

NSE 5.1

PRESAS DE TAMAÑO Y ALTURA LIMITADOS



Normas de Seguridad
Estructural para Guatemala
2018

Actualización 15/07/2020



**NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL PARA
GUATEMALA
NSE 5.1**

**PRESAS
DE TAMAÑO Y
ALTURA LIMITADOS**

Edición 2018
Actualización 15/07/2020

Normas de Seguridad Estructural para Guatemala

Presas de tamaño y altura limitados

NSE 5.1 Edición 2018

Derechos reservados --

© Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES

Proyecto desarrollado por AGIES por medio de la Dirección de Comités Técnicos

Este proyecto ha sido parcialmente financiado para cubrir gastos de publicación y diseminación por Trocaire y por el Departamento de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la Unión Europea, el cual proporciona asistencia a las víctimas de catástrofes naturales y conflictos fuera de las fronteras de la Unión Europea. La ayuda se brinda a las víctimas de manera imparcial, directo a las personas con más necesidad con independencia de su nacionalidad, religión, sexo, origen étnico o afiliación política.

El contenido técnico y opiniones expresados en este documento no reflejan de ninguna manera tecnología en uso ni opiniones de la Unión Europea, por lo que ésta no se hace responsable de la información que contiene este documento. Tampoco las otras organizaciones mencionadas.

La redacción, actualización y discusión de la Edición 2018 de estas normas ha sido posible por los aportes ad-honorem de tiempo de los miembros de los comités técnicos de AGIES y grupos revisores.

Nota de AGIES

Los aportes directos de nuestros patrocinadores se utilizan para diseminación de tecnología por medio de seminarios, mesas técnicas de trabajo, conferencias, cursos cortos, publicaciones colaterales y otros medios de difusión. Los aportes para impresión y publicación se reciben frecuentemente en especie.

La redacción de los documentos, la investigación bibliográfica o de campo y actividades relacionadas con la actualización y/o generación de textos, son aportadas por los miembros de los comités técnicos en su propio tiempo disponible. Ningún directivo de AGIES y ningún miembro de comités técnicos reciben emolumentos por parte de AGIES.

AGIES

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica

Edificio de los Colegios Profesionales de Guatemala

Cuarto Nivel

Zona 15, Ciudad de Guatemala 0115

Guatemala

Tel. (502) 5493-0807

www.agies.org

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) es una entidad privada no lucrativa, académica, gremial formativa, científica y cultural, que promueve la investigación y divulgación de conocimientos científicos y tecnológicos en el campo de las estructuras, la sismología y áreas afines, así como el mejoramiento de los niveles docentes y profesionales en dichos campos, para el mejor y mayor uso de los recursos materiales y humanos conexos con el mismo. Es una gremial adscrita al Colegio de Ingenieros de Guatemala.

Las Normas de Seguridad Estructural (NSE) están dirigidas a personas calificadas para comprender el significado y limitaciones de su contenido y sus recomendaciones, quedando bajo la responsabilidad de estas personas el uso de los criterios aquí establecidos. La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica no asume ninguna responsabilidad, ni total, ni parcial, por el uso que se haga del contenido del presente documento y no será responsable de ningún daño, falla o pérdida derivada de la aplicación del mismo.

Los comentarios y sugerencias al presente documento deberán ser dirigidos al Comité Técnico de AGIES. Todas las personas, miembros o no de AGIES, están invitadas a colaborar con el mejoramiento del contenido de este y el resto de documentos que conforma las Normas de Seguridad Estructural.

NSE 5.1

**PRESAS
DE TAMAÑO Y
ALTURA LIMITADOS**

Edición 2018
Actualización 15/07/2020

RECONOCIMIENTO

Este documento ha sido elaborado por un comité de ingenieros bajo la supervisión de la Dirección de Comités Técnicos de AGIES.

Director de Comités Técnicos

- Dr. Héctor Monzón Despang

Comité Redactor

- Ing. Roberto Hernández
- Ing. Víctor Freire
- Ing. Alex Gonzalez

Se agradece el aporte de comentarios

- Ing. José Antonio Rodas

Coordinación

- Inga. Lucia Mercedes Borja Ortiz
- Ing. Fernando Szasdi Bardales

Créditos

- Organización y Diseño: AGIES
- Diagramación: Nydia Monroy
- Foto de portada: Ing. Fernando Szasdi Bardales

TABLA DE CONTENIDO

PRÓLOGO

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

- 1.1 — Objetivo
- 1.2 — Alcance
- 1.3 — Glosario

CAPÍTULO 2 CONSIDERACIONES GENERALES

- 2.1 — Coordinación entre disciplinas
- 2.2 — Clasificación de la obra
- 2.3 — Nivel de protección
- 2.4 — Materiales de construcción
- 2.5 — Selección de sitio
 - 2.5.1 — General
 - 2.5.2 — Factores de selección
- 2.6 — Determinación de los parámetros de resistencia de la cimentación
 - 2.6.1 — General
 - 2.6.2 — Investigación de campo
 - 2.6.3 — Ensayos de resistencia
 - 2.6.4 — Diseñar resistencias al corte

CAPÍTULO 3 DATOS DE DISEÑO

- 3.1 — Propiedades del concreto
 - 3.1.1 — General
 - 3.1.2 — Resistencia
 - 3.1.3 — Propiedades elásticas
 - 3.1.4 — Propiedades térmicas
 - 3.1.5 — Propiedades dinámicas
- 3.2 — Propiedades de la cimentación
 - 3.2.1 — Módulo de deformación
 - 3.2.2 — Propiedades de resistencia estática
 - 3.2.3 — Propiedades de resistencia dinámica
- 3.3 — Cargas
 - 3.3.1 — General
 - 3.3.2 — Cargas muertas
 - 3.3.3 — Presiones del agua
 - 3.3.4 — Sub-presión

- 3.3.5 — Presión de suelo y sedimentos
- 3.3.6 — Fuerzas producidas por sismo
- 3.3.7 — Presión del viento
- 3.3.8 — Presión sub-atmosférica
- 3.3.9 — Presión producida por olas
- 3.3.10 — Reacciones en la base de la cimentación

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

- 4.1 — Introducción
- 4.2 — Clasificación de las condiciones de carga
- 4.3 — Condiciones de carga
- 4.4 — Sección de la presa
- 4.5 — Consideraciones de estabilidad
 - 4.5.1 — Requisitos generales
 - 4.5.3 — Criterios de estabilidad
- 4.6 — Estabilidad al volteo
 - 4.6.1 — Ubicación de la resultante
 - 4.6.2 — Criterio
- 4.7 — Estabilidad al deslizamiento
- 4.8 — Esfuerzos admisibles
 - 4.8.1 — Presión admisible en la base
 - 4.8.2 — Esfuerzo de compresión
 - 4.8.3 — Esfuerzo de tensión (o tracción)

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO

- 5.1 — Análisis de esfuerzos
 - 5.1.1 — General
 - 5.1.2 — Análisis dinámico
 - 5.1.3 — Proceso de análisis dinámico

CAPÍTULO 6

CONTROL DE TEMPERATURA

- 6.1 — Introducción
- 6.2 — Propiedades térmicas del concreto
 - 6.2.1 — General
 - 6.2.2 — Conductividad térmica
- 6.3 — Estudios térmicos
 - 6.3.1 — General
 - 6.3.2 — Temperatura máxima permitida
- 6.4 — Métodos de control de temperatura

CAPITULO 7

CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL

- 7.1 — Introducción
- 7.2 — Juntas de contracción y construcción
- 7.3 — Waterstops
- 7.4 — Vertederos
- 7.5 — Puente sobre vertedero
- 7.6 — Pilas sobre vertedero
- 7.7 — Descargas de fondo
- 7.8 — Inyecciones y drenajes
- 7.9 — Galerías
 - 7.9.1 — General
 - 7.9.2 — Galería de inyección y drenaje
 - 7.9.3 — Cámaras de compuertas y galerías de acceso
- 7.10 — Instrumentación

CAPITULO 8

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

PRÓLOGO

La reorganización de las normas guatemaltecas de construcción de 2010 dio como resultado que la NR 5 se dividiera en sub-normas independientes.

La revisión de esta norma conlleva una reorganización completa que la hace análoga a las disposiciones de los manuales EM 1110-2-2100 y EM 1110-2-2200 del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos.

En esta norma se actualizan las recomendaciones para el diseño de presas de concreto, se actualizaron los factores de seguridad y el método de clasificación de los casos de carga, en función de la probabilidad de ocurrencia y no del nivel de protección como se establecía en la versión del año 2000.

Para presas por gravedad, de forma usual y de altura no mayor de 30 m, el diseño consistirá básicamente en establecer que la presa es estable, con razonable margen de seguridad, y que los esfuerzos producidos por las sollicitaciones pueden ser resistidos por los materiales dentro del rango elástico.

Inicialmente se indican los objetivos y alcances de esta norma, así como algunos términos para el mejor entendimiento de la misma.

El Capítulo 2 da consideraciones generales que se deben tomar en cuenta en el diseño. El Capítulo 3 indica la información necesaria para realizar la revisión de la estabilidad.

El Capítulo 4 presenta el análisis de la estabilidad, el Capítulo 5 da información sobre el análisis de esfuerzo y en los Capítulos 6 y 7 se dan consideraciones sobre el control de temperatura del concreto y obras accesorias de las presas respectivamente.

Comité Técnico NSE 5.1

CAPÍTULO 1 — INTRODUCCIÓN

1.1 — Objetivo

1.1.1 El objetivo de esta norma es proporcionar criterios técnicos y orientación para la planificación y diseño de presas de concreto para proyectos de obras civiles. Las áreas específicas cubiertas incluyen consideraciones de diseño, condiciones de carga, requisitos de estabilidad, métodos de análisis de esfuerzos, guía de análisis sísmico y características estructurales misceláneas.

1.2 — Alcance

1.2.1 La presente norma se recomienda para el diseño de presas de concreto de gravedad nuevas para: plantas hidroeléctricas, sistemas de abastecimiento de agua, sistemas de irrigación, sistemas de protección de crecidas y casos similares. Se limita a presas de gravedad de concreto convencional y alturas menores a 30 metros, el diseño hidráulico no corresponde a esta norma.

1.2.2 Los procedimientos en esta norma cubren solamente las presas sobre cimientos de roca.

1.2.3 Para las estructuras que consisten en una sección de presa de gravedad de concreto dentro de una presa de tierra, la sección de concreto se diseñará de acuerdo con esta norma.

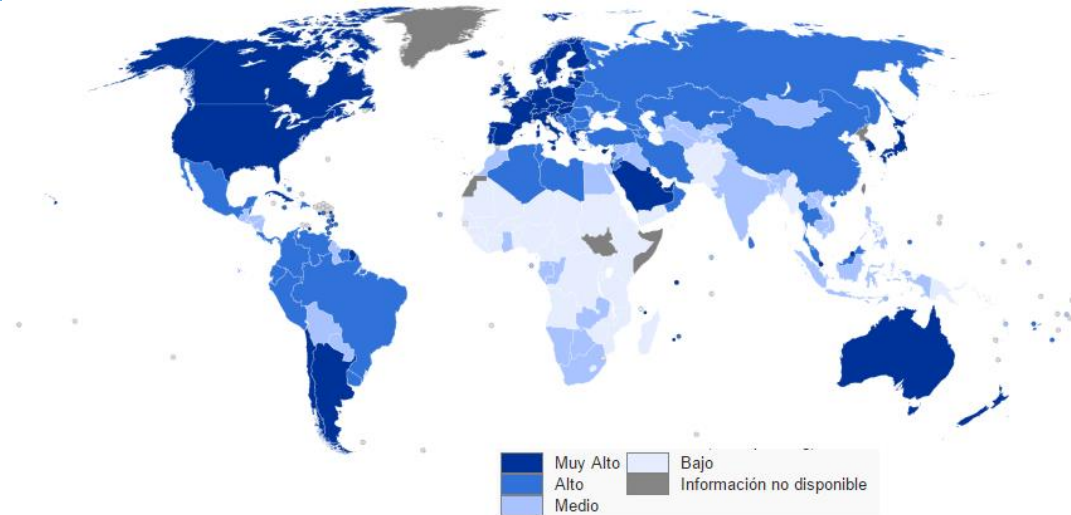
1.2.4 Para el caso de presas de gravedad curvadas diseñadas para la acción del arco, de tierra, de enrocado, azudes, presas sobre pilotes o materiales diferentes a roca, se tomará en cuenta solamente lo que sea aplicable, para este tipo de presas y se deberá recurrir a criterios que se cubren en normas y publicaciones especializadas internacionalmente reconocidas.

1.3 — Glosario

- **Aliviadero** — Canalización diseñada para conducir la salida del caudal sobrante en un embalse.
- **Azud** — Tipo de presa que suele ser de poca altura y usa la mayoría de la corona para permitir el paso de las crecidas, pueden no estar cimentadas en roca.

- **Códigos internacionalmente reconocidos** — Son aquellos códigos o normas de diseño y construcción de países con un índice de desarrollo humano “muy alto” basado en el “Informe sobre el desarrollo humano 2014” del Programa de Naciones Unidas para el Desarrollo. Distribución por cuartiles.

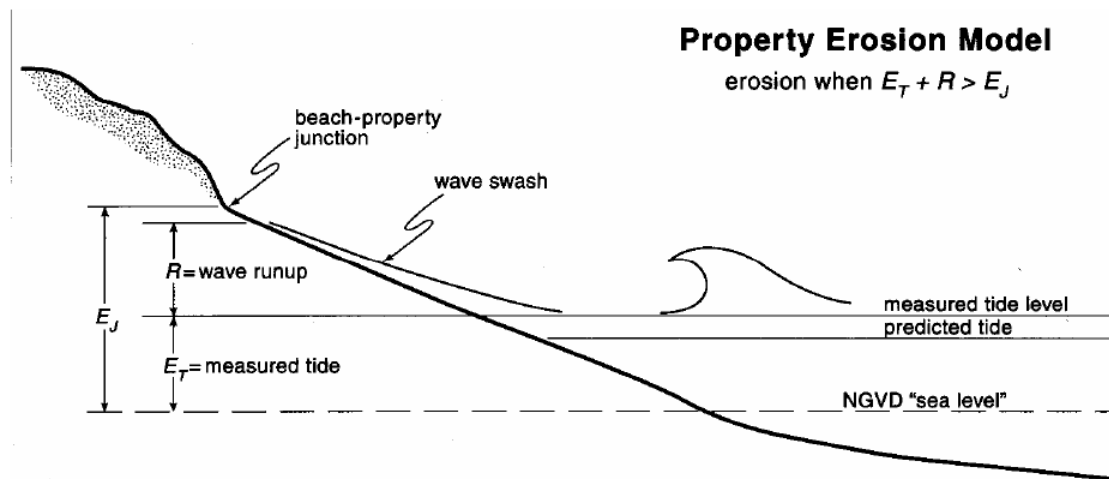
Figura 1.3-1 — Países según índice de desarrollo humano [1].



[1] Mapa obtenido del "Informe sobre el desarrollo humano 2014" publicado por la ONU.

- **Crecida** — Es la elevación del nivel de un curso de agua significativamente mayor que el flujo medio de éste.
- **Crecida infrecuente** — Caudal de la crecida infrecuente del proyecto, definida en el estudio hidrológico de la presa, el periodo de retorno de esta crecida no deberá exceder 300 años y el periodo de retorno mínimo será definido por el hidrólogo experto.
- **Crecida máxima de diseño** — Caudal de la crecida máxima para la cual se diseña la presa, definida en el estudio hidrológico de la presa, debe corresponder al menos para la probabilidad de excedencia anual de acuerdo a la categoría de consecuencia indicada en las Normas de Seguridad de Presas.
- **Norma de Seguridad de Presas** — Corresponde a la versión vigente de las Normas de Seguridad de Presas (NSP) de la Comisión Nacional de Energía Eléctrica de Guatemala (CNEE).
- **Run up** — Amplitud máxima de oleaje.

Figura 1.3-2 — Amplitud de tsunami, altura de run up y factor de run up.



Fuente: Wave Runup and overstepping; FEMA, febrero 2005.

- **Sismo básico de operación (OBE)** — El sismo que debe soportar la presa de manera segura y sin daños. Todos los sistemas y componentes necesarios para el funcionamiento ininterrumpido del proyecto están diseñando para permanecer operando durante este sismo. Esto incluye estructuras anexas, equipos eléctricos y mecánicos, compuertas y vertederos. Generalmente el sismo básico de operación para presas tiene un 50% de probabilidad de excedencia en 100 años. Para efectos prácticos se puede considerar el sismo mínimo definido en la Sección 4.4.2 de la NSE 2.
- **Sismo máximo creíble (MCE)** — El máximo sismo que parece capaz de ocurrir en el sitio del proyecto bajo las condiciones tectónicas conocidas.
- **Sismo máximo de diseño (MDE)** — El máximo sismo al cual una presa puede ser diseñada, dependiendo de su clasificación, la probabilidad de excedencia mínima está definida en la Tabla 2.3-1. Para estructuras críticas el MDE puede ser igual al MCE.
- **Sumergencia** — De acuerdo a lo expresado en la Sección 3.3.3(b), se refiere a la presión de agua ejercida por la carga de agua que pasa a través del vertedero (con o sin salto hidráulico) hacia aguas abajo.

FIN DEL CAPÍTULO 1

CAPÍTULO 2 — CONSIDERACIONES GENERALES

2.1 — Coordinación entre disciplinas

2.1.1 Para el adecuado desarrollo del diseño de presas de concreto se debe interactuar entre las varias disciplinas, por lo que se recomienda formar un equipo totalmente coordinado entre las siguientes especialidades: ingeniería estructural, de materiales, geotécnica, geología, hidrología e hidráulica. Se debe garantizar que todas las consideraciones de ingeniería y geológicas se integren adecuadamente en el diseño general. Algunos de los aspectos críticos del análisis y el diseño que requieren coordinación son:

(a) **Las evaluaciones preliminares de datos geológicos, condiciones superficiales y la estructura de la roca** — Preliminarmente los diseños se basan en datos de sitio limitados. La planificación y evaluación de las exploraciones de campo deben refinar el diseño basado en las condiciones del sitio, que debe ser un esfuerzo de aspectos estructurales y geotécnicos.

(b) **Selección de las propiedades del material, condiciones de carga, efectos de carga, falla potencial, mecanismos y otras características relacionadas al análisis de modelos** — El ingeniero estructural debe participar en estas actividades para obtener una comprensión completa de los límites e incertidumbre en la selección de las cargas y los posibles planos de falla dentro de la cimentación.

(c) **Evaluación de la viabilidad técnica y económica de las alternativas estructurales** — El tipo de estructura óptima y las condiciones de la cimentación están interrelacionadas. La decisión de las alternativas estructurales que se utilizarán para estudios debe realizarse conjuntamente con ingenieros geotécnicos para garantizar la viabilidad técnica y económica de cada alternativa.

(d) **Revisión de los procesos constructivos de acuerdo a requisitos ambientales** — Las revisiones de los procesos constructivos es necesaria para asegurar que los supuestos de diseño y los métodos de construcción sean compatibles con los compromisos ambientales adquiridos en el Estudio de Impacto ambiental.

(e) **Actualización de la configuración preliminar de la estructura para reflejar los resultados de las exploraciones detalladas del sitio, estudios de disponibilidad de materiales, pruebas de laboratorio y análisis numérico** — Una vez definidas las características de la cimentación y de los materiales para el concreto, los niveles de cimentación de la presa deben ser establecidos conjuntamente por ingenieros geotécnicos y estructurales. Así mismo, se deben realizar estudios al concreto para llegar a mezclas adecuadas, espesores de elevación y medidas de control de fisuras requeridas.

(f) **Ataguía y desvío: diseño y secuencia constructiva** — La planificación y el diseño de estas obras se basarán en el riesgo económico y esfuerzo conjunto de hidrólogos e ingenieros geotécnicos, ingenieros civiles, hidráulicos y estructurales. Las ataguías se deben fijar en elevaciones que permitirán que la construcción continúe con un mínimo de interrupciones, pero que estén diseñadas para permitir inundaciones controladas durante eventos inusuales.

(g) **Tamaño y tipo de obras de descarga y vertedero** — El tamaño y el tipo de las obras de descarga y vertedero se deben establecer conjuntamente con todas las disciplinas involucradas durante las primeras etapas del diseño. Estas obras impactarán significativamente en la configuración de la presa y en la secuencia de construcción. Las características hidráulicas especiales, tales como las estructuras de control de los niveles de agua, deben desarrollarse conjuntamente con los hidrólogos y los ingenieros mecánicos e hidráulicos.

(h) **Modificación de la configuración de la estructura durante la construcción debido a variaciones inesperadas en las condiciones de la cimentación** — Las modificaciones durante la construcción son costosas y deben ser evitadas si es posible por un programa de exploración de la cimentación durante la fase de diseño. Sin embargo, cualquier cambio en la configuración de la cimentación o estructura de la roca sobre los que se basa el diseño, deben ser evaluados en su totalidad por el ingeniero estructural.

2.2 — Clasificación de la obra

2.2.1 Para los propósitos de esta norma las obras nuevas se clasifican en una de cinco categorías atendiendo a la capacidad de generación que tendrán. Las cinco categorías son:

(a) **Presas críticas** — Son presas críticas aquellas que tienen gran capacidad de generación, y resulta indispensable para amplios sectores la población del país. Son ejemplo de presas críticas aquellas que son parte de grandes centrales energéticas o aquellas que al colapsar provocarían una gran corriente de agua que a su paso produciría daños importantes a la agricultura o la industria y/o a poblados o ciudades grandes.

(b) **Presas esenciales** — Son presas esenciales las que deben permanecer operantes después de un desastre natural o evento adverso. Pertenecen a esta categoría las presas de plantas energéticas, de captación, desviación, o tratamiento de agua, para el abastecimiento de ciudades o pueblos medianos.

(c) **Presas importantes** — Se consideran obras importantes las presas de plantas energéticas o de sistemas de agua potable o de irrigación, que calificarían como obras esenciales excepto que no se requiere que permanezcan operantes durante e inmediatamente después de un sismo. Su restitución como operante deberá ser posible a corto plazo.

(d) **Presas ordinarias** — Son aquellas que, por su tamaño, importancia o características no deben clasificarse en el resto de las categorías.

(e) **Presas utilitarias** — Son las presas que forman parte de pequeños sistemas de generación de electricidad y/o de desviación de agua en la agricultura y/o en pequeños grupos de viviendas en el área rural.

Comentario 2.2.1

De acuerdo a la clasificación de las presas en términos de las consecuencias de falla de la Norma de Seguridad de Presas (NSP), las presas deben clasificarse además por las consecuencias que puedan ocasionar en caso de falla.

2.3 — Nivel de protección

2.3.1 El nivel de protección es una medida del grado relativo de seguridad contra los riesgos derivados de las solicitaciones de cargas y/o amenazas naturales, incluyendo la acción de los sismos.

2.3.2 El nivel de protección se definirá dependiendo del grado de amenaza natural en el sitio donde se ubicará la obra y de la clasificación de la obra según la Sección 4.2 de la NSE 2. Para los propósitos de esta norma se establecen cinco niveles de protección designados como A, B, C, D, E, siendo el nivel E el de más alto grado de protección y el nivel A, el de menor protección.

2.3.3 Al inicio del diseño de una presa se procederá de inmediato a establecer el nivel de protección que se debe dar a esa obra en particular.

2.3.4 El grado relativo de severidad sísmica de cada localidad puede definirse con el Índice de Sismicidad, I_0 . Para efecto de esta norma el territorio de Guatemala se divide en macrozonas con I_0 que varían entre 2 y 4 tal y como se detalla en la Sección 4.2 y en el Anexo A de la NSE 2.

2.3.5 El nivel de protección depende de la clasificación de la obra y I_0 , y se define en la Tabla 2.3-1.

Tabla 2.3-1 — Índice de sismicidad y niveles de protección

| Índice de sismicidad | Clase de presa ^[1] | | | |
|--|-------------------------------|----------------|-----------------|---|
| | Critica y Esencial | Importante | Ordinaria | Utilitaria |
| $I_o = 4$ | E | D | D | C |
| $I_o = 3$ | D | C | C | B |
| $I_o = 2$ | C | B | C | A |
| Periodo de retorno mínimo de la crecida de diseño | Crecida máxima probable | 1000 años | 100 años | Al menos dos veces la vida útil de la presa |
| Probabilidad de exceder mínima del sismo máximo de diseño ^[2] | 2% en 50 años | 5 % en 50 años | 10 % en 50 años | No aplica |

[1] Ver clasificación de obra en el Capítulo 3 de la NSE 1

[2] La Tabla 4.2.2-1 de esta norma difiere de la Tabla 4.2.2-1 de la NSE 2 en la probabilidad de excedencia de un sismo de diseño, dado que en estructuras masivas los desplazamientos laterales durante un evento sísmico no representan un factor fundamental durante el diseño.

2.4 — Materiales de construcción

2.4.1 El diseño de las presas de concreto implica la consideración de varios materiales de construcción durante la fase de las investigaciones. Se requiere una evaluación de la disponibilidad y adecuación de los materiales necesarios para la fabricación de calidades de concreto que cumplan los requisitos estructurales y de durabilidad, y de cantidades adecuadas para el volumen de concreto en la presa y estructuras anexas.

2.4.2 Los materiales de construcción incluyen agregados finos y gruesos, materiales cementosos, agua para lavar agregados, mezcla, curado de concreto y aditivos químicos. Uno de los factores más importantes para determinar la calidad y la economía del concreto es la selección de fuentes de agregado adecuadas. En la construcción de presas de concreto, es importante que la fuente tenga la capacidad de producir en suficientes cantidades para la producción económica de concreto masivo. El uso de grandes agregados en concreto reduce el contenido de cemento. Los procedimientos para la investigación de agregados deben seguir los requisitos descritos en la EM 1110-2-200 del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos, para concreto masivo

2.5 — Selección de sitio

2.5.1 — General

(a) Durante los estudios de factibilidad, la selección preliminar del sitio dependerá de los propósitos del proyecto. El estudio de factibilidad establecerá la ubicación y el tipo de estructura más adecuados y económicos. Se realizarán investigaciones sobre hidrología y meteorología, reubicaciones, geología de cimientos y sitios, materiales de construcción, obras anexas, consideraciones ambientales y métodos de desviación.

2.5.2 — Factores de selección

(a) Una presa de concreto requiere una base de roca sólida. Es importante que el lecho rocoso tenga suficiente resistencia al corte y capacidad de carga para cumplir con los requisitos de estabilidad necesarios. Cuando la presa atraviesa una zona de falla o corte, características especiales de diseño (juntas, longitudes de monolitos, zonas de concreto, etc.) deben incorporarse en el diseño juntas para acomodar el movimiento anticipado.

(b) Todas las características especiales deben ser diseñadas sobre la base de técnicas analíticas y pruebas simulando el movimiento de falla. Se debe investigar la permeabilidad de las cimentaciones, la extensión y costo de las inyecciones en la cimentación, drenaje u otras medidas de control de infiltración y elevación. La idoneidad del embalse desde el aspecto de los posibles deslizamientos de tierra necesita ser evaluada a fondo para asegurar que las fluctuaciones del embalse y los sismos no resultarían en ninguna masa deslizando en el embalse después de que el proyecto sea construido.

(c) La topografía es un factor importante en la selección y localización de una presa de concreto y sus estructuras auxiliares. La construcción en un sitio con un perfil estrecho del cañón en el lecho de roca sano cerca de la superficie es preferible, ya que esta ubicación minimizaría la cantidad concreto y los costos asociados.

(d) Los criterios establecidos para el vertedero, la casa de máquinas y las otras pertenencias del proyecto desempeñarán un papel importante en la selección del sitio. La relación y adaptabilidad de estas características del proyecto necesitan una evaluación junto con los costos asociados.

(e) Otros factores de menor importancia que deben ser considerados son la reubicación de instalaciones y servicios existentes que se encuentran dentro del embalse y en el camino de la presa. Se incluyen en estos: los ferrocarriles, líneas eléctricas, carreteras, ciudades, etc. Deben evitarse reubicaciones costosas y extensas.

(f) El método o esquema de desvío del río alrededor o a través de la presa durante la construcción es una consideración importante a la economía de la presa. Una presa de gravedad de concreto ofrece importantes ventajas y ahorros de costes potenciales al proporcionar la opción de desvío a través de bloques de construcción alternativos, y disminuye el riesgo si ocurre sobre flujo.

2.6 — Determinación de los parámetros de resistencia de la cimentación

2.6.1 — General

(a) Se requieren parámetros de resistencia de la cimentación para el análisis de estabilidad de la sección de la presa de gravedad. La determinación de los parámetros requeridos se realiza mediante la evaluación de los ensayos de resistencia de laboratorio y/o in-situ más apropiados sobre muestras de cimentación representativas, junto con un amplio conocimiento de las características geológicas del subsuelo para una cimentación de roca.

(b) Las investigaciones de campo son requeridas para conocer los parámetros de cimentación de forma precisa debido a que la resistencia de la roca es marginal o donde existen capas débiles y las propiedades in-situ no pueden determinarse adecuadamente a partir de las pruebas de laboratorio de muestras de roca.

(c) Las investigaciones necesarias serán realizadas en función de lo indicado en la Norma NSE 2.1 y a la clasificación de la obra, Sección 2.2.1. El informe geotécnico deberá contener al menos la información de ángulo de fricción interna y la cohesión de diseño de la roca de cimentación para el nivel de cimentación definido por el ingeniero geotécnico o geólogo.

2.6.2 — Investigación de campo

(a) La investigación de campo debe ser un proceso continuo a partir de la revisión geológica preliminar de las condiciones conocidas, acorde a un programa detallado de perforación y programa de prueba de muestra, concluyendo al final de la construcción con una segura estructura operativa.

(b) El alcance de la investigación y del muestreo debe basarse en una evaluación de la homogeneidad o complejidad de la estructura geológica. Por ejemplo, el alcance de la investigación podría variar de muy limitado (donde el material de cimentación es fuerte incluso a lo largo de los planos de falla potenciales más débiles) hasta bastante extenso y detallado (donde existen zonas débiles o costuras).

(c) Hay un cierto nivel mínimo de investigación necesario para determinar que las zonas débiles no están presentes en la cimentación. Las investigaciones de campo también deben evaluar la profundidad y severidad de la intemperie, las condiciones del agua subterránea (hidrogeología), permeabilidad, resistencia, características de deformación y viabilidad de excavación.

(d) Se requieren muestras no alteradas para determinar las propiedades ingenieriles de los materiales de la cimentación (perforaciones con recuperación de núcleo), exigiendo un cuidado extremo en los métodos de aplicación y muestreo. El muestreo adecuado es una combinación de ciencia y arte; muchos procedimientos han sido estandarizados, pero la alteración y adaptación de técnicas a menudo son dictadas por procedimientos de campo específicos.

2.6.3 — Ensayos de resistencia

(a) La gran variedad de propiedades de las rocas de cimentación y las condiciones estructurales de las rocas impiden un enfoque universal estandarizado para las pruebas de resistencia. Deben tomarse decisiones sobre la necesidad de realizar ensayos in-situ. Antes de iniciar cualquier prueba de roca, el ingeniero geotécnico, geólogo y diseñador son responsables de formular el programa de pruebas donde deben definir claramente cuál es el propósito de cada prueba y quién supervisará las pruebas.

(b) Es imprescindible utilizar todos los datos disponibles, tales como los resultados de estudios geológicos y geofísicos cuando se seleccionan muestras representativas para las pruebas. Las pruebas de laboratorio deben intentar duplicar, lo más posible, las situaciones de carga previstas. Normalmente se requieren ensayos de resistencia a la compresión y de corte directo para determinar los valores de diseño de resistencia al corte y capacidad de carga. También pueden ser necesarias ensayos de resistencia a la tracción, así como ensayos de consolidación y capacidad de apilamiento para cimentaciones de roca blanda.

Comentario 2.6.3

Los procedimientos de prueba de rocas se discuten en el Manual de Pruebas de Roca (US Army Engineer Waterways Experiment Station (WES) 1980) y en la International Society of Rock Mechanics, "Métodos sugeridos para determinar la resistencia al corte", (International Society of Rock Mechanics, 1974). Estos métodos de prueba pueden ser modificados según sea apropiado para adaptarse a las circunstancias del proyecto y la experiencia del geólogo o ingeniero geotécnico coordinador de los ensayos.

2.6.4 — Diseñar resistencias al corte

- (a) Los valores de resistencia al corte utilizados en los análisis de deslizamiento se determinan a partir de las pruebas de laboratorio y de campo, disponibles.
- (b) Para diseños preliminares, se pueden obtener resistencias de corte apropiadas para diversos tipos de roca a partir de numerosas referencias disponibles y muchos textos de referencia reconocidos internacionalmente. Es importante seleccionar los tipos de pruebas de resistencia que se deben realizar basándose en el modo probable de falla.
- (c) Generalmente, las fuerzas sobre las discontinuidades de la roca se utilizarían para la cuña (porción) activa y debajo de la estructura. Se utilizaría una combinación de resistencias en discontinuidades y/o fuerzas de roca intactas para la cuña (porción) pasiva cuando se incluyeran en el análisis.
- (d) Las fuerzas a lo largo de los planos (o fallas) de corte preexistentes deben determinarse a partir de pruebas de corte residual, mientras que la resistencia a lo largo de otros tipos de discontinuidades debe considerar las características de deformación de los diversos materiales a lo largo del plano de falla, así como el efecto de las asperezas.

FIN DEL CAPÍTULO 2

CAPÍTULO 3 — DATOS DE DISEÑO

3.1 — Propiedades del concreto

3.1.1 — General

- (a) Las propiedades específicas del concreto utilizadas en el diseño de las presas de concreto incluyen el peso unitario, las resistencias a la compresión, a la tracción y al corte, el módulo de elasticidad, la fluencia, la relación de Poisson, el coeficiente de dilatación térmica, la conductividad térmica, el calor específico y la difusividad.
- (b) Los valores de las propiedades anteriores que el diseñador debe utilizar en las fases preliminares del proyecto están disponibles en ACI 207.1R-87 u otras fuentes de información existentes sobre materiales similares.
- (c) Las pruebas de laboratorio de seguimiento y las investigaciones de campo deben proporcionar los valores necesarios en el diseño final. El control de la temperatura y el diseño de la mezcla están cubiertos en ACI 207.4R-05 y ACI 211.1.

3.1.2 — Resistencia

- (a) La resistencia del concreto varía con la edad, el tipo de cemento, agregados y otros ingredientes utilizados, y sus proporciones en la mezcla. El principal factor que afecta a la resistencia del concreto es la relación agua-cemento. Bajar la proporción mejora la resistencia y la calidad general. Los requisitos de trabajabilidad durante la colocación, la durabilidad, el aumento mínimo de la temperatura y la economía en general pueden regir la proporción de la mezcla de concreto.
- (b) Las resistencias del concreto deben satisfacer los requisitos iniciales de carga y los criterios de esfuerzo descritos en el Capítulo 4 de esta norma. Las resistencias a la compresión del diseño a edades posteriores son útiles para sacar el máximo provecho de las propiedades de resistencia de los materiales cementosos y reducir el contenido de cemento, lo que resulta en una menor temperatura interna final y un menor potencial de incidencia de agrietamiento. La edad a la que se requiere la fuerza última necesita ser cuidadosamente revisada cuando sea apropiado.
- (c) Las resistencias a la compresión se determinan a partir de la prueba de compresión no confinada estándar, excluyendo los efectos de fluencia (COGUANOR NTG 41017h1 “Método de ensayo. Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de concreto”; NTG 41057 “Práctica para el muestreo de concreto recién mezclado”; NTG 41061 “Práctica para la elaboración y curado de especímenes de ensayo de concreto en la obra”).

(d) La resistencia al corte a lo largo de las juntas de construcción o en la interface con la cimentación de roca se determina por la relación lineal:

$$T = C + \delta \tan \varphi \quad (3.1.2-1)$$

Donde:

- **C** es la fuerza cohesiva unitaria
- **δ** es la tensión normal
- **$\tan\varphi$** representa el coeficiente de fricción interna

(e) Para determinar la resistencia del concreto intacto se puede utilizar el ensayo de tensión de separación COGUANOR NTG 41017 h15 “Método de Ensayo. Determinación de la resistencia a tracción indirecta de especímenes cilíndricos de concreto) o el ensayo de módulo de rotura (NTG 41017 h2). El módulo de pruebas de ruptura proporciona resultados que son consistentes con el supuesto comportamiento elástico lineal utilizado en el diseño.

3.1.3 — Propiedades elásticas

(a) La relación gráfica de esfuerzo-deformación para el concreto sometido a una carga que aumenta continuamente es una línea curvada. Sin embargo, para fines prácticos, el módulo de elasticidad se considera una constante para la gama de esfuerzos a las que suele someterse el concreto masivo.

(b) El módulo de elasticidad y la relación de Poisson se determinan mediante la NTG 41017 h16 “Método de Ensayo. Determinación del módulo de elasticidad estático y la relación de Poisson del concreto a compresión”.

(c) La respuesta de deformación de una presa de concreto sometida a un esfuerzo sostenido puede dividirse en dos partes. La primera deformación elástica es la deformación medida inmediatamente después de la carga y se expresa como el módulo instantáneo de elasticidad. La otra, un rendimiento gradual durante un largo período es la deformación inelástica o fluencia en el concreto. Los valores aproximados para la fluencia se basan generalmente en valores reducidos del módulo instantáneo. Cuando el diseño requiere valores más exactos, la fluencia debe basarse en la prueba estándar de fluencia de concreto en compresión (COGUANOR 41017 h20 “Método de ensayo. Determinación del flujo plástico (Creep) en el concreto”).

3.1.4 — Propiedades térmicas

(a) Se requieren estudios térmicos para las presas de gravedad para evaluar los efectos de las tensiones inducidas por los cambios de temperatura en el concreto y para determinar los controles de temperatura necesarios para evitar el agrietamiento indeseable. Las propiedades térmicas requeridas en el

estudio incluyen conductividad térmica, difusividad térmica, calor específico y el coeficiente de expansión térmica.

3.1.5 — Propiedades dinámicas

(a) Las propiedades del concreto requeridas para la entrada en un análisis dinámico elástico lineal son el peso unitario, el módulo de elasticidad de Young y la relación de Poisson. El concreto probado debe tener una edad suficiente para representar las propiedades finales del concreto en obra. Se prefieren ejemplares de un año de edad. Usualmente, se requerirán valores de límite superior e inferior del módulo de elasticidad de Young para fijar las posibilidades.

(b) Las propiedades del concreto necesarias para evaluar los resultados del análisis dinámico son las resistencias a la compresión y a la tracción. La prueba de compresión estándar (Sección 3.1.2) es aceptable, aunque no tiene en cuenta la velocidad de carga, ya que la compresión normalmente no controla en el análisis dinámico. Para determinar la resistencia a la tracción se puede utilizar el ensayo de tracción por fraccionamiento o el ensayo de módulo de rotura. La resistencia a la tracción estática determinada por el ensayo de tracción por fraccionamiento puede aumentarse en 1.33 para ser comparable al módulo estándar de prueba de rotura.

(c) El valor determinado por el ensayo de módulo de rotura debe utilizarse como resistencia a la tracción en el análisis de elementos finitos lineales para determinar el inicio de la fisura dentro del concreto masivo. La resistencia a la tracción se debe incrementar en un 50 por ciento cuando se utiliza con carga sísmica para dar cuenta de una carga rápida. Para las investigaciones iniciales del diseño, el módulo de ruptura se puede calcular a partir de la siguiente ecuación (Raphael, 1984):

$$f_t = 2.3 (f'_c)^{2/3} \quad (3.1.5-1)$$

Donde:

- f_t = resistencia a la tensión, [psi] (módulo de ruptura)
- f'_c = resistencia a la compresión, [psi]

3.2 — Propiedades de la cimentación

3.2.1 — Módulo de deformación

(a) El módulo de deformación de una masa de roca de cimentación debe determinarse para evaluar la cantidad de asentamiento esperado de la estructura colocada sobre ella. La determinación del módulo de deformación requiere la coordinación de ingenieros geólogos, geotécnicos y estructurales. El módulo de deformación puede ser determinado por varios métodos o

enfoques diferentes, pero el efecto de la heterogeneidad de la roca (debida parcialmente a las discontinuidades de la roca) en el comportamiento de la cimentación debe ser explicado.

(b) La determinación de la compresibilidad de la cimentación debe considerar las deformaciones tanto elásticas como no elásticas (plásticas). El "módulo de deformación" resultante es un valor inferior al módulo de elasticidad de la roca intacta.

(c) Los métodos para evaluar los módulos de cimentación incluyen pruebas in-situ (estáticas) (pruebas de carga de placas, dilatómetros, etc.); Pruebas de laboratorio (pruebas de compresión uniaxial, ASTM C 3148 y prueba de velocidad de pulso, ASTM C 2848); Pruebas de campo sísmico; Datos empíricos (sistema de clasificación de masa de roca, correlaciones con resistencia compresiva no confinada y tablas de valores típicos); y cálculos posteriores usando mediciones de compresión de instrumentos tales como un extensómetro de pozo. El módulo de deformación de la base se estima o se evalúa mejor mediante pruebas in-situ para tener en cuenta, de una forma más precisa, las discontinuidades de la roca natural. Las pruebas de laboratorio en especímenes intactos producirán sólo un valor de módulo "límite superior". Si la cimentación contiene más de un tipo de roca, pueden ser necesarios diferentes valores de módulo y la cimentación evaluada como un compuesto de dos o más capas.

3.2.2 — *Propiedades de resistencia estática*

(a) Las propiedades más importantes de resistencia de la cimentación necesarias para el diseño de estructuras de gravedad de concreto son la resistencia a la compresión y la resistencia al corte. La capacidad de carga permisible para una estructura se selecciona a menudo como una fracción de la fuerza media de compresión de la roca de cimentación para determinar los planos inherentes de debilidad a lo largo de las articulaciones y fracturas naturales.

(b) La mayoría de los tipos de roca tienen capacidad de carga adecuada para estructuras de concreto grandes, a menos que sean rocas sedimentarias blandas tales como piedras de barro, arcilla, etc.; que contengan grandes vacíos o tienen zonas de falla anchas.

(c) La resistencia al corte de la roca de cimentación se da como dos valores: cohesión (**c**) y fricción interna (**ϕ**). Los valores de diseño para la resistencia al corte se seleccionan generalmente sobre la base de los resultados de las pruebas de corte directo de laboratorio. Los ensayos de resistencia a la compresión y de resistencia a la tracción a menudo son necesarios para desarrollar la envolvente de fallas adecuada durante las pruebas de laboratorio.

(d) La resistencia al corte a lo largo de la interface de roca de base/estructura también debe ser evaluada. Se recomiendan ensayos de laboratorio de fuerza de corte directo sobre muestras de mortero/roca compuestas para evaluar la resistencia al corte de la roca de base/estructura. Es particularmente importante determinar las propiedades de resistencia de las discontinuidades y los materiales de cimentación más débiles (es decir, las zonas blandas en los cortes o fallas), ya que éstas generalmente controlarán el comportamiento de las cimentaciones.

3.2.3 — *Propiedades de resistencia dinámica*

(a) Cuando la base se incluye en el análisis sísmico, los módulos elásticos y los coeficientes de Poisson para los materiales de cimentación son necesarios para el análisis. Si la masa de la cimentación es modelada, las densidades de la roca también son requeridas.

(b) Determinar los módulos elásticos para una cimentación de roca debe incluir varios métodos o enfoques diferentes, como se define en la Sección 3.2.2.

(c) Las relaciones de Poisson se deben determinar a partir de pruebas de compresión uniaxiales, pruebas de velocidad de pulso, pruebas de campo sísmico o datos empíricos. La relación de Poisson no varía ampliamente para los materiales de roca.

(d) La porción de carga sobre el módulo de cimentación se considera insignificante en relación con las otras incertidumbres involucradas en la determinación de las propiedades de las cimentaciones de rocas, por lo que no se mide.

(e) Para tener en cuenta las incertidumbres, se debe usar un límite inferior y superior para el módulo de cimentación para cada tipo de roca modelado en el análisis estructural.

3.3 — Cargas

3.3.1 General — En el diseño de presas de gravedad de concreto, es esencial determinar las cargas requeridas para los análisis de estabilidad y de esfuerzos. Las siguientes fuerzas pueden afectar el diseño:

- (a) Cargas muertas
- (b) Presión de aguas arriba y abajo
- (c) Sub-presión
- (d) Presión de suelo y de sedimentos
- (e) Fuerzas producidas por sismos

- (f) Presión de viento
- (g) Presión sub-atmosférica
- (h) Presión producida por olas
- (i) Reacciones en la base de cimentación

3.3.2 Cargas muertas — El peso del concreto generalmente debe ser asumido de 2,300 kilogramos por metro cúbico confirmado a través de un análisis de los materiales que conformarán el concreto. Para la sumatoria de cargas muertas, espacios vacíos relativamente pequeños como las galerías no son sustraídos excepto en presas pequeñas, donde los espacios pueden crear un efecto apreciable para la estabilidad de la misma. Las cargas muertas consideradas deben incluir el peso del concreto, el relleno sobrepuesto y elementos adicionales como compuertas y puentes sobre la presa.

3.3.3 Presiones del agua — Este tipo de cargas que actúan sobre la presa son determinadas por la hidrología, meteorología y los estudios de regulación del embalse. La frecuencia de los diferentes niveles del embalse necesitara ser determinados para evaluar cuales deberían ser usadas en las distintas condiciones de carga analizadas para el diseño.

(a) *Presión aguas arriba*

(i) La presión hidrostática que actúa contra la presa es una función de la profundidad del agua por el peso unitario de la misma. El peso unitario de esta debe tomarse de 1,000 kilogramos por metro cúbico, aún si esta varía un poco debido a la temperatura.

(ii) En algunos casos, el chorro de agua en una sección de la presa que desborda ejercerá una presión sobre la estructura, normalmente estas fuerzas deben de ser despreciadas en el análisis de estabilidad excepto aquellas mencionadas en las fuerzas producidas por presiones sub-atmosféricas.

(b) *Presión aguas abajo*

(i) **Para estructuras que no vierten agua** — La presión hidrostática sobre la cara de la presa se debe considerar usando toda la profundidad aguas abajo.

(ii) **Para estructuras que vierten agua** — La presión de aguas abajo debe ser ajustada debido al reflujo del agua cuando el flujo termine en un salto hidráulico significativo, por ejemplo, el flujo de un vertedero que se sumerge dentro del espejo de agua. Las fuerzas actuantes en la cara aguas abajo de secciones que vierten agua pueden fluctuar significativamente debido a la energía que es disipada en el cuenco amortiguador. Por lo tanto, pueden ser estimadas de forma conservadora cuando se usan como fuerzas estabilizadoras en los análisis de estabilidad. Estudios han demostrado que la influencia de este reflujo puede reducir la profundidad de la presión aguas abajo hasta llevarla a un 60 por ciento de la profundidad del agua. La cantidad de la reducción en la profundidad efectiva para determinar las fuerzas de aguas abajo es una función del grado de sumergencia de la cresta de la estructura y las condiciones de aguas abajo en el canal de descarga. Se sugiere el uso de bibliografía especializada que estudia dicho fenómeno para determinar con mayor exactitud dichas cargas. En la Sección 7.4 de esta norma, se provee una guía para el cálculo de estas presiones.

(iii) **Sumergencia** — Cuando las condiciones del embalse de aguas abajo reducen significativamente o eliminan el salto hidráulico en el embalse del vertedero, el reflujo puede ser despreciado y el 100 por ciento de la profundidad del embalse en este sitio puede ser usado para determinar la fuerza hidrostática.

(iv) **Sub-presión** — La profundidad total del embalse aguas abajo debe ser usada para calcular la sub-presión en el pie de la estructura en todos los casos, sin tomar en cuenta las condiciones de desbordamiento.

3.3.4 Sub-presión — La sub-presión se debe a la existencia de agua a través de la sección transversal de la presa delimitada por los niveles del embalse aguas arriba y abajo ubicada en la interface de la presa y su apoyo, y entre el apoyo y su base. Esta presión se encuentra dentro de las grietas, poros, juntas y en la unión entre el concreto y el material de apoyo. Las sub-presiones son una fuerza activa que debe ser incluida en los análisis de estabilidad y de esfuerzos para asegurar su calidad estructural. Estas presiones varían con el tiempo y están relacionadas con las condiciones de frontera y permeabilidad del material. Se asume que la sub-presión no cambia con las cargas sísmicas.

(a) **General** — Un gradiente hidráulico entre la piscina superior y la inferior se desarrolla entre las caras aguas arriba y aguas abajo de la presa. La distribución de la presión a lo largo de la base y en la cimentación depende de la eficacia de los drenajes y las pantallas, cuando sea aplicable, y de las características geológicas tales como permeabilidad a las rocas, costuras, juntas y fallas.

(b) **Sin drenajes** — Cuando no hay provisiones para la reducción de la sub-presión, se supondrá que el gradiente hidráulico varía, como una línea recta, desde el nivel aguas arriba hasta cero o el nivel aguas abajo, asumiendo que toda la base permanece en compresión entre el concreto y la cimentación.

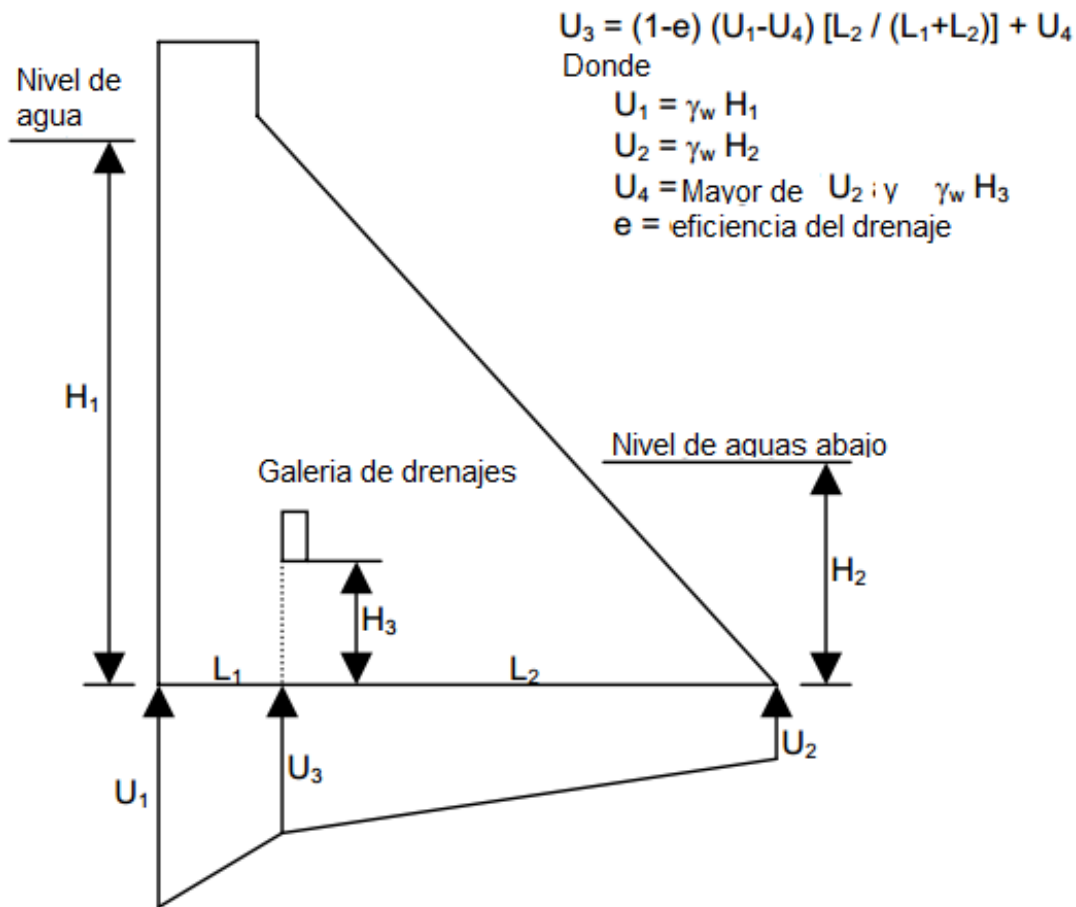
(c) **Con drenajes**

(i) La sub-presión en la base, se puede reducir instalando los drenajes en la cimentación. La eficacia del sistema de drenaje dependerá de la profundidad, tamaño y espaciamiento de los drenajes; el carácter de la cimentación; y la facilidad con la que se dé mantenimiento a los drenajes. La efectividad asumida se limitará a no más del 50 por ciento, y la documentación de diseño debe contener datos de apoyo para justificar esta suposición.

(ii) Si las pruebas en la cimentación y el análisis de flujo proporcionan una razonable justificación, la efectividad del drenaje se puede aumentar más allá del 50 por ciento. El uso de una eficacia de drenaje más alta dependerá del programa de operación del nivel del embalse, instrumentación para verificar y evaluar las sub-presiones supuestas y un programa de mantenimiento de drenajes adecuado. A lo largo de la base, se supondrá que la presión de elevación varía linealmente desde la presión no drenada en la cara aguas arriba, hasta la presión reducida en la línea de drenajes, hasta la presión no drenada en la cara aguas abajo tal como se muestra en la Figura 3.3.4-1. Esta figura también proporciona fórmulas para el cálculo del levantamiento donde la galería de drenaje está por encima o por debajo del nivel aguas abajo.

(iii) El propietario o encargado de la operación y mantenimiento deberá garantizar la eficiencia de los drenajes definida durante la fase de diseño, mediante un plan de mantenimiento adecuado.

Figura 3.3.4-1 — Esquema sub-presión con drenajes



(d) Cortina de impermeabilización

(i) Para que el drenaje sea controlado económicamente, es obligatorio retrasar el flujo a los drenajes desde aguas arriba. Esto puede lograrse mediante una cortina de inyecciones de lechada o por la impermeabilidad natural de la cimentación. Una cortina de inyecciones se debe utilizar dondequiera que la cimentación lo permita. Los agujeros para la lechada se deben orientar para interceptar el mayor número de fracturas de la roca para maximizar su eficacia. Bajo condiciones medias, la profundidad de la cortina debe ser dos tercios a tres cuartos del diferencial de niveles aguas arriba y abajo y debe ser complementada por drenaje en la cimentación con una profundidad de al menos dos tercios de la zona con lechada.

(ii) Cuando la cimentación es suficientemente impermeable para retrasar el flujo y donde las inyecciones serían imprácticas, una cortina es usualmente innecesaria. Sin embargo, se deben proporcionar drenajes para aliviar las presiones de sub-presión que se acumularían durante un período de tiempo en un medio relativamente impermeable.

(iii) En una base relativamente impermeable, la separación del drenaje será más estrecha que en una fundación relativamente permeable.

(e) **Zonas de compresión cero**

(i) Se supondrá que cualquier porción del plano de cimentación que no esté en compresión se comportará como una grieta abierta, excepto cuando la pérdida de compresión sea el resultado de una carga instantánea resultante de las fuerzas sísmicas. Para la longitud de esta grieta, las sub-presiones se asumirán como 100 por ciento de la presión hidrostática de la cara adyacente.

(ii) Cuando la zona de compresión cero no se extiende más allá de la ubicación de los drenajes, el levantamiento se calculará usando la fórmula de la Figura 3.3.4-1, pero sustituyendo la longitud de la zona de compresión como si fuera toda la longitud de la base. Cuando la zona de compresión cero se extiende más allá de los drenajes, se supondrá que la efectividad del desagüe es insignificante. La sub-presión deberá variar linealmente desde aguas arriba al final de la grieta, hasta el nivel del agua aguas abajo de la presa.

3.3.5 — **Presión de suelo y sedimentos**

(a) Las presiones de suelo sobre la presa pueden ocurrir cuando el material se encuentra detrás de la superficie de excavación y cuando el embalse se llena y apoya sobre el concreto monolítico. El material de relleno puede o no estar sumergido.

(b) Las presiones laterales de suelo activas o en condición de reposo resultan dependiendo de la deformación lateral de la estructura. Los métodos para calcular las presiones de suelo deben basarse en códigos, normas o investigaciones internacionalmente reconocidas.

(c) Puede ocurrir acumulación de sedimentos aguas arriba de la presa, el ingeniero estructural deberá consultar en el informe del ingeniero hidráulico si la acumulación de sedimentos es posible y cuál será la extensión a lo largo del tiempo. El empuje horizontal de los sedimentos puede ser asumido como un fluido equivalente con 1400 kilogramos por metro cúbico, mientras la presión vertical es determinada asumiendo que los sedimentos son un suelo húmedo con densidad de 1925 kilogramos por metro cúbico. Estos valores incluyen el efecto del agua en los sedimentos.

3.3.6 — Fuerzas producidas por sismo

(a) General

(i) Las cargas producidas por sismos usadas en el diseño de presas de gravedad de concreto están basadas en sismos de diseño y movimientos específicos del sitio determinados a través de evaluaciones sísmicas. Como mínimo, se deben de desarrollar evaluaciones sísmicas en proyectos localizados en zonas 2, 3 y 4. Mapas de zonas sísmicas de Guatemala y la configuración para distintos períodos de retorno se pueden encontrar en NSE 2.

(ii) El método de análisis del coeficiente sísmico debe ser usado para la determinación de la localización de la resultante y para el análisis de estabilidad por deslizamiento de la presa. En áreas de sismicidad elevada, se requiere realizar análisis dinámicos del comportamiento sísmico para determinar los esfuerzos internos de la estructura. Los criterios para el método del coeficiente sísmico y del análisis dinámico se deben basar en procedimientos vigentes de normas o códigos internacionalmente reconocidos, tales como:

- USACE (U.S. Army Corps of Engineers)
- ICOLD (International Commission on Large Dams)
- FERC (Federal Energy Regulatory Commission)

(iii) Las cargas sísmicas deben de evaluarse para la aceleración horizontal sísmica y, si se incluye el análisis de esfuerzos, aceleración vertical. Como los sismos pueden presentarse en cualquier dirección, el análisis debe desarrollarse en la dirección más desfavorable.

(b) Coeficiente sísmico

(i) El análisis del método del coeficiente sísmico es comúnmente conocido como el análisis pseudo-estático. Las cargas sísmicas se toman como fuerzas inerciales aplicadas estáticamente sobre la estructura. Dichas cargas son de dos tipos:

- **Fuerza inercial debido a aceleraciones sísmicas horizontales** — La fuerza requerida para acelerar la masa de concreto de la presa se determina mediante la siguiente ecuación:

$$P e_x = M a_x = \frac{W}{g} \alpha_h g = W \alpha_h \quad (3.3.6-1)$$

Donde:

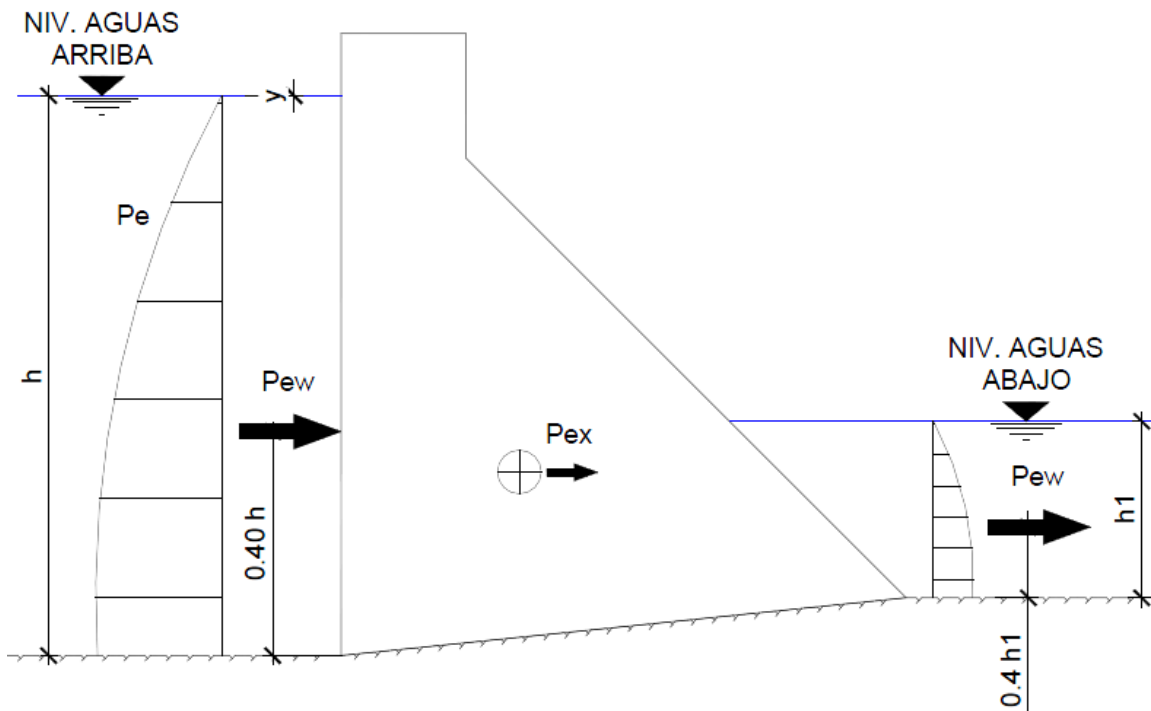
- P_{e_x} = fuerza sísmica horizontal
 - M = masa de la presa
 - a_x = aceleración sísmica horizontal
 - W = peso de la presa
 - g = gravedad
 - α_h = coeficiente sísmico
-
- **Fuerza inercial del embalse debido a aceleraciones sísmicas horizontales** — Fuerzas hidro-dinámicas que resultan de la reacción del embalse de agua contra la presa (Figura 3.3.6-1). La inercia del embalse de agua induce a incrementos o decrementos de la presión sobre la presa simultáneamente con las fuerzas inerciales del concreto. La Figura 3.3.6-1 muestra las presiones y fuerzas debidas al sismo determinadas por el método del coeficiente sísmico. Esta fuerza puede ser calculada por medio de la fórmula de Westergaard, usando la parábola aproximada:

$$P_{e_w} = \frac{7}{12} \alpha_h \gamma h^2 \quad (3.3.6-2)$$

Donde:

- P_{e_w} = Fuerza hidrodinámica por unidad de longitud [ton/m]
- h = Altura total del embalse [m]
- γ = Peso unitario del agua [ton/m³]
- α_h = coeficiente sísmico

Figura 3.3.6-1 — Fuerzas inerciales del embalse debido a aceleraciones sísmicas horizontales



(ii) La magnitud de las fuerzas inerciales es calculada a partir del principio que la masa se acelera por la aceleración sísmica. Las fuerzas inerciales se asumen que actúan a través del centro de gravedad de la sección del elemento.

(iii) El coeficiente sísmico es un porcentaje de la aceleración de la gravedad; no tiene unidad de dimensión y en ningún caso puede ser determinado directamente por la aceleración de un instrumento de medición de movimientos fuertes. Los coeficientes usados son considerados iguales para la cimentación y uniformemente a todo lo alto de la presa. La determinación de los coeficientes se debe basar en procedimientos de normas o códigos internacionalmente reconocidos.

(iv) Cuando el coeficiente sísmico horizontal se calcule en base a los mapas de zonificación sísmica de la Norma NSE-2, el procedimiento será el siguiente

- Se deberá calcular la aceleración máxima del suelo, AMS_d , para la ubicación de la presa de acuerdo a la Sección 4.5.8 de la Norma NSE 2.
- El coeficiente sísmico horizontal (condición de servicio), α_h , es decir, $7/15$ de AMS_d .

- (v) Cuando el coeficiente sísmico vertical (condición de servicio), α_v , se calcule en base a los mapas de zonificación sísmica de la Norma NSE-2 se puede tomar como 2/3 del coeficiente de sísmico horizontal

(c) **Cargas dinámicas** — El primer paso para determinar las cargas inducidas por sismos requiere investigaciones geológicas y sismológicas del sitio de la presa. Los objetivos de las investigaciones son para establecer el sismo máximo creíble (MCE, por sus siglas en inglés) y el sismo básico de operación (OBE, también en inglés) y sus correspondientes movimientos del suelo, y para evaluar la posibilidad de que un sismo produzca una ruptura de la cimentación en el sitio. El MCE y el OBE se definen según el período de retorno. Los movimientos del suelo están caracterizados por el espectro de respuesta de diseño del sitio y, cuando es necesario, de registros de aceleración-tiempo. El análisis del método dinámico determina la respuesta estructural usando cualquiera de los dos (el espectro de respuesta o los registros de aceleración-tiempo) como datos de entrada.

(i) **Espectro de respuesta de diseño del sitio específico** — El espectro de respuesta es un gráfico con los valores máximos de la aceleración, velocidad y/o desplazamiento en series infinitas de sistemas de un grado de libertad sujetos a sismos. Los valores de respuesta máximos están en función del periodo natural para un cierto valor de amortiguamiento. El espectro de respuesta de un sitio específico se desarrolla estadísticamente por registros de espectros de respuesta para movimientos fuertes debidos a sismos que tienen fuentes similares y propiedades de trayectoria de propagación o por sismos controlados y que fueron archivados para cimentaciones similares.

(ii) **Registro de aceleración-tiempo** — Los acelerogramas usados como dato de entrada para los análisis dinámicos, proveen una simulación de la respuesta actual de una estructura para un movimiento del suelo debido a un sismo dado a través del tiempo. Los registros de aceleración-tiempo deben de ser compatibles con el espectro de diseño.

3.3.7 Presión del viento — Donde sea aplicable se tomarán las disposiciones de la sección de viento del Capítulo 5 de la NSE 2.

3.3.8 Presión sub-atmosférica — Las presiones teóricas a lo largo del perfil del vertedero en el lado de aguas abajo se aproximan a la presión atmosférica. Para alturas mayores que la de diseño, las presiones sub-atmosféricas se presentarán a lo largo del vertedero. Cuando el perfil del vertedero está diseñado para alturas apreciablemente menores que la máxima probable que puede ocurrir, la magnitud de esta presión debe ser determinada y considerada en el análisis de estabilidad. Los métodos para determinarla deben basarse en códigos o normas internacionalmente reconocidas.

3.3.9 Presión producida por olas — A pesar de que las presiones producidas por las olas son más importantes por los efectos que suscitan en las compuertas y accesorios, pueden ocasionar un efecto apreciable sobre la propia presa (en algunos casos). La altura de las olas, “run-up” y datos de viento usualmente son factores importantes que determinan la altura libre requerida en una presa. Las dimensiones de las olas y las fuerzas dependen de la longitud expuesta a la acción del viento de la superficie del embalse, la velocidad del viento y su duración, y otros factores. Las sobre cargas a considerarse deben basarse en códigos o normas internacionalmente reconocidas.

3.3.10 — Reacciones en la base de la cimentación

(a) En general, la resultante de todas las cargas horizontales y verticales incluyendo sub-presiones deben ser balanceadas por una reacción igual y opuesta de la cimentación consistente en componentes normales y tangenciales. Para que la presa esté en equilibrio estático, la ubicación de esta reacción debe ser tal que las sumatorias de fuerzas y momentos sean iguales a cero. La distribución de la componente normal se asume que es lineal, sabiendo que las propiedades elásticas y plásticas del material de la base de la cimentación y el concreto pueden afectar dicha distribución.

(b) El problema de determinar la distribución real de las reacciones en la base es complicado debido a la reacción tangencial, a las relaciones de esfuerzos internos y a otras consideraciones teóricas. Por otra parte, las variaciones de los materiales en la base de la cimentación en función de su profundidad, agrietamientos y fisuras que pueden interrumpir los esfuerzos y la resistencia a corte pueden también convertirlo en un problema complejo.

(c) Para secciones en donde desborda el agua, el ancho de la base es generalmente determinada por la pendiente del vertedero proyectado sobre la línea de cimentación y todo el concreto aguas abajo fuera de esta línea es omitido. Si una junta vertical no es provista en este sitio, se debe evaluar los esfuerzos internos del concreto aguas abajo (antes mencionada) desde el pie teórico del vertedero.

(d) La sub-presión debe ser agregada a los cálculos de reacción para determinar la máxima presión de cimentación en ese sitio.

(e) Los esfuerzos internos y las presiones de cimentación deben ser calculadas con y sin sub-presión para determinar la condición más crítica.

FIN DEL CAPÍTULO 3

CAPÍTULO 4 — ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

4.1 — Introducción

4.1.1 Este capítulo presenta información sobre el análisis de estabilidad de las presas de concreto. Se analizan las condiciones básicas de carga investigadas en el diseño y orientación del perfil y disposición de la presa. Las fuerzas que actúan sobre una estructura se determinan como se describe en el Capítulo 3 de esta norma.

4.1.2 El diseño de una presa de gravedad se realiza a través de un proceso iterativo que implica una disposición preliminar de la estructura seguida de un análisis de estabilidad y esfuerzos. Si la estructura no cumple con los criterios, el diseño se modifica y se vuelve a analizar. Este proceso se repite hasta que se alcanza una sección transversal aceptable.

4.1.3 El análisis de la estabilidad y el cálculo de los esfuerzos se llevan a cabo generalmente en la base de la presa y en planos seleccionados dentro de la estructura. Si existen zonas débiles o planos en la cimentación, también deben ser analizados.

4.2 — Clasificación de las condiciones de carga

4.2.1 Las condiciones de carga que una presa puede encontrar durante su vida útil se agrupan en las siguientes categorías:

(a) **Cargas usuales** — Se refieren a cargas y condiciones de carga, que están relacionadas con la función primaria de la presa y se puede esperar que ocurran con frecuencia durante la vida útil. Un suceso habitual es una ocurrencia común y se espera que la estructura se desempeñe en el rango elástico.

(b) **Cargas inusuales** — Se refieren a cargas de operación y condiciones de carga que son de ocurrencia poco frecuente. Las cargas de construcción y mantenimiento se clasifican como cargas inusuales debido a que los riesgos pueden ser controlados especificando la secuencia o duración de las actividades, y/o supervisando el desempeño. Las cargas sobre estructuras temporales que se utilizan para facilitar la construcción del proyecto, también se clasifican como inusuales. Para un evento inusual, se acepta un comportamiento no lineal menor, pero se espera que las reparaciones necesarias sean menores.

(c) **Cargas extremas** — Se refieren a eventos que son altamente improbables y pueden considerarse como situaciones de emergencia. Tales eventos pueden estar asociados con accidentes graves que impliquen impactos o explosiones y desastres naturales debido a sismos o crecidas que tienen una frecuencia de ocurrencia que excede en gran medida la vida útil de la estructura. Las cargas extremas también pueden resultar de la combinación de eventos de carga inusuales. Se espera que la estructura se adapte a cargas extremas sin experimentar un fallo catastrófico, aunque se espera un daño estructural que perjudique parcialmente las funciones operativas y podría ser necesaria una importante rehabilitación o reemplazo de la estructura.

4.2.2 Cada categoría está asociada con una probabilidad de que la condición de carga será excedida en un período de tiempo dado. Las condiciones de carga, expresadas en términos probabilísticos, se proporcionan en la Tabla 4.2.2-1.

Tabla 4.2.2-1 — Probabilidad de ocurrencia de las condiciones de carga

| Categorías de condición de carga | Probabilidad anual (P) | Período de retorno (T_r) |
|----------------------------------|--|--|
| Usual | Mayor o igual a 0.10 | Menor o igual a 10 años |
| Inusual | Menor que 0.10 pero mayor o igual a 0.0033 | Mayor que 10 años, pero menor o igual que 300 años |
| Extremo | Menor que 0.0033 | Mayor que 300 años |

4.2.3 El rendimiento estructural y el riesgo de daño o fallo dependen no sólo de la probabilidad de la condición de carga, sino también de los factores de seguridad o las disposiciones de seguridad utilizadas, del grado de conservadurismo utilizado en la selección de los parámetros de resistencia de la fundación y de los datos hidrológicos. El grado de conservadurismo es inherente a los métodos utilizados para el análisis. No se ha intentado definir la probabilidad de daño o fallo en términos probabilísticos.

4.3 — Condiciones de carga

4.3.1 Generalmente se utilizan las siguientes condiciones básicas de carga en los diseños de presas de gravedad de concreto. Las cargas que no estén indicadas deben ser incluidas donde sea aplicable. La toma debe ser analizada con las compuertas de emergencia cerradas y todos los conductos de agua vacíos bajo las cargas habituales. Si el diseñador lo cree conveniente, podrá considerar otras combinaciones de carga adicionales a las listadas en la Tabla 4.3.1-1.

Tabla 4.3.1-1 — Resumen y clasificación de los casos de carga

| Caso | Descripción | Clasificación |
|------|---|-------------------|
| CC1 | Construcción | Inusual |
| CC2 | Operación normal | Usual |
| CC3 | Con creciente infrecuente | Inusual |
| CC4 | Construcción más sismo básico de diseño OBE | Extremo |
| CC5 | Operación normal más sismo básico de diseño OBE | Inusual |
| CC6 | Operación normal más sismo máximo de diseño MDE | Extremo |
| CC7 | Crecida máxima de diseño | Inusual / Extremo |

(a) **Construcción** — Se considerará la estructura completa sin agua, aguas arriba y aguas abajo.

(b) **Operación normal** — Se combinará la carga muerta, carga viva, presión hidrostática y presión ejercida por el sedimento, con nivel del embalse al nivel normal de operación y nivel mínimo de aguas abajo. Incluir efectos de cambios de temperatura y de asentamientos si se considera que son críticos.

(c) **Con creciente infrecuente** — Se combinará la carga muerta, carga viva, presión hidrostática y la presión ejercida por el sedimento, con nivel del embalse al nivel de la crecida infrecuente y el nivel mínimo de aguas abajo. Incluir efectos de cambios de temperatura y de asentamientos si se considera que son críticos.

(d) **Construcción más sismo básico de diseño OBE** — Se considerará el sismo básico de diseño en dirección aguas arriba, sin considerar embalse aguas arriba ni aguas abajo.

- (e) **Operación normal más sismo básico de diseño OBE** — Se tomarán las cargas de la combinación Operación normal del Inciso (b) de la Sección 4.3.1, combinadas con el sismo básico de diseño en dirección aguas abajo.
- (f) **Operación normal más sismo máximo de diseño MDE** — Se tomarán las cargas de la combinación Operación normal, del Inciso (b) de la Sección 4.3.1, combinadas con el sismo máximo de diseño en dirección aguas abajo.
- (g) **Crecida máxima de diseño** — Se combinará la carga muerta, carga viva, la presión hidrostática y la presión ejercida por el sedimento, con nivel del embalse al nivel de la crecida máxima de diseño y nivel mínimo de aguas abajo. Incluir efectos de cambios de temperatura y de asentamientos si se considera que son críticos.

4.4 — Sección de la presa

4.4.1 La configuración de la sección sin sobre-flujo se determina usualmente encontrando la sección transversal óptima que cumple los criterios de estabilidad y esfuerzos tensionales para cada una de las condiciones de carga. La sección transversal de diseño se establece generalmente en la sección de altura máxima y luego se usa a lo largo del resto de la presa para proporcionar un perfil liso. La cara aguas arriba es generalmente vertical, pero puede incluir una masa para aumentar la estabilidad de deslizamiento o en los proyectos existentes es adicionada para cumplir con los criterios de estabilidad. La cara aguas abajo usualmente será una pendiente uniforme que transita a una cara vertical cerca de la cresta. La pendiente estará generalmente en el rango de 0.7H a 1V, o de 0.9H a 1V, dependiendo de la sub-presión y de la zona sísmica, para cumplir los requisitos de la estabilidad.

4.4.2 La cresta de la presa debe tener un espesor suficiente para resistir el impacto de los objetos flotantes y para satisfacer los requisitos de acceso y carretera. El borde libre en la parte superior de la presa se determinará por la altura de la ola y el runup.

4.4.3 Las secciones de los vertederos deben diseñarse de manera similar a la sección sin sobre-flujo, cumpliendo con los criterios de estabilidad y esfuerzos. La cara aguas arriba tendrá la misma configuración que la sección sin sobre-flujo.

4.4.4 La pendiente de la rápida se requiere que sea tangente a la curva exponencial de la cresta y a la curva del salto de esquí o a la unión del cuenco disipador. Los métodos utilizados para determinar las curvas de la cresta de vertedero y el sistema de disipación aguas abajo deberán ser definidos desde el punto de vista hidráulico. Pueden ser incluidas pilas en las secciones de los vertederos para soportar un puente que los atraviesa y para soportar las compuertas del aliviadero. Las descargas de regulación y las compuertas se construyen generalmente en la sección de vertederos.

4.5 — Consideraciones de estabilidad

4.5.1 Requisitos generales — Los requisitos básicos de estabilidad para una presa de gravedad para todas las condiciones de carga son:

- (a) Que sea seguro contra el vuelco en cualquier plano horizontal dentro de la estructura, en la base, o en un plano debajo de la base.
- (b) Que sea seguro contra deslizamiento en cualquier plano horizontal o casi horizontal dentro de la estructura en la base o en cualquier costura de roca en la fundación.
- (c) Que no se sobrepasen los esfuerzos unitarios admisibles en el concreto o en el material de cimentación.

4.5.2 Los lugares característicos dentro de la presa en los que se debe considerar la verificación de los criterios de estabilidad incluyen los planos donde hay cambios en la sección de la presa y cargas altamente concentradas. Las galerías y grandes aberturas dentro de la estructura y las transiciones ascendente y descendente de la pendiente son áreas específicas a considerarse.

4.5.3 Criterios de estabilidad — Los criterios de estabilidad para las presas de concreto para cada condición de carga se enumeran en las siguientes secciones. El análisis de estabilidad debe presentarse en las memorias de diseño. El método de análisis del coeficiente sísmico, tal como se describe en la Sección 3.3.6, debe utilizarse para determinar la localización resultante y la estabilidad de deslizamiento para las condiciones de carga sísmica.

4.6 — Estabilidad al volteo

4.6.1 — Ubicación de la resultante

- (a) La estabilidad al volteo se calcula aplicando todas las fuerzas verticales (ΣV), las fuerzas laterales para cada condición de carga a la presa y, a continuación, la suma de momentos (ΣM) causados por las fuerzas consecuentes sobre el extremo descendente. Con esta ubicación se calculará el porcentaje de la base que se encuentra en compresión. La posición resultante a lo largo de la base es:

$$\text{Ubicación de la resultante} = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} \quad (4.6.1-1)$$

- (b) Los métodos para determinar las fuerzas laterales, verticales y de subpresión se describen en la Sección 3.3.4.

4.6.2 — Criterio

- (a) Cuando la resultante de todas las fuerzas, que actúan sobre cualquier plano horizontal a través de una presa, intersecta ese plano fuera del tercio medio, una zona de no compresión resultará.
- (b) Para condiciones de carga usuales, se requiere que la resultante a lo largo del plano de estudio permanezca dentro del tercio medio para mantener los esfuerzos de compresión en el concreto.
- (c) Para condiciones de carga inusuales, la resultante debe permanecer dentro del tercio medio de la base a menos que se realicen un análisis exhaustivo de la interacción entre el levantamiento y las presiones de sub-presión, Inciso (e) de la Sección 3.3.4, pero nunca deberá estar fuera de la mitad media de la base.
- (d) Para las condiciones extremas de carga con crecidas, la resultante debe permanecer dentro del tercio medio de la base a menos que se realice un análisis exhaustivo de la interacción entre el levantamiento y las presiones de sub-presión, Inciso (e) de la Sección 3.3.4, pero suficientemente dentro de la base para asegurar que las presiones de la base estén dentro de los límites prescritos. Para casos de carga con sismo, las sub-presiones podrán no ser incrementadas de modo que la resultante podrá ubicarse suficientemente dentro de la base para asegurar que las presiones de la base estén dentro de los límites prescritos.

Tabla 4.6.2-1 — Requisitos para la ubicación de la resultante

| Información sobre el sitio de presa | Categorías de condición de carga | | |
|-------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|------------------------------|
| | Usual | Inusual ^[1] | Extremo ^{[1] [2]} |
| Bien definida | 100% de la base en compresión | 100% de la base en compresión | 75% de la base en compresión |

[1]Se permite un porcentaje de base en compresión menor si se realiza un análisis exhaustivo de la interacción entre el levantamiento y las presiones de sub-presión, Inciso (e) de la Sección 3.3.4.

[2]Para condiciones de crecida la base debe estar totalmente en compresión debido a la larga duración de carga.

4.7 — Estabilidad al deslizamiento

4.7.1 La estabilidad de deslizamiento se basa en un factor de seguridad (FS) como una medida para determinar la resistencia de la estructura contra el deslizamiento.

4.7.2 El FS a deslizamiento se define como la relación de la resistencia máxima de corte (T_F) y el corte aplicado (T) a lo largo del plano de deslizamiento en condiciones de servicio

$$FS = \frac{T_F}{T} = \frac{N \tan \phi + cA}{T} \quad (4.7.2-1)$$

Donde:

- **A:** Área del plano sometido a cortante y área efectiva de la base en compresión.
- **c:** Cohesión de la roca y/o concreto según el caso (incluye factor de seguridad).
- **N:** Sumatoria de las fuerzas perpendiculares al plano considerado, ver Figura 4.7.2-1.
- **T:** Cortante aplicado en el plano considerado, ver Figura 4.7.2-1.
- ϕ : coeficiente de fricción interna de diseño (incluye factor de seguridad).

Figura 4.7.2-1 — Cálculo de fuerza normal y corte aplicado en el plano de falla

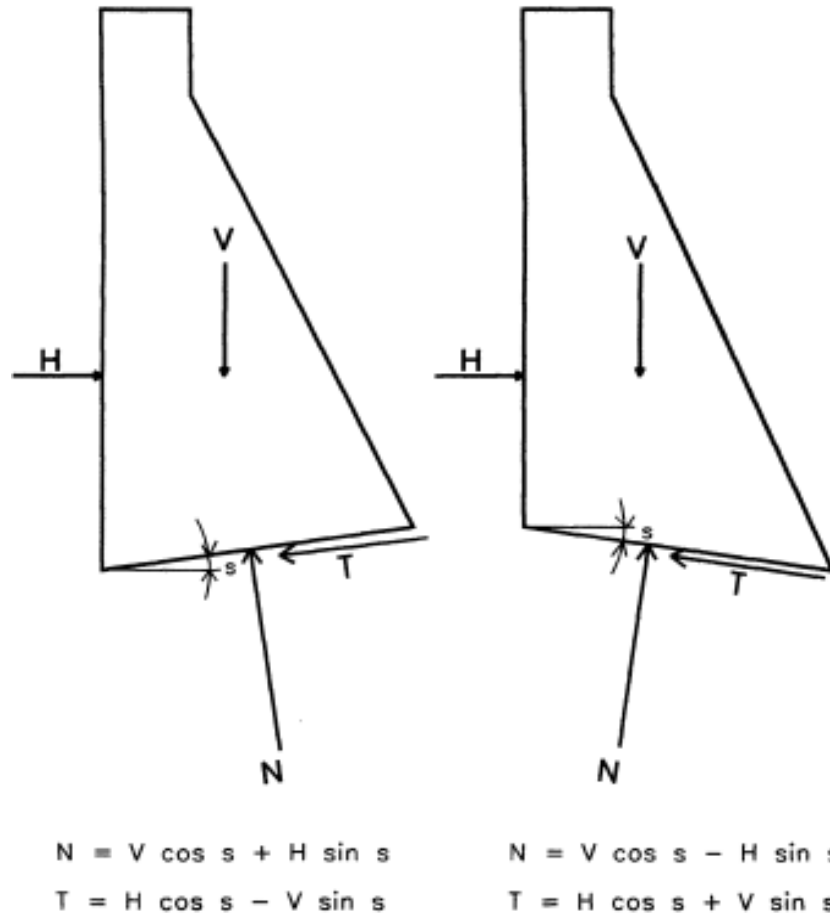


Tabla 4.7.2-1 — Factores de seguridad contra deslizamiento

| Información sobre el sitio de presa | Categorías de condición de carga | | |
|-------------------------------------|----------------------------------|---------|---------|
| | Usual | Inusual | Extremo |
| Bien definida | 1.7 | 1.3 | 1.1 |

4.8 — Esfuerzos admisibles

4.8.1 Presión admisible en la base — La presión máxima de base calculada debe ser igual o menor que la capacidad de carga permisible para las condiciones de carga habituales e inusuales. Para condiciones extremas de carga, la presión máxima de los cojinetes debe ser igual o inferior a 1.33 veces la capacidad de carga admisible.

4.8.2 Esfuerzo de compresión — El esfuerzo máximo de compresión producido por las cargas en el concreto de la presa no deberá ser mayor que el valor dado en la tabla, donde f'_c es la resistencia del concreto a la compresión de acuerdo con tecnología usual establecida.

4.8.3 Esfuerzo de tensión (o tracción) — Los esfuerzos de tensión que las cargas pudiesen llegar a producir en la presa deberán ser no existentes o ser menores a los valores en función de f'_c indicados en la Yabla 4.8.3-1, según el nivel de protección requerido. Para casos extraordinarios se podrá aceptar, en niveles bajos de protección, que se produzcan esfuerzos de tensión que producirían fisuración, siempre y cuando se demuestre que la presa sigue siendo estable al estar fisurada.

Tabla 4.8.3-1 — Esfuerzos admisibles en la cimentación y en el concreto

| Esfuerzos admisibles | Categorías de condición de carga | | |
|------------------------|----------------------------------|------------------------|------------------------|
| | Usual | Inusual | Extremo |
| Presión en la base | < a la admisible | < a la admisible | < 1.33 admisible |
| Esfuerzo de compresión | $0.3 f'_c$ | $0.5 f'_c$ | $0.9 f'_c$ |
| Esfuerzo de tensión | 0 | $0.6 f'_c{}^{2/3}$ [1] | $1.5 f'_c{}^{2/3}$ [1] |

[1] f'_c definido en psi

FIN DEL CAPÍTULO 4

CAPÍTULO 5 — ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO

5.1 — Análisis de esfuerzos

5.1.1 — General

(a) Se realiza un análisis de esfuerzos a las presas de gravedad para determinar la magnitud y distribución de las tensiones a lo largo de la estructura para las condiciones de carga estática y dinámica. Plantear, de ser necesario, la adecuación de la subestructura y la cimentación. Las condiciones de carga habitualmente investigadas se describen en la Sección 4.3.

(b) Los esfuerzos de las presas de gravedad se analizan mediante métodos simplificados aproximados o por el método de elementos finitos dependiendo del refinamiento requerido para el nivel particular de diseño y el tipo y configuración de la presa. Para diseños preliminares, son apropiados métodos simplificados usando modelos de viga en voladizo para el análisis bidimensional o el método experimental de torcedura de carga para análisis tridimensional, tal como se describe en la *US Bureau of Reclamation (USBR), "Design of Gravity Dams"*. El método de elementos finitos se utiliza habitualmente para las fases de diseño y de diseño final si se requiere una investigación de esfuerzo más exacta.

5.1.2 — Análisis dinámico

(a) Para presas de gravedad situadas a inmediaciones de una falla activa, o presas con geometría y/o distribución de masas no usuales, se deberá hacer un "análisis dinámico".

(b) En el "análisis dinámico", se tomará en cuenta la interacción agua-presa, las características de deformación dinámica de la presa, la compresibilidad del agua, la interacción suelo-estructura, etc. Se deberá recurrir a la literatura pertinente.

5.1.3 Proceso de análisis dinámico — Como se menciona en la Sección 5.1.2, se deberá recurrir a literatura pertinente, sin embargo, el procedimiento podrá incluir lo siguiente:

(a) Revisar la geología, la sismología y el entorno tectónico contemporáneo.

(b) Determinar las fuentes del sismo.

(c) Seleccionar el candidato máximo creíble y las magnitudes del sismo base de operaciones y ubicaciones.

- (d) Seleccionar las relaciones de atenuación para los sismos candidatos.
- (e) Seleccionar el control de los terremotos máximos creíbles y operativos base de los terremotos candidatos basados en los movimientos de tierra más severos en el sitio.
- (f) Seleccionar los espectros de respuesta de diseño para el control de los sismos.
- (g) Seleccionar los registros de aceleración-tiempo apropiados que sean compatibles con los espectros de respuesta de diseño si se necesitan análisis de aceleración-tiempo.
- (h) Seleccionar las propiedades dinámicas de los materiales del concreto y de los materiales de la base.
- (i) Seleccionar los métodos dinámicos de análisis que se utilizarán.
- (j) Realizar el análisis dinámico.
- (k) Evaluar los esfuerzos del análisis dinámico.

FIN DEL CAPÍTULO 5

CAPÍTULO 6 — CONTROL DE TEMPERATURA

6.1 — Introducción

6.1.1 El control de la temperatura del concreto masivo es necesario para evitar el agrietamiento causado por esfuerzos de tracción excesivos que resultan del enfriamiento diferencial dentro del masivo. El concreto se calienta por reacción del cemento con agua y puede ganar calor adicional de la exposición a las condiciones ambientales. El agrietamiento puede ser controlado por métodos que limitan la temperatura máxima a un nivel seguro, de modo que las deformaciones de tracción desarrolladas a medida que el concreto se enfría hasta el equilibrio son menores que la capacidad de deformación por tracción.

6.2 — Propiedades térmicas del concreto

6.2.1 — General

(a) Las propiedades del concreto utilizado en estudios térmicos para el diseño de presas de gravedad son la difusividad térmica, la conductividad térmica, el calor específico, el coeficiente de expansión térmica, el calor de hidratación del cemento, la capacidad de deformación por tracción y el módulo de elasticidad.

(b) La selección de agregados adecuados se basa en otras consideraciones, por lo que se puede ejercer poco o ningún control sobre las propiedades térmicas de los agregados. Normalmente se especifica el cemento tipo II con limitación de calor de hidratación opcional y un reemplazo de cemento. El cemento de baja temperatura del tipo IV no se ha utilizado en los últimos años, ya que en la mayoría de los casos el desarrollo del calor puede ser controlado por otras medidas y el cemento tipo IV generalmente no está disponible.

6.2.2 — Conductividad térmica

(a) La conductividad térmica de un material es la velocidad a la cual transmite calor y se define como la relación del flujo de calor al gradiente de temperatura. El contenido de agua, la densidad y la temperatura influyen significativamente en la conductividad térmica de un concreto específico. Los valores típicos son 2.3, 1.7 y 1.2 unidades térmicas británicas Btu/(hora*pie*°F) para concreto con cuarcita, piedra caliza y agregados de basalto, respectivamente.

- (b) **Difusión térmica** — La difusividad se describe como un índice de la facilidad o dificultad con la que el concreto experimenta cambio de temperatura y, numéricamente, es la conductividad térmica dividida por el producto de calor y densidad específicos. Los valores de difusividad típicos para el concreto oscilan entre 0.03 pies²/hora para el concreto basáltico y 0.06 pies²/hora para el concreto de cuarcita.
- (c) **Calor específico** — La capacidad específica de calor o calor específico es el calor requerido para elevar un peso unitario de material 1 grado. Los valores para diversos tipos de concreto son aproximadamente iguales y varían de 0.22 a 0.25 Btu/(lb*°F).
- (d) **Coeficiente de expansión térmica** — El coeficiente de expansión térmica se puede definir como el cambio en la dimensión lineal por unidad de longitud dividida por el cambio de temperatura expresado en millonésimas por °F. Los concretos de basalto y piedra caliza tienen valores de 3 a 5 millonésimas/°F; los cuartos de cuarzo se extienden hasta 8 millonésimas/°F.
- (e) **Calor de hidratación** — La reacción del agua con el cemento es exotérmica y genera una cantidad considerable de calor durante un período prolongado de tiempo. Calores de hidratación para varios cementos varían de 60 a 95 calorías/gramo a los 7 días y de 70 a 110 calorías/gramo a los 28 días.
- (f) **Capacidad de deformación por tracción** — El diseño se basa en la máxima tensión de tracción. El módulo de prueba de ruptura se realiza sobre vigas de concreto sometidas a prueba de fallo bajo carga de terceros puntos. La capacidad de deformación por tracción se determina dividiendo el módulo de rotura por el módulo de elasticidad.
- (g) **Flujo plástico** — El flujo plástico del concreto es la deformación que ocurre mientras el concreto está bajo un esfuerzo sostenido. El flujo plástico específico es el flujo plástico bajo esfuerzo unitario. El flujo plástico del concreto masivo se encuentra en el rango de 1.4×10^{-6} libras por pulgada cuadrada (psi).
- (h) **Módulo de elasticidad** — El módulo de carga instantáneo de elasticidad para el concreto masivo oscila entre 1.5 a 6×10^6 psi y bajo carga sostenida de aproximadamente 0.5 a 4×10^6 psi.

6.3 — Estudios térmicos

6.3.1 General — Durante el diseño de las presas de gravedad, es necesario evaluar la posibilidad de que la deformación inducida por cambios de temperatura en el concreto no exceda su capacidad de deformación. Los procedimientos de diseño detallado para el control de la generación de cambios de calor y volumen para minimizar el agrietamiento se pueden encontrar en el Manual de Práctica de Concreto de la ACI, Sección 207. Los siguientes parámetros del concreto deben ser determinados por un laboratorio: calor de hidratación, aumento de temperatura adiabático, la conductividad térmica, la difusividad térmica, el calor específico, el coeficiente de expansión térmica, flujo plástico y capacidad de deformación por tracción. Las pruebas de propiedades térmicas no deben iniciarse hasta que las investigaciones de los agregados hayan avanzado hasta el punto en que se determinen las fuentes más probables de agregados y se conozca la disponibilidad de material cementoso.

6.3.2 Temperatura máxima permitida — La temperatura máxima en el interior del concreto masivo debe ser controlada para evitar el agrietamiento inducido por la contracción de la superficie. La temperatura máxima permitida comúnmente usada para prevenir graves agrietamientos en estructuras masivas de concreto es la temperatura ambiente media anual más el número de grados Fahrenheit determinado dividiendo la capacidad de deformación por el coeficiente de expansión lineal. Esto supone que el concreto estará sujeto a una restricción del 100 por ciento contra la contracción. Cuando el potencial aumento de la temperatura del concreto masivo se reduce a este nivel, la caída de temperatura que causa esfuerzos y agrietamiento a la tracción se reduce a un nivel aceptable.

6.4 — Métodos de control de temperatura

6.4.1 Los métodos de control de temperatura disponibles para la consideración tienen el objetivo básico de reducir los aumentos de temperatura debido al calor de hidratación, reducir los diferenciales térmicos dentro de la estructura y reducir la exposición al aire frío en las superficies de concreto que crearían grietas. Las técnicas más comunes son el control del espesor de la elevación, el intervalo de tiempo entre los ascensores, la temperatura de colocación máxima permitida del concreto y el aislamiento superficial.

6.4.2 El post-enfriamiento puede ser económico para estructuras grandes. Deberá hacerse un análisis para determinar el método más económico para restringir los aumentos de temperatura y las siguientes caídas de temperatura a niveles sólo con seguridad por debajo de valores que podrían causar grietas indeseables. Para estructuras de complejidad limitada, tales como presas de gravedad de forma convencional, se pueden obtener resultados satisfactorios usando los procedimientos de diseño en ACI 207. El concreto será colocado en fases de 1.5 a 3 metros, cada fase se conforma de capas sucesivas de alrededor de 0.50 metros.

FIN DEL CAPÍTULO 6

CAPÍTULO 7 — CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL

7.1 — Introducción

7.1.1 Este capítulo discute las consideraciones de diseño y construcción asociadas con las presas de hormigón. Estas consideraciones generales incluyen juntas de contracción y construcción, waterstops, vertederos, descargas de fondo y galerías.

7.2 — Juntas de contracción y construcción

7.2.1 Para controlar la formación de grietas en el concreto masivo, las juntas de contracción transversal vertical generalmente se espaciarán uniformemente a lo largo del eje de la presa a unos 15 metros de distancia. Cuando una central eléctrica forma parte integral de una presa y la separación de las unidades supera esta dimensión, será necesario aumentar la separación de las juntas en el bloque de admisión para que coincida con la separación de las uniones en la central eléctrica.

7.2.2 En la sección del vertedero, el tamaño de la compuerta y la pila y otros requisitos, son factores en la determinación de la separación de las juntas de contracción. La localización y el espaciamiento de las juntas de contracción deben regirse por las características físicas de la presa, los detalles de las estructuras correspondientes, los resultados de los estudios de temperatura, las tasas y métodos de colocación y la capacidad probable de la planta de concreto.

7.2.3 Las discontinuidades abruptas a lo largo del perfil de la presa, los cambios de materiales, los defectos en la cimentación y la ubicación de características tales como descargas de fondo y la tubería forzada, también influirán en la ubicación conjunta. Además, los resultados de los estudios térmicos proporcionarán limitaciones en el espaciamiento de las juntas monolíticas para asegurar que no haya agrietamiento de las capas excesivas inducidas por la temperatura.

7.2.4 Las juntas son verticales y normales al eje, y se extienden continuamente a través de la sección de la presa. Las juntas están construidas de manera que no existe unión entre bloques adyacentes para asegurar la libertad de cambio volumétrico de bloques individuales. El refuerzo no debe extenderse a través de una junta de contracción. En las caras de la presa, las juntas están achaflanadas por encima del nivel mínimo del embalse para su apariencia y para minimizar el desprendimiento. Los bloques están numerados, generalmente de forma secuencial, desde el pilar derecho.

7.2.5 Las juntas de construcción horizontales o casi horizontales se espaciarán para dividir la estructura en unidades de trabajo convenientes y para controlar el procedimiento de construcción con el propósito de regular los cambios de temperatura. El concreto será colocado en fases de 1.5 a 3 metros, cada fase se conforma de capas sucesivas de alrededor de 0.50 metros. La mejor altura de elevación para cada proyecto se determinará a partir de las capacidades de producción del concreto y los métodos de colocación.

7.3 — Waterstops

7.3.1 Se debe proporcionar una línea doble de waterstops cerca de la cara aguas arriba en todas las juntas de los bloques. Los waterstops deben ser cementados de 0.50 a 1 metros en la cimentación o sellados al sistema de corte y deben terminar cerca de la parte superior de la presa.

7.3.2 Para las secciones del vertedero cerradas, las copas de las aguas deben terminar cerca de la cresta. Generalmente se proporcionará un drenaje conformado de 0.15 a 0.20 de diámetro entre los dos watertops.

7.3.3 En las juntas entre bloques, los drenajes se extienden desde la elevación máxima del embalse y terminan a aproximadamente el nivel de la cuneta en la galería de inyección y drenaje.

7.3.4 En las juntas de los bloques del verterero, los drenajes se extienden desde la solera de la compuerta hasta la galería. Una sola línea de waterstops debe colocarse alrededor de todas las galerías y otras aberturas que cruzan las juntas.

7.4 — Vertederos

7.4.1 La función primaria de un vertedero es liberar el exceso de agua de los embalses y descargar con seguridad la crecida de diseño aguas abajo para evitar el desbordamiento y el posible fallo de la presa. Los vertederos se clasifican como controlados (con compuertas) o libres (ungated). El vertedero creger es el tipo generalmente asociado con las presas de gravedad de concreto. Otros tipos de vertedero menos comunes son la rampa, el canal lateral, morning glory, y el túnel.

7.4.2 Un perfil de vertedero se rige en sus partes superiores por consideraciones hidráulicas más que por requisitos de estabilidad. La cara aguas abajo de la sección del vertedero termina bien en un cuenco o en un dissipador de energía, dependiendo en gran medida de la naturaleza del sitio. El diseño del vertedero incluirá el análisis de estabilidad y de esfuerzos internos y el rendimiento estructural. Las cargas deben ser consistentes con las discutidas en la Sección 4.3. El equipo operativo debe estar diseñado para operar después de un sismo máximo de operación.

7.4.3 La descarga sobre el vertedero debe quedar confinada por muros guías a cada lado, terminando en el salto de esquí. La altura y la longitud de los muros guía generalmente se determinan mediante pruebas de modelo o de ensayos previos de estructuras similares. Los flancos deben tener la altura suficiente para contener el flujo del diseño del vertedero, con una libranza de 0.75 metros. En el diseño de las paredes laterales se deben considerar las presiones negativas debido al flujo de agua. Los muros se diseñan generalmente como voladizos que se proyectan fuera del macizo. Se debe asumir una carga de viento de 150 kg/m^2 o carga de sismo para el diseño de refuerzo en la cara externa de las paredes. Las superficies de la sección de vertedero deben estar diseñadas para soportar las altas velocidades de flujo esperadas durante la crecida de diseño y presiones reducidas resultantes de los efectos hidrodinámicos.

7.5 — Puente sobre vertedero

7.5.1 Se incorporan puentes a través de los vertederos de las presas para proporcionar un medio de acceso para el tráfico peatonal y vehicular entre los bloques de la presa; proporcionar acceso o apoyo a la maquinaria de funcionamiento de las compuertas de cresta; o, usualmente, para servir a ambos propósitos. En el caso de un vertedero libre y en ausencia de tráfico vehicular, el acceso entre los bloques puede ser proporcionado por un puente de acceso pequeño o por la galería debajo de la cresta del vertedero.

7.5.2 El diseño del puente sobre el aliviadero debe considerar la carga de diseño de acuerdo al tipo de tráfico que pasará sobre el mismo, y también se deben considerar los casos especiales de carga para el montaje y mantenimiento de equipo.

7.5.3 Los materiales utilizados en el diseño y la construcción del puente deben seleccionarse sobre la base de los costos del ciclo de vida y los requisitos funcionales. Los pisos, los bordillos y los parapetos deben ser de concreto armado. Las vigas y viguetas pueden ser de acero estructural, concreto prefabricado o fundidos en sitio, o concreto pretensado.

7.6 — Pilas sobre vertedero

7.6.1 Para vertederos libres, las pilas funcionan como soportes para el puente. En los vertederos controlados, las pilas también contendrán el anclaje o las ranuras para las compuertas de la cresta y pueden soportar los montacargas fijos para las compuertas.

7.6.2 Debido a que cada pila soporta una compuerta en cada lado, se deben investigar las siguientes condiciones de carga de pilas:

- (a) **Caso A** — Las dos compuertas cerradas y el nivel de agua al borde superior de las compuertas.
- (b) **Caso B** — Una compuerta cerrada y la otra completamente abierta con el nivel de agua al borde superior de la compuerta cerrada.
- (c) **Caso C** — Una compuerta cerrada y la otra con ataguía (bulkhead) con el nivel de agua al borde superior de las compuertas.

7.6.3 Los Casos A y C de la Sección 7.6 dan la fuerza de corte máximo en las pilas. El Caso B de la Sección 7.6 proporciona el momento lateral mayor para las pilas.

7.7 — Descargas de fondo

7.7.1 Las descargas de fondo de las presas de concreto son generalmente conductos o compuertas a través de la masa, con una estructura de admisión en la cara aguas arriba, compuertas o válvulas para el control de la regulación y un dissipador de energía en la cara aguas abajo. Normalmente, se proporcionan conductos múltiples debido a la economía y a la flexibilidad operativa en el control de una amplia gama de caudales de descarga. Los conductos se encuentran frecuentemente en la línea central de los bloques de los vertederos y se descargan en el cuenco de evacuación del vertedero.

7.7.2 Las descargas de fondo ubicadas en bloques sin vertedero requerirán un dissipador de energía separado. Todas las descargas pueden estar en un nivel bajo, o algunas pueden estar situados en uno o más niveles más altos para reducir la cabeza en las compuertas, para permitir el futuro embalaje del embalse, o para controlar la calidad del agua aguas abajo y la temperatura.

7.7.3 La disposición, el tamaño y la forma de las descargas se basan en los requisitos hidráulicos e hidrológicos, los planes de regulación, la economía, las condiciones del sitio, las necesidades de operación, mantenimiento y la interrelación con el plan de construcción y otras estructuras anexas. Pueden proporcionarse conductos para la evacuación de los embalses, la regulación de los caudales para el control de crecidas, la descarga de emergencia, el medio ambiente (peces), el riego, el suministro de agua, el mantenimiento de caudales mínimos aguas abajo y la calidad del agua. Los conductos de bajo nivel se usan para ayudar a la evacuación del reservorio de la calidad del agua y a veces son deseables para el paso del sedimento.

7.8 — Inyecciones y drenajes

7.8.1 Es buena práctica la inyección y drenado de la roca de la cimentación de las presas de gravedad. Un programa de inyección bien planificado y ejecutado debe ayudar a revelar las debilidades en la cimentación y mejorar cualquier defecto existente. El programa debe incluir inyección de consolidación para el tratamiento de cimentación e inyección de cortina cerca de la cara aguas arriba para el corte de infiltración a través de la cimentación.

Comentario 7.8.1

Las inyecciones de consolidación generalmente se hacen antes de la colocación del concreto. La inyección de la cortina se hace comúnmente después de que el concreto se haya colocado a una altura considerable o incluso después de que la estructura haya sido terminada. Se perfora una línea de orificios de drenaje a unos metros aguas abajo de la cortina de inyecciones para recoger la filtración y reducir la sub-presión en la base.

7.9 — Galerías

7.9.1 Normalmente se proporciona un sistema de galerías y cámaras dentro del cuerpo de la presa para proporcionar medios de acceso y espacio para perforación, inyecciones y para la instalación, operación y mantenimiento de los accesorios y de las instalaciones dentro de la presa. Las consideraciones principales en la disposición de las aberturas requeridas dentro de la presa son su utilidad funcional, eficiencia y su ubicación con respecto al mantenimiento de la integridad estructural.

7.9.2 — Galería de inyección y drenaje

- (a) Una galería para las inyecciones de la cimentación se extenderá por toda la longitud de la presa. También servirá como colector principal para la filtración de los agujeros de drenaje de la cimentación y los agujeros de drenaje interior.
- (b) La ubicación de la galería debe estar cerca de la cara aguas arriba y tan cerca de la superficie rocosa como sea posible para proporcionar la máxima reducción de la sub-presión. Debe mantenerse una distancia mínima de 1.50 metros entre la superficie de la cimentación y el suelo de la galería y entre la cara aguas arriba y la pared aguas arriba de la galería.
- (c) Las escaleras deben estar provistas de huellas de seguridad o un acabado agregado antideslizante. Las bandas de rodadura de metal son preferibles donde es probable que el equipo se derrape hacia arriba o hacia abajo.

7.9.3 — Cámaras de compuertas y galerías de acceso

- (a) Las cámaras de compuerta están situadas directamente sobre las compuertas de servicio y de emergencia. Estas cámaras se deben dimensionar para acomodar los polipastos de la compuerta junto con el equipo mecánico y eléctrico relacionado y deben proporcionar los espacios libres adecuados para el mantenimiento.
- (b) Las galerías de acceso deben tener un tamaño suficiente para permitir el paso del componente más grande de las compuertas, las grúas y el equipo requerido para el mantenimiento. Se deben proporcionar canaletas de drenaje en la cámara de compuertas.

7.10 — Instrumentación

7.10.1 Es altamente recomendado proveer un sistema de instrumentación del comportamiento estructural para presas de concreto para medir la integridad estructural de la estructura, verificar los supuestos de diseño y monitorear el comportamiento de la base y la presa durante la construcción y las diversas fases de operación.

7.10.2 El grado de instrumentación variará entre los proyectos dependiendo de las condiciones particulares del sitio, el tamaño de la presa y las necesidades de monitoreo de las secciones críticas. La instrumentación puede agruparse en aquellas que midan directa o indirectamente las condiciones relacionadas con la seguridad de la estructura. Los instrumentos de alineación, elevación y sísmica entran en la categoría de instrumentos de seguridad. En el otro grupo, los instrumentos miden cantidades tales como tensión y deformación, cambio de longitud, presión de poro, fuga y cambio de temperatura.

FIN DEL CAPÍTULO 7

CAPÍTULO 8 — REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 8.1** AGIES. Normas de Seguridad Estructural NSE 1-18 “Generalidades, Administración de las Normas y Supervisión Técnica”, Guatemala, 2018.
- 8.2** AGIES. Normas de Seguridad Estructural NSE 2-18 “Demandas Estructurales y Condiciones de Sitio”, Guatemala, 2018.
- 8.3** AGIES. Normas de Seguridad Estructural NSE 2.1-18 “Estudios Geotécnicos”, Guatemala, 2018.
- 8.4** Gravity dams EM1110-2-2200. Cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos.
- 8.5** Hydraulic design of spillways EM 1110-2-1603. Cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos.
- 8.6** Hydraulic Structures. P. Novak, A.I.B. Moffat C. Nalluri, R. Narayanan. Design of small dams. Bureau of Reclamation. Interior Department. U. S. Government. 1987. EE.UU.
- 8.7** Normas de Seguridad de Presas. Comisión Nacional de Energía Eléctrica. República de Guatemala. Resolución CNEE - 29 - 00.
- 8.8** Stability analysis of concrete structures EM1110-2-2100. Cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos.

FIN DEL CAPÍTULO 8



Con el apoyo de



Financiado por
Unión Europea
Protección Civil y
Ayuda Humanitaria

Trócaire
Working for a just world.

