructuras. Con este tipo de análisis es posible identificar fácilmente puntos límite tales como: el agrietamiento, la cedencia y el agotamiento de la capacidad última de los diferentes elementos estructurales, los cuales pueden relacionarse de manera directa con los estados de daño considerados.

NIVELES DE RENDIMIENTO Y ESTADOS DE DAÑOS

En la evaluación del riesgo sísmico, los niveles de desempeño de una estructura, se pueden definir a través de umbrales de daño llamados *estados límite*. Un estado límite define el límite entre dos condiciones de daño diferentes a menudo denominadas *estados de daño*. Se han propuesto diferentes criterios de daño en función de las tipologías de elementos en riesgo y del enfoque utilizado para la derivación de las curvas de fragilidad. La forma más común de definir las consecuencias del terremoto es una clasificación en términos de los siguientes estados de daño: No hay daño; Ligero/menor; moderado; extenso y completo. Este enfoque cualitativo requiere un acuerdo sobre el significado y el contenido de cada estado de daño.

El número de estados de daño es variable y está relacionado con la funcionalidad de los componentes y/o la duración y costo de la reparación. De este modo se pueden estimar las pérdidas totales del sistema (económico y funcional). En particular, los daños físicos están relacionados con el nivel de servicio esperado del componente (es decir, totalmente o parcialmente operativo o inoperativo) y la funcionalidad correspondiente (por ejemplo, la disponibilidad de energía para las subestaciones eléctricas, el número de vías de circulación disponibles, el flujo o el nivel de presión del agua sistema). Estas correlaciones proporcionan medidas cuantitativas del desempeño del componente y pueden aplicarse para la definición de indicadores de desempeño específicos (IPs), que se introducen en el análisis sistémico de cada red. Por lo tanto, se puede evaluar la comparación de una demanda con una cantidad de capacidad, o la consecuencia de una acción de mitigación, o las consecuencias acumuladas de todos los daños (el "impacto"). El costo de la restauración, cuando se proporciona, se da como el porcentaje del costo de reemplazo. Estos umbrales son cualitativos y se dan como esquema general; Las cuales pueden ser modificadas en consecuencia, teniendo en cuenta las condiciones particulares de la red o componente en estudio. Los métodos para obtener las curvas de fragilidad generalmente modelan el daño en una escala discreta de daños. En los procedimientos empíricos, la escala se utiliza en los esfuerzos de reconocimiento para producir estadísticas de daños post-terremoto y es bastante subjetiva. En procedimientos analíticos, la escala está relacionada con propiedades mecánicas de estado límite que se describen mediante índices apropiados, como por ejemplo capacidad de desplazamiento en el caso de edificios o puentes. Para otros elementos en riesgo, la definición de los niveles de rendimiento o de los estados límite puede ser más vaga y seguir otros



criterios relacionados, por ejemplo, en el caso de las tuberías, con las características de resistencia límite del material utilizado en cada tipología. La definición y consecuentemente la selección de los umbrales de daño, es decir, estados límite, están entre las principales fuentes de incertidumbres.

Una primera alternativa para describir el nivel de daño consiste en definir diferentes estados de daño de la edificación. Para ello, se emplean términos o definiciones cualitativas que sirven como indicadores del grado de daño global de la edificación o del nivel de perturbación que sufre el mantenimiento de sus funciones. Constituyen una medida discreta del nivel de deterioro que puede sufrir la edificación.

Existe una diversidad de escalas de estados de daño utilizados por diferentes autores (Singhal y Kiremidjian, 1995) que intentan describir de la mejor manera posible la naturaleza y extensión del daño sufrido por los componentes estructurales; sin embargo, la mayoría de los trabajos han utilizado cinco estados de daño básicos identificados a través de los siguientes calificadores: ninguno, menor, moderado, severo y colapso.

Una aplicación de esta alternativa sirve de base para la definición de la Escala Macrosísmica europea EMS (Grünthal, 1993, 1998), donde la escala de efectos se relaciona directamente con los daños identificados en las edificaciones luego de la inspección post-terremoto. Ésta escala define 5 grados de daño global asociados a patrones de daños predefinidos, tanto para edificios de mampostería no reforzada como para edificios de hormigón armado, descritos en la Tabla 2.3.

Tabla 4 Grados de daño s/escala de intensidades EMS-98 (Grünthal, 1998)

| <i>Grado de daño</i> | <i>Descripción cualitativa</i> | <i>Daño estructural</i> | <i>Daño no estructural</i> |
|----------------------|--------------------------------|-------------------------|----------------------------|
| Grado 1 | Daño leve a despreciable | Sin daño | Ligero |
| Grado 2 | Daño moderado | Ligero | Moderado |
| Grado 3 | Daño sustancial a severo | Moderado | Severo |
| Grado 4 | Daño muy severo | Severo | Muy severo |
| Grado 5 | Destrucción | Muy Severo | ---- |

Existe la tendencia a relacionar los grados de daño con un índice o porcentaje de daño global de la estructura. Estas relaciones son esencialmente subjetivas y se utilizan en los estudios post-terremotos. Están estrechamente ligadas a la definición del daño de la escala macrosísmica empleada. La Tabla 2.4., muestra algunas relaciones adoptadas en algunos países (Yépez, 1996).

Tabla 5 Relación entre grados de daño e índice de daño global de la estructura de la construcción

| GD | Rumania | Yugoslavia | MSK 64 | Bulgaria | China | U.S.A. | MSK 76 |
|-----------|----------------|-------------------|---------------|-----------------|--------------|---------------|---------------|
| 1 | 4% | 0% | 2% | 5% | 20% | 1% | 20% |
| 2 | 16% | 6% | 10% | 20% | 40% | 20% | 40% |
| 3 | 36% | 25% | 30% | 40% | 60% | 40% | 60% |
| 4 | 64% | 56% | 80% | 80% | 80% | 80% | 80% |
| 5 | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% |

1.6.1. INDICADORES DE DAÑO

Son las funciones que permiten relacionar la respuesta calculada para una estructura, con el daño en la misma y pueden ser definidos a nivel de la estructura, con el daño en la misma y pueden ser definidos a nivel de la estructura o de los elementos individuales. Los indicadores de daño definidos a nivel de la estructura hacen uso de la respuesta global de la misma como por ejemplo los

desplazamientos de los pisos, el cortante en la base y el trabajo realizado por las cargas aplicadas, etc. El cálculo de estos indicadores es generalmente simple, sin embargo, no proporcionan la información suficiente para aquellas estructuras en las que el daño tiende a ser localizado. Estos indicadores dependen del tipo de construcción y el nivel de la revisión que se requiere ya que puede ser a toda la estructura o centrada en un elemento en particular como, por ejemplo, la degradación de la capacidad de carga, se provee información más detallada sobre el daño de la estructura, pero tiende a ser más difícil de calcular.

1.6.2. FORMA DE LAS FUNCIONES DE DAÑO

Las funciones de daño de construcción están en forma de curvas de fragilidad lognormal que relacionan la probabilidad de estar en, o exceder, un estado de daño de construcción para un parámetro de demanda de PESH determinado (por ejemplo, desplazamiento del espectro de respuesta). La Figura 2.15 proporciona un ejemplo de curvas de fragilidad para los cuatro estados de daño usados en esta metodología. Cada curva de fragilidad se define por un valor mediano del parámetro de demanda de PESH (es decir, desplazamiento espectral, aceleración espectral, PGA o PGD) que corresponde al umbral del estado de daño y por la variabilidad asociada con ese estado de daño. Por ejemplo, se supone que el desplazamiento espectral, S_d , que define el umbral de un estado de daño particular (d_s), se distribuye por:

$$S_d = \bar{S}_{d,d_s} * \varepsilon_{d_s}$$

Donde:

- \bar{S}_{d,d_s} Es el valor medio del desplazamiento espectral de daño
- ε_{d_s} Es una variable aleatoria lognormal con valor mediano unitario y desviación estándar logarítmica β_{d_s}

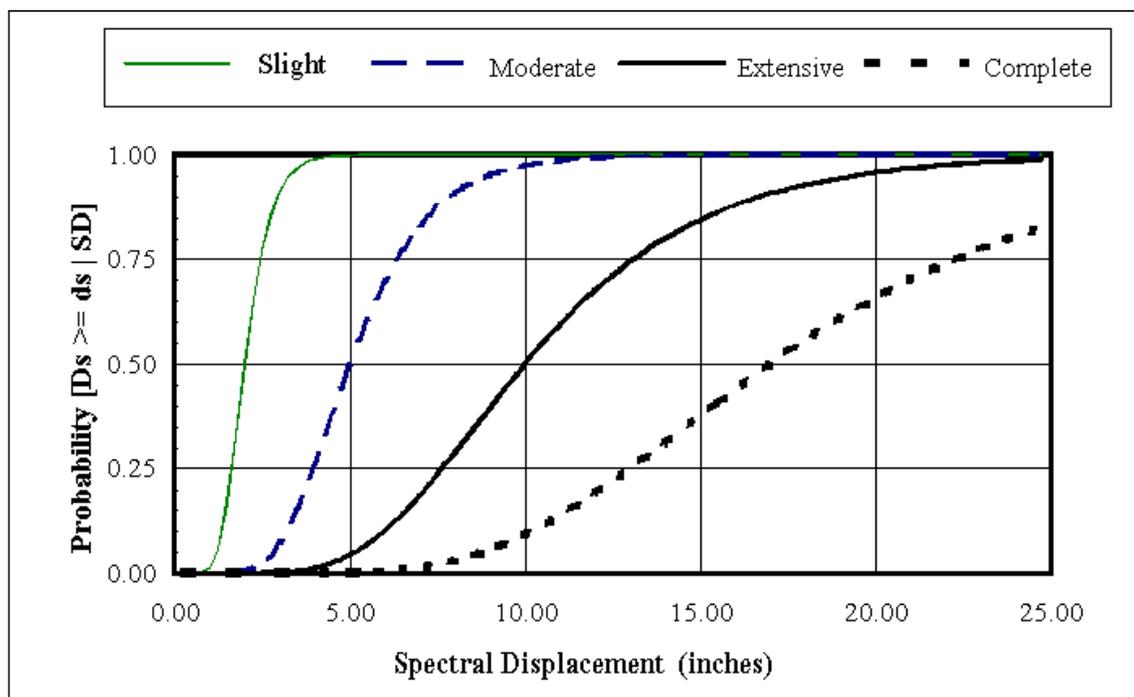




Figura 17 Ejemplo de curvas de fragilidad para ligeros, moderados, extensos y daño completo.

1.6.3. METODOLOGÍAS PARA EL DESARROLLO DE CURVAS DE FRAGILIDAD

Existen una variedad de metodologías y técnicas propuestas por diferentes autores para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de diferentes tipos de instalaciones (Caicedo et al., 1994). Estas técnicas de evaluación dependen principalmente de los siguientes factores:

- Naturaleza y objetivo del estudio
- Información disponible
- Características del elemento que se pretende estudiar
- Metodología de evaluación empleada
- Resultado esperado
- Destinatario de esta información

La selección de una determinada metodología está íntimamente relacionada con la escala del análisis y las características de los elementos bajo estudio; así por ejemplo, el estudio del riesgo sísmico de elementos particulares o aislados como edificios, puentes, presas, etc., generalmente se basa en evaluaciones deterministas de la vulnerabilidad, mientras que el estudio del riesgo sísmico de sistemas territoriales o categorías de elementos como tipos de edificios, líneas vitales, etc., generalmente se basa en enfoques probabilistas que permiten aplicaciones regionales del modelo a diferentes escalas, con la ventaja adicional, que pueden organizarse y tratarse con sistemas de información geográfica (EC-SERGISAI, 1998).

La medida que se emplee en el estudio depende del modelo adoptado y puede estar orientado a cuantificar los efectos sobre la población, los daños en las edificaciones, la afectación de los sistemas, etc. Estos efectos normalmente se expresan en parámetros monetarios. Entre los principales usuarios de estos estudios destacan por una parte, las autoridades públicas, regionales o locales, interesadas en conocer la relación costo/beneficio asociadas al nivel de riesgo implícito en la adopción de políticas de inversión, impuestos, leyes, ordenación y planificación del territorio, y por la otra, los organismos de protección civil y de seguridad social, a quienes interesa conocer los niveles de riesgo existente en sus instalaciones, las pérdidas posibles debidas a un sismo, definir la necesidad intervención o reforzamiento, gestionar recursos, trazar planes de emergencia, etc. (OPS, 1993).

Todas estas condicionantes, han motivado a algunos investigadores a proponer diversos esquemas de clasificación como un esfuerzo para tratar de canalizar o sistematizar las diferentes metodologías propuestas, que en resumida cuenta tienen como objetivo general, predecir el daño debido a un sismo con la menor incertidumbre posible.

1.6.4. CLASIFICACIÓN DE LAS METODOLOGÍAS

En cuanto a las técnicas de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones, una de las clasificaciones más reconocida y completa se debe a Corsanero y Petrini (1990), quienes las agrupan



en función del tipo de resultado que producen como: *Técnicas Directas*; permiten predecir directamente y en una sola etapa, el daño causado para un sismo. Destacan en este grupo los llamados métodos tipológicos y los métodos mecánicos. *Técnicas Indirectas*; determinan un índice de vulnerabilidad como primer paso, para luego relacionar el daño con la intensidad sísmica. *Técnicas Convencionales*; introducen un índice de vulnerabilidad independientemente de la predicción del daño. Se usan básicamente para comparar la vulnerabilidad relativa de diferentes construcciones ubicadas en áreas de igual sismicidad. *Técnicas Híbridas*; combinan elementos de los métodos descritos anteriormente con juicios de los expertos. Sobre la base de esta clasificación, Dolce, M. (1994) propone un nuevo criterio de clasificación producto de examinar separadamente las etapas fundamentales que comprende un análisis de vulnerabilidad. Considera tres tipos de métodos: *Métodos Estadísticos*; basados en un análisis estadístico de las construcciones, caracterizadas por los datos de entrada. *Métodos Mecánicos*; en los cuales se estudian los principales parámetros que gobiernan el comportamiento dinámico de las estructuras como por ejemplo; deriva de piso, ductilidad, etc. *Métodos basados en Juicios de Expertos*; donde se evalúan cualitativa y cuantitativamente los factores que gobiernan la respuesta sísmica de las edificaciones.

Una clasificación más simplificada se basa en el tipo de medida que se utiliza y las agrupa como: *Técnicas Cuantitativas*; establecen las probabilidades de daño o relaciones determinísticas equivalentes en términos numéricos. *Técnicas cualitativas*; recurren a descripciones cualitativas a través de términos como vulnerabilidad baja, media, alta o similares. Existen otros esquemas de clasificación de las técnicas o métodos de análisis de la vulnerabilidad sísmica. La clasificación adoptada en el desarrollo del presente estudio se corresponde con la propuesta por el prof. Kappos (Dolce, 1994), quien las agrupa en función de la fuente de información que prevalece, en tres tipos de metodologías;

- **Métodos empíricos**. Se caracterizan por un alto grado de subjetividad. Están basados en la experiencia sobre el comportamiento de tipos de construcciones durante sismo y la caracterización de deficiencias sísmicas potenciales. Se usan cuando se dispone de limitada información, cuando se admite un resultado menos ambicioso y/o para evaluaciones preliminares. Son enfoques menos exigentes y más económicos de implementar. Los *métodos empíricos*, incluyen tanto los *métodos de categorización* como los *métodos de inspección y puntaje*.
- **Métodos de categorización o caracterización**. Clasifican las edificaciones según su tipología en *clases de vulnerabilidad* atendiendo a la experiencia sobre el desempeño sísmico que han tenido estructuras similares ante terremotos relevantes. El resultado suele ser bastante subjetivo por lo que generalmente es limitado a evaluaciones preliminares. Un ejemplo de esta metodología es la clasificación de los tipos de estructuras según su clase de vulnerabilidad propuesta por la ems-98 (grünthal, 1998).
- **Métodos de inspección y puntaje**. Permiten identificar y caracterizar las deficiencias sísmicas potenciales de una edificación, atribuyendo valores numéricos (tantos o puntos) a cada componente significativo de la misma, que ponderado en función de su importancia relativa,



conduce a la determinación de un *índice de vulnerabilidad*. Aunque estos métodos son bastante subjetivos, la aplicación a edificaciones de una misma tipología de regiones de sismicidad importante permite una evaluación preliminar orientativa, suficiente para jerarquizar relativamente el nivel de vulnerabilidad sísmica de cada edificación. En zonas caracterizadas por una moderada sismicidad estas metodologías pueden considerarse representativas y más aún, suficientes para describir el nivel de daño esperado, sobre todo si se cuenta con funciones de vulnerabilidad apropiadas para la región. Sin embargo, para aquellas edificaciones que evidencien una relevante vulnerabilidad y una significativa importancia es recomendable complementar estas metodologías con alguna técnica analítica o experimental. Un ejemplo de esta metodología es el desarrollado por el *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti* (GNDT, 1990).

- ***Métodos analíticos o teóricos.*** Evalúan la resistencia estimada de las estructuras a los movimientos del terreno utilizando como base modelos mecánicos de respuesta estructural e involucrando como datos las características mecánicas de las estructuras. Constituyen un enfoque muy completo, exigente y costoso. Generalmente son bastante laboriosos y dependen en cierta medida del grado de sofisticación de la evaluación, de la calidad de la información y de la representatividad de los modelos empleados.
- ***Métodos experimentales.*** Recurren a ensayos dinámicos para determinar las propiedades de las estructuras y/o sus componentes. Generalmente constituyen ensayos “in situ” (menos frecuente de laboratorio), orientados a determinar las propiedades dinámicas y otras características esenciales de la estructura, involucrando aspectos tan importantes como la interacción suelo-estructura, la incidencia de los elementos no estructurales, etc. Aunque sus resultados no son determinantes, permiten en algunos casos orientar sobre el estado de la edificación y los posibles efectos que un sismo ha tenido sobre ella.

La aplicación exhaustiva de cada una de estas metodologías sobre una misma tipología puede dar origen a importantes discrepancias en los resultados, difíciles de interpretar y que en algunos casos puede dar origen a conclusiones erradas. En este sentido, para el análisis de la vulnerabilidad sísmica se recomienda combinar los métodos analíticos y empíricos, con algún método o técnica experimental que permita incrementar la confiabilidad del análisis de vulnerabilidad.

1.6.5. MÉTODO EMPÍRICO

El estudio de los antecedentes sísmico y las investigaciones de campo de los daños reales en las estructuras expuestas conducen a una extensa estadística en los estados de daño de varias tipologías bajo la carga sísmica.



Acción sísmica

La acción sísmica, también referida como la demanda sísmica, constituye uno de los elementos fundamentales para la apropiada caracterización de la vulnerabilidad sísmica. De manera que una de las más importantes decisiones en un estudio de vulnerabilidad y riesgo sísmico es la apropiada definición y caracterización de la acción sísmica. El establecimiento fiable de la acción sísmica de diseño debe ser capaz de representar adecuadamente el movimiento esperado en un determinado emplazamiento, de manera que proporcione una respuesta crítica de la estructura con los mayores daños potenciales (Singh, 1995).

La cuantificación de la amenaza o peligro sísmico, es el resultado de un estudio de peligrosidad sísmica. A pesar del gran progreso en los últimos años en las técnicas de evaluación de la peligrosidad sísmica que ha llevado a un mejor entendimiento de los peligros sísmicos para su consideración en el diseño sismorresistente, todavía existen incertidumbres importantes debidas principalmente a la complejidad del fenómeno sísmico que en algunos casos pueden sobrestimar o subestimar la intensidad esperada del movimiento. El primer caso, se reflejaría en un incremento excesivo de los costos asociados a un nivel de riesgo esperado, mientras que el segundo caso, daría margen a daños excesivos incrementando la probabilidad de pérdida de vidas y el tamaño de la catástrofe sísmica.

Es importante reconocer que no todos los parámetros convencionalmente empleados para caracterizar la severidad del movimiento sísmico son apropiados para evaluar el daño potencial y que algunos de ellos son especialmente pobres, sin embargo, se siguen empleando. Para caracterizar la severidad del movimiento sísmico generalmente se emplean parámetros simples como la intensidad macrosísmica, la aceleración del terreno, entre otros. Estos parámetros proporcionan una limitada información del evento, que conduce a una importante dispersión de los efectos producidos por diferentes sismos caracterizados por el mismo valor del parámetro considerado (Benedetti et al., 1988).

La intensidad macrosísmica, expresada mediante los grados de una escala internacional reconocida, tiene como ventaja que comprende una importante información de la sismicidad histórica y de observación de daños en sitios afectados por terremotos apreciables, pero no es directamente utilizable como dato de entrada en las estimaciones efectuadas a través de un análisis estructural y en ocasiones resulta inapropiado para evaluar daños potenciales de una edificación, sin embargo, estos pueden estimarse sobre bases estadísticas cuando la edificación puede identificarse como perteneciente a una clase de edificios previamente considerada.

Por su parte, la aceleración del terreno cuenta con menor soporte de datos limitado a terremotos recientes donde ha sido posible obtener un registro instrumental. Es una entidad con un claro significado físico y mecánico, idóneo para evaluaciones sobre bases analíticas de edificaciones singulares. Entre los parámetros asociados a la aceleración del terreno destacan la aceleración máxima del terreno, la aceleración media cuadrática, los espectros de respuesta, los espectros de energía, entre otros.

La aceleración máxima del terreno o aceleración pico, obtenida directamente o con algunos cálculos simples aplicados sobre un registro acelerográfico digitalizado y corregido, constituye quizás el parámetro más frecuentemente asociado con la severidad del movimiento sísmico, sin embargo, debe reconocerse que es un pobre parámetro para evaluar el daño potencial. Por ejemplo, un pico de aceleración puede estar asociado con un impulso de corta duración (de alta frecuencia) o con un impulso de larga duración (de baja frecuencia). En el primer caso, la mayor parte del impulso es absorbido por la inercia de la estructura con pequeñas deformaciones; sin embargo, una aceleración moderada en el segundo caso puede conducir a significativas deformaciones de la estructura. En este caso, Anderson y Bertero (1987) sugieren el uso de la máxima velocidad incremental (el área bajo un



pulso de aceleración.) y el máximo desplazamiento incremental (representa el área bajo un pulso de velocidad). Numerosas investigaciones (Singh, 1995) demuestran que otros parámetros asociados al movimiento como el contenido de frecuencias, la duración, la velocidad, el desplazamiento, la velocidad incremental, el desplazamiento incremental, etc., pueden tener mayores efectos sobre la respuesta estructural que la aceleración pico, particularmente en el rango inelástico.

Los espectros de respuesta, obtenidos de la integración paramétrica de la ecuación de movimiento de un sistema elástico o inelástico de un grado de libertad, son en la actualidad el método más popular para los análisis de respuesta dinámica de estructuras. Uno de sus más significativas limitaciones es que no toman en cuenta la duración del movimiento, aspecto que es determinante para la estimación del daño potencial. Los espectros de energía, obtenidos de la integración de la ecuación de balance energético de un sistema elástico o inelástico, proporcionan una estimación más confiable del daño potencial y del grado de deformación inelástica.

Otro aspecto fundamental para una adecuada caracterización del movimiento sísmico que permita una apropiada estimación del daño potencial es el efecto de la cercanía a la falla (Singh, 1995). De hecho, los registros obtenidos en los últimos años indican claramente que las características dinámicas del movimiento pueden variar significativamente entre estaciones de registro localizadas en una misma área, sobre todo en las zonas ubicadas en el área epicentral, donde el movimiento es dominado por las características de la fuente, con altas componentes de directividad de la señal. En este sentido, en zonas con fallas cercanas, es importante hacer consideraciones especiales ya que la respuesta dinámica no lineal de una estructura y en particular la respuesta en desplazamientos, es muy sensible a las características dinámicas del movimiento.

RELACIÓN CON LAS PÉRDIDAS SOCIOECONÓMICAS

Uno de los objetivos de SYNER-G ha sido desarrollar un enfoque unificado para modelar los impactos socioeconómicos causados por los daños sísmicos que integran la vulnerabilidad social en los enfoques de modelado de sistemas físicos. En muchos modelos de estimación de pérdidas por terremoto, las pérdidas socioeconómicas se calculan como funciones lineales de daño-consecuencia sin tener en cuenta la vulnerabilidad social. Contribuir al desafío de integrar la vulnerabilidad social con modelos de daño físico / rendimiento es el hecho de que la vulnerabilidad social es un fenómeno fundamentalmente relativo y no algo que pueda ser observado y medido directamente.

En SYNER-G, las pérdidas sociales (por ejemplo, número de personas desplazadas y víctimas) se computan como una función integrada de la intensidad de los peligros, la vulnerabilidad de los sistemas físicos (a través de las curvas de fragilidad) y la vulnerabilidad social de la población en riesgo. El enfoque integrado propuesto en SYNER-G proporciona un marco para vincular el grado de daño y rendimiento de los sistemas físicos con las vulnerabilidades y capacidades de afrontamiento en la sociedad para evaluar: (1) los impactos sobre las poblaciones desplazadas y sus necesidades; Sobre las poblaciones expuestas y sus necesidades de atención de la salud. Esta forma de conceptualizar el marco integrado enfatiza la importancia de entender las interrelaciones entre sistemas físicos y sociales. En otras palabras, cómo las pérdidas físicas directas pueden potencialmente agravar las vulnerabilidades existentes en la sociedad y cómo las vulnerabilidades en la sociedad pueden conducir en última instancia a mayores impactos de daños y pérdidas físicas.

Por lo tanto, uno de los principales objetivos ha sido la adopción de un sistema de indicadores y una nomenclatura común que plantee vulnerabilidad social en relación con la vulnerabilidad del sistema físico. Por ejemplo, el número de personas desplazadas no se calcula sólo en función de los edificios dañados, sino que se deriva en función de la habitabilidad de los edificios (definida por la tolerancia



a la pérdida de servicios públicos para diferentes niveles de daños materiales y condiciones meteorológicas). Y un conjunto de indicadores socioeconómicos clave que influyen en una población para abandonar sus hogares y buscar o no buscar refugio público.

PRINCIPALES RESULTADOS

Una de las principales aportaciones de SYNER-G es la compilación de las curvas / funciones de fragilidad existentes y el desarrollo de nuevas funciones para todos los elementos del sistema basándose en la taxonomía / tipología que se ha derivado en el marco del proyecto SYNER-G. Para todos los elementos se ha realizado una revisión de la literatura sobre la tipología, las funciones de fragilidad (analítica / empírica / juicio experto / híbrido), escalas de daños, medidas de intensidad e indicadores de desempeño. Las funciones de fragilidad se basan en nuevos análisis y recolección / revisión de los resultados que están disponibles en la literatura. En algunos casos, la selección de las funciones de fragilidad se ha basado en estudios de validación utilizando datos de daños de terremotos pasados y recientes, principalmente en Europa. Además, los estados de daño y de servicio han sido definidos en consecuencia. Se han realizado adaptaciones y modificaciones apropiadas a las funciones de fragilidad seleccionadas para satisfacer las características distintivas de la taxonomía presentada. En otros casos, se han desarrollado nuevas funciones de fragilidad basadas en soluciones numéricas o mediante el análisis de árboles de fallas, junto con las respectivas escalas de daños y las tasas de mantenimiento en el marco de la tipología y el riesgo europeos.

Se ha desarrollado una herramienta de gestión de funciones de fragilidad para edificios y puentes y está conectada con la plataforma de software SYNER-G. Esta herramienta es capaz de almacenar, visualizar, armonizar y comparar un gran número de conjuntos de funciones de fragilidad. Para cada conjunto de funciones de fragilidad, los metadatos de las funciones, gráficos representativos y los parámetros de las funciones se pueden visualizar en un panel o ventana apropiada. Una vez cargadas las funciones de fragilidad, la herramienta puede utilizarse para armonizar y comparar las curvas. El módulo de armonización permite armonizar las curvas utilizando un tipo de medida de intensidad objetivo y un número de estados límite de referencia. Después de la armonización, el módulo de comparación puede usarse para trazar conjuntamente y comparar diferentes funciones que luego se pueden extraer y se puede calcular la media y la dispersión de los parámetros de las curvas. En la Figura. 3.2 se presenta la captura de pantalla de la ventana principal de la herramienta junto con una breve descripción de sus principales paneles.