

**UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO  
ESTRUCTURAL ENTRE PRESAS TIPO ARCO Y PRESAS  
POR GRAVEDAD, HUANCAYO 2019**

**Presentado por:**

**Bach. MORALES MAMANI, SONIA LORENA**

**Línea de Investigación Institucional:**

Nuevas Tecnologías y procesos

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE**

**INGENIERA CIVIL**

**Huancayo – Perú**

**2021**

**ASESOR**

**ING. CHRISTIAN MALLAUPOMA REYES**

**DEDICATORIA**

A mi padre Fausto Morales y a mis hermanas por el apoyo incondicional y el apoyo moral para realizar mis sueños.

A los ingenieros quienes me brindaron su apoyo a desarrollar y concluir la presente tesis.

Bach. Morales Mamani, Sonia Lorena

## **AGRADECIMIENTO**

Nuestro sincero agradecimiento:

Principalmente queremos dar gracias a Dios por cuidarnos, darnos salud y guiarnos en todo momento y en cada paso que dimos durante nuestra etapa estudiantil.

A nuestra alma mater, la Universidad Peruana los Andes, en especial a nuestra Facultad de Ingeniería por acogernos y formarnos como buenos profesionales con vocación de servicio.

A nuestros catedráticos, maestros y doctores de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil por sus enseñanzas impartidas en las aulas de clase.

Al Ing. Christian Mallaupoma Reyes, por su apoyo, exigencias y asesoramiento para culminar nuestra investigación.

Al laboratorio y a todo su equipo de trabajo por su apoyo continuo aportando sus años de experiencia y criterio para resolver las dudas que teníamos en el camino durante todo el desarrollo experimental de nuestro trabajo de investigación.

A todas aquellas personas que directa o indirectamente colaboraron en la realización de este trabajo de investigación.

Finalmente, y no menos importante, a nuestros familiares por brindarnos la oportunidad y el apoyo incondicional para obtener el título de Ingeniero Civil.

A todos ellos nuestro más sincero agradecimiento.

Bach. Morales Mamani, Sonia Lor



**UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**DIRECCIÓN DE LA UNIDAD DE INVESTIGACIÓN**



*“Año del Fortalecimiento de la Soberanía Nacional”*

EL DIRECTOR DE LA UNIDAD DE INVESTIGACIÓN DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA DEJA:

**CONSTANCIA N° 0186**

Que, el (la) bachiller: **SONIA LORENA, MORALES MAMANI**, de la Escuela Profesional de **INGENIERÍA CIVIL**, presentó la tesis denominada **“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE PRESAS TIPO ARCO Y PRESAS POR GRAVEDAD, HUANCAYO 2019”**, la misma que cuenta con 180 **Páginas**, ha sido ingresada por el **SOFTWARE – TURNITIN FEEDBACK STUDIO** obteniendo el 22% de similitud.

Se expide la presente constancia para los fines pertinentes.

Huancayo, 15 de junio del 2022



Dr. Santiago Zevallos Salinas  
Director de la Unidad de Investigación

**HOJA DE CONFORMIDAD DE MIEMBROS DEL JURADOS**

---

Dr. Rubén Darío Tapia Silguera  
Presidente

---

Mg. Jeannelle Sofia Herrera Montes  
Jurado

---

Ing. Carlos Alberto Gonzales Rojas  
Jurado

---

Dr. Abel Alberto Muñoz Paucarmayta  
Jurado

---

Mg. Leonel Untiveros Peñaloza  
Secretario Docente

## ÍNDICE

DEDICATORIA.....	IV
AGRADECIMIENTO.....	V
ÍNDICE DE TABLA.....	X
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES .....	X
ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS.....	XII
RESUMEN .....	XIII
ABSTRACT .....	14
INTRODUCCIÓN .....	15
CAPÍTULO I: .....	16
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN .....	16
1.1. Planteamiento del problema.....	16
1.2. Formulación y sistematización del problema.....	17
1.2.1. Problema general .....	17
1.2.2. Problemas específicos.....	17
1.3. Justificación.....	17
1.3.1. Justificación práctica .....	17
1.3.2. Justificación científica .....	18
1.3.3. Justificación metodológica.....	18
1.4. Delimitaciones.....	18
1.4.1. Delimitación Espacial.....	18
1.4.2. Delimitación Temporal.....	18
1.4.3. Delimitación Económica .....	18
1.5. Limitaciones .....	19
1.5.1. Limitación de espacio .....	19
1.5.2. Limitación de tiempo.....	19
1.6. Objetivos de la investigación.....	19
1.6.1. Objetivo general .....	19
1.6.2. Objetivos específicos.....	19

CAPÍTULO II .....	20
MARCO TEÓRICO.....	20
2.1. Antecedentes.....	20
2.2. Marco conceptual .....	22
2.3. Definiciones de términos .....	121
2.4. Hipótesis.....	122
2.4.1. Hipótesis general.....	122
2.4.2. Hipótesis específicas.....	123
2.5. Variables .....	123
2.5.1. Definición conceptual de la variable .....	123
2.5.2. Definición operacional de la variable.....	123
2.5.3. Operacionalización de la variable .....	125
CAPÍTULO III: .....	126
METODOLOGÍA.....	126
3.1. Método de investigación.....	126
3.2. Tipo de investigación.....	126
3.3. Nivel de investigación .....	127
3.4. Diseño de investigación.....	127
3.5. Población y muestra .....	128
3.5.1. Población .....	128
3.5.2. Muestra .....	129
3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	130
3.7. Procesamiento de la información.....	131
3.8. Técnica y análisis de datos .....	132
CAPITULO IV .....	133
RESULTADOS.....	133
4.1. Consideraciones previas.....	133
Presa de Gravedad Pomacancha.....	135
4.2. Análisis Estructural de la presa de gravedad Pomacancha .....	138
1.6.3. Modelamiento en Sap 2000 v22 .....	146
1.6.4. Predimensionamiento de la Presa Tipo Arco.....	156
1.6.5. Modelamiento de la Presa Tipo Arco en SAP 2000 V22 .....	157



1.6.6. Esfuerzos resultantes del modelamiento: .....	163
CAPITULO V:.....	171
DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	171
5.1. Discusión de resultados con antecedentes Internacionales.....	171
5.2. Discusión de resultados con antecedentes Nacionales .....	172
CONCLUSIONES.....	174
RECOMENDACIONES .....	175
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA.....	176
ANEXOS .....	178

**ÍNDICE DE TABLA**

<b>Tabla 1.</b> Consideraciones previas de las presas evaluadas .....	132
<b>Tabla 2.</b> Propiedades Geotécnicas Presa Pomacancha .....	134
<b>Tabla 3.</b> Niveles de la Presa Pomacancha .....	134

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

<b>Ilustración 1.</b> Presa de Asuan en Egipto.....	22
<b>Ilustración 2.</b> Embalse de Proserpina .....	24
<b>Ilustración 3.</b> Comparación Estadística .....	24
<b>Ilustración 4.</b> Presas Españolas Famosas.....	25
<b>Ilustración 5.</b> Presa de Nurek, en Tadjikistan .....	28
<b>Ilustración 6.</b> Presa Deteriorada y Envejecida .....	33
<b>Ilustración 7.</b> Logo de la Comisión Internacional de grandes presas (ICOLD) .....	37
<b>Ilustración 8.</b> Gestión de la seguridad de las presas equilibrando.....	40
<b>Ilustración 9.</b> Aliviadero de una presa.....	41
<b>Ilustración 10:</b> Clasificación de las Presas según riesgo (Categoría A, B, C).....	58
<b>Ilustración 11.</b> Presa de Gravedad .....	60
<b>Ilustración 12.</b> Presa arco.....	81
<b>Ilustración 13:</b> Presas de bóvedas múltiples .....	93
<b>Ilustración 14:</b> Drenaje en presas de tierra.....	111
<b>Ilustración 15.</b> Filtración de presas de gravedad .....	111
<b>Ilustración 16.</b> Esquema del diseño de la investigación.....	127
<b>Ilustración 17.</b> Esquema del método No Experimental .....	128
<b>Ilustración 18.</b> Representación de la Población.....	129
<b>Ilustración 19.</b> Vista satelital de la zona de Pomacancha.....	129
<b>Ilustración 20.</b> Sección tipo de una presa de gravedad .....	137

<b>Ilustración 21.</b> Geometría de la Presa .....	138
<b>Ilustración 22.</b> Definición de Grillas en el modelado .....	147
<b>Ilustración 23.</b> Inicio de Modelado .....	147
<b>Ilustración 24.</b> Definir las propiedades del material y creación del solido .....	147
<b>Ilustración 25.</b> Creación de los casos de carga .....	148
<b>Ilustración 26.</b> Combinaciones de carga.....	149
<b>Ilustración 27.</b> Asignación de cargas .....	149
<b>Ilustración 28.</b> Supresiones .....	150
<b>Ilustración 29.</b> Carga Sísmica.....	150
<b>Ilustración 30.</b> Restricciones a la base y lados de la presa .....	151
<b>Ilustración 31.</b> Esfuerzo máximos y mínimos.....	151
<b>Ilustración 32.</b> Distribución de cargas en la presa .....	152
<b>Ilustración 33.</b> Esfuerzo máximos y mínimos.....	152
<b>Ilustración 34.</b> Esfuerzo máximos y mínimos (ton/m <sup>2</sup> ) por: PP + CH + Sismo .....	153
<b>Ilustración 35.</b> Presas arco de centro constante.....	154
<b>Ilustración 36.</b> Presas arco de ángulo constante .....	154
<b>Ilustración 37.</b> Posición de los arcos de Presa tipo Arco .....	155
<b>Ilustración 38.</b> Geometría de la sección de la presa tipo arco .....	157
<b>Ilustración 39.</b> Definición de grillas en Presa tipo Arco.....	157
<b>Ilustración 40.</b> Modelado de Presa tipo Arco .....	158
<b>Ilustración 41.</b> Propiedades del material de Presa Tipo Arco .....	158
<b>Ilustración 42.</b> Modelamiento de la Presa Pomacancha con elementos solidos...	159
<b>Ilustración 43.</b> Definición de cargas.....	159
<b>Ilustración 44.</b> Respuestas espectrales de la Presa .....	160
<b>Ilustración 45.</b> Definición de cargas en presa Tipo Arco.....	160
<b>Ilustración 46.</b> Definición de las combinaciones de carga .....	161
<b>Ilustración 47.</b> Presión Hidráulica .....	161

<b>Ilustración 48.</b> Temperatura Máxima .....	162
<b>Ilustración 49.</b> Temperatura Mínima.....	162
<b>Ilustración 50.</b> Asignación de restricciones a la base y lados de la presa .....	163
<b>Ilustración 51.</b> Esfuerzo máximos y mínimos.....	163
<b>Ilustración 52.</b> Simulación de respuesta de cargas .....	164
<b>Ilustración 53.</b> Esfuerzo máximos y mínimos (Ton/m <sup>2</sup> ) por: PP+CH.....	164
<b>Ilustración 54.</b> Distribución de cargas de la Presa.....	165
<b>Ilustración 55.</b> Esfuerzos Máximos y Mínimos (Ton/m <sup>2</sup> ) por: PP+AT.....	165
<b>Ilustración 56.</b> Distribución de cargas de presa tipo Arco.....	166
<b>Ilustración 57.</b> Esfuerzo Máximos y Mínimos (Ton/m <sup>2</sup> ) POR: PP+AT+.....	166
<b>Ilustración 58.</b> Esfuerzo Máximos por: PP+AT+ .....	167
<b>Ilustración 59.</b> Esfuerzo máximos y mínimos (ton/m <sup>2</sup> ) por: PP+CH+AT .....	167
<b>Ilustración 60.</b> Esfuerzo máximos y mínimos PP+CH+AT .....	168
<b>Ilustración 61.</b> Esfuerzos máximos por: PP+CH+AT+ .....	168
<b>Ilustración 62.</b> Esfuerzos mínimos por: PP+CH+AT+ .....	169
<b>Ilustración 63.</b> Esfuerzo máximos y mínimos (Ton/m <sup>2</sup> ) por: PP+CH+Sismo .....	169
<b>Ilustración 64.</b> Esfuerzo máximos y mínimos (Ton/M <sup>2</sup> ) Por: PP+CH+Sismo.....	170

**ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS**

<b>Fotografía 1.</b> Caudal del río en época de estiaje.....	131
<b>Fotografía 2.</b> Zonas a regar y lograr un abastecimiento del agua .....	131
<b>Fotografía 3.</b> Ensayo de corte directo .....	133
<b>Fotografía 4.</b> Clasificación de suelos .....	134
<b>Fotografía 5.</b> Límites de consistencia.....	135
<b>Fotografía 6.</b> Cálculo de contenido de humedad .....	136
<b>Fotografía 7.</b> Cálculo de la capacidad portante.....	137

## RESUMEN

La tesis titulada: “Análisis comparativo del comportamiento estructural entre presas tipo arco y presas por gravedad, Huancayo 2019”, partió del problema: ¿Cuál es la mayor diferencia del comportamiento estructural entre presas tipo arco y presas por gravedad, Huancayo 2019?, cuyo objetivo general fue Determinar la mayor diferencia del comportamiento estructural entre presas tipo arco y presas por gravedad, Huancayo 2019., la hipótesis general que se verificó fue: La mayor diferencia se relaciona con la estabilidad en el comportamiento estructural entre presas tipo arco y presas por gravedad, Huancayo 2019. Se utilizó un método Científico, de tipo de investigación Aplicada, de nivel Explicativo y de diseño de la investigación No experimental. Desarrollado la investigación se obtuvo los resultados siguientes: Las presas tipo por gravedad presentan menor resistencia en los estribos caso contrario que las presas tipo arco que tienen una mejor estabilidad.

**Palabras claves:** Comportamiento, presas, estructural, arco, gravedad

## ABSTRACT

The thesis entitled: "Comparative analysis of the structural behavior between arch-type dams and gravity dams, Huancayo 2019", started from the problem: What is the biggest difference in the structural behavior between arch-type dams and gravity dams, Huancayo 2019? general objective was to determine the greatest difference in structural behavior between arch-type dams and gravity dams, Huancayo 2019., the general hypothesis that was verified was: The greatest difference is related to the stability in structural behavior between arch-type dams and dams by Gravity, Huancayo 2019. A Scientific method, Applied research type, Explanatory level and Non-experimental research design was used. After developing the research, the following results were obtained: Gravity-type dams have less resistance in the abutments, otherwise than the arch-type dams that have better stability.

**Keywords:** Behavior, Dams, Structural, Arch, Gravity.



## INTRODUCCIÓN

La presente tesis ha sido desarrollada en los años 2019 -2021 sobre el análisis comparativo del comportamiento estructural de presas tipo arco y presas tipo gravedad modeladas bajo las mismas condiciones de cargas dinámica y estática.

Se desarrolló el modelamiento estructural de presas tipo arco y presas por gravedad, esto para poder ser analizado en una misma zona y bajo las condiciones del lugar como topografía, en este caso la investigación se desarrolla en el embalse de la zona de Pomacancha.

La investigación se ha dividido de la siguiente manera para su mayor comprensión:

### **EL CAPÍTULO I: Planteamiento del Problema**

En el presente capítulo se ha planteado la problemática, así como los problemas específicos, el objetivo general, los objetivos específicos, así como sus delimitaciones y limitaciones de la presente investigación.

### **EL CAPÍTULO II: Marco Teórico**

En el presente capítulo se desarrolla el marco teórico donde especifica los antecedentes nacionales y los antecedentes internacionales, así como bases conceptuales referidas al proyecto.

### **EL CAPÍTULO III: Metodología de la investigación**

Este capítulo detalla la metodología empleada en el desarrollo de la investigación, así como las técnicas e instrumentos utilizados en la investigación.

### **EL CAPÍTULO IV: Análisis de datos e Interpretación de Resultados**

Este capítulo desarrolla el análisis de los datos recolectados y la interpretación respectiva de todos los valores obtenidos y su respectivo comparativo con los valores de norma establecida.

### **EL CAPÍTULO V: Discusión de Resultados**

En este capítulo se la compatibilidad con investigaciones correlacionadas con el tema manteniendo un criterio y un enfoque en relación a los datos obtenidos.

Bach. Morales Mamani, Sonia

## **CAPÍTULO I:**

### **EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

#### **1.1. Planteamiento del problema**

La seguridad estructural de presas es de vital importancia, ya que de no ser así sería un peligro para la población. Por ello se debe analizar el comportamiento estructural para poder observar si fuera a presentar algún tipo de daño durante su funcionamiento.

Actualmente, en la zona de Pomacancha ubicada en el distrito de Pomacancha provincia de Jauja región Junín, se ha venido planteando la construcción de una presa de tierra la cual no ha tenido un buen comportamiento lo cual ha llevado a presentar alternativas como la construcción de presas por gravedad o la alternativa de construir una presa tipo arco.

La presa planteada en la localidad de Pomacancha mejoraría notablemente la captación de aguas y poder mantener un sistema de riego constante en durante todo el año a las zonas de riego, ya que esta zona presenta una área territorial de 281.61 km<sup>2</sup> de área siendo más del 90% áreas de sembrío, ya que encontrándose a una altitud de 3806 m.s.n.m. la principal fuente de ingreso de esta localidad es de sembríos es por ello una buena área, se plantea un modelamiento estructural para determinar el que ante comportamiento de la estructura a la construcción de una presa tipo arco y una presa por gravedad siendo el criterio principal que se pueda adaptar a la topografía y a la demanda hídrica que se necesita para suministrar este recurso a las zonas de Pomacancha.

Para el planteamiento de la estructura cumple con las condiciones para la construcción de una presa tipo arco ya que, al tener una topografía accidentada, un embalse y pueda almacenar un alto volumen de agua para poder, para el modelamiento estructural de una presa tipo arco en la zona de Pomacancha se basa a través de ménsulas y las presas de gravedad se basan básicamente al comportamiento del cimiento de la presa y su comportamiento con el empuje hidráulico.

## **1.2. Formulación y sistematización del problema**

### **1.2.1. Problema general**

¿Cuál es la mayor diferencia del comportamiento estructural entre presas tipo arco y presas por gravedad, Huancayo 2019?

### **1.2.2. Problemas específicos**

- a) ¿Cuál es el mayor aporte del comportamiento estructural de la presas tipo arco, Huancayo 2019?
- b) ¿Cuál es el mayor aporte del comportamiento estructural de la presa por gravedad, Huancayo 2019?
- c) ¿En qué medida la asimilación de la presión hidráulica influye en el comportamiento estructural entre presas tipo arco y presas por gravedad, Huancayo 2019?

## **1.3. Justificación**

### **1.3.1. Justificación práctica**

Según (Hernández Sampieri, 2014) “La justificación practica se podrá desarrollar cuando se presente una investigación que pueda resolver un problema o una necesidad que se pueda resolver.”

Esta investigación permitirá analizar el planteamiento de una estructura hidráulica para las condiciones de topográficas y las necesidades hidráulicas requeridas para el abastecimiento del sistema de riego.

### **1.3.2. Justificación científica**

La presente investigación tiene como finalidad de poder plantear una alternativa hidráulica que pueda ser de mayor envergadura para el sistema de riego para evaluar el comportamiento estructural de la presa tipo arco y presa por gravedad.

### **1.3.3. *Justificación metodológica***

Según (Hernández Sampieri, 2014) “La justificación metodológica sugiere que las principales razones que pueden motivar a un estudio y a futuras investigaciones es un propósito por lo cual pueda justificar una razón suficiente para poder realizar una investigación en un tiempo corto o largo.”

La presente investigación está basada en el método científico lo cual pretende mantener una metodología secuencial en todo el proceso lo cual llevara a realizar fichas de campo (topografía, estudio de mecánica de suelos, estudio hidrológico) cuadros referenciales y un análisis metodológico planteado para la investigación.

## **1.4. Delimitaciones**

### **1.4.1. Delimitación Espacial**

La delimitación espacial para la presente investigación refiere a la zona de Pomacancha, del distrito de Pomacancha de la provincia de Jauja, de la región de Junin, la zona se encuentra ubicada a una altitud de 3806 msnm con un área de incidencia de 281,61 km<sup>2</sup>.

### **1.4.2. Delimitación Temporal**

La delimitación temporal de la presente fue realizada en los meses de octubre del 2019 hasta marzo del año 2021 haciendo de 17 meses del proceso de la investigación.

### **1.4.3. Delimitación Económica**

Esta investigación se realizó con recursos propios, no se contó con financiamiento externo.

## **1.5. Limitaciones**

### **1.5.1. Limitación de espacio**

La investigación tuvo como limitación de espacio que refiere a la zona evaluada en la zona de Pomacancha.

### **1.5.2. Limitación de tiempo**

La investigación tuvo como limitación temporal de 10 meses de proceso de información y 5 de interpretación de datos haciendo un total de 17 meses iniciando en octubre del 2019 hasta marzo del 2021.

## **1.6. Objetivos de la investigación**

### **1.6.1. Objetivo general**

Determinar la mayor diferencia del comportamiento estructural entre presas tipo arco y presas por gravedad, Huancayo 2019.

### **1.6.2. Objetivos específicos**

- a) Evaluar el mayor aporte del comportamiento estructural de la presas tipo arco, Huancayo 2019.
- b) Determinar el mayor aporte del comportamiento estructural de la presa por gravedad, Huancayo 2019.
- c) Analizar en qué medida la asimilación de la presión hidráulica influye en el comportamiento estructural entre presas tipo arco y presas por gravedad, Huancayo 2019.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1. Antecedentes

#### 2.1.1. Antecedentes internacionales

(Molina López, 2020), en su tesis **titulada:** *Análisis de la estabilidad de presas de gravedad en condiciones de incertidumbre*, para obtener el título de Ingeniero Civil presentado en la Universidad Politécnica de Cartagena – España, investigación de propuesta teórica con alcance exploratorio, llega a las siguientes **conclusiones:** A la elevación del caudal la presa por gravedad tiene un factor de seguridad del 11% para los diferentes parámetros de estabilidad. El aporte a elevación del caudal la presa por gravedad tiene un factor de seguridad del 11% para los diferentes parámetros de estabilidad. El **aporte** de esta tesis son los resultados obtenidos que presentan una gráfica de tipo desviación típica con la aplicación de factores de seguridad.

(Lazaro Méndez , 2017), en su tesis **titulada:** *Análisis estático y sísmico de una presa arco-gravedad*, para obtener el título de Ingeniero Civil presentado en la Universidad Politécnica de Cartagena – España, investigación de propuesta teórica con alcance exploratorio, llega a las siguientes **conclusiones:** En la interacción presa-cimiento se ha llevado de la misma forma sobre el bloque con los desplazamientos y deslizamientos impedidos. El **aporte** de esta tesis

fueron los resultados presentados para poder contrastar el suministro de agua por el norte de la ciudad de Beirut.

(Lazaro Méndez , 2017), en su tesis **titulada:** *Esfuerzos inducidos en Presas Arco-Gravedad en operación por la acción térmica medioambiental una aportación a su análisis y evaluación*, para obtener el título de Ingeniero Civil presentado en la Universidad Politécnica de Madrid – España, investigación de propuesta teórica con alcance exploratorio, llega a las siguientes **conclusiones:** Los niveles tensionales de los condicionantes sobre el comportamiento de la estructura ya que los estados de límites del material y al poder aumentar de la deformabilidad. El **aporte** de esta tesis es el análisis resultante basado en la tipología de la presa y la heterogeneidad del cemento.

### 2.1.2. Antecedentes Nacionales

(Pérez Zereceda & Vasconcellos Orejuela, 2017) en su tesis **titulada:** *Evaluación de tres alternativas de proyecto de presa para el embalse Palo Redondo*, para obtener el título de Ingeniero Civil presentado en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas – Perú, investigación aplicada, de diseño no experimental, llega a las siguientes **conclusiones:** La presa de Palo Redondo podrá cubrir un déficit para determinar los meses en el caudal para una variante de 400 mmc, propone un embalse que se llena adecuadamente y realizar un llenado paulatino periódico. El **aporte** de esta tesis es que al realizar estudios previos y de la calidad representan la quebrada real.

(Román Guerrero & Monteza Dávila, 2018) en su tesis **titulada:** *Diseño de presa para la puesta en valor del humedal Tioyacu, distrito de Yantaló 2018*, para obtener el título de Ingeniero Civil presentado en la Universidad César Vallejo – Perú, investigación aplicada, de diseño no experimental, llega a las siguientes **conclusiones:** El cálculo estructural para diseño de presa nos permitirá la construcción de los coeficientes de la cuenca durante el estiaje y las máximas avenidas. El **aporte** de esta tesis es el resultado del cálculo estructural de la presa mixta de contrafuertes ya que depende de la topografía para la puesta de valor del humedal en Tioyacu.

(Ayala Bizarro, 2019) en su tesis **titulada:** *Modelo determinístico para el análisis de la respuesta dinámica en presas de gravedad de concreto con fines de irrigación*, para obtener el título de Ingeniero Civil presentado en la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga – Perú, investigación explicativa, cuantitativa y de diseño de la investigación no experimental - longitudinal, llega a las siguientes **conclusiones:** Las aceleraciones, los desplazamientos, fuerzas parten como una respuesta dinámica de una superposición modal, a través del uso de método de elementos finitos. El **aporte** de esta tesis es el modelamiento obtenido del software utilizando el programa SAGDA siendo un programa dinámico.

## 2.2. Marco conceptual

### 2.2.1. Historia

Según (Suarez Diaz, 2018), en el antiguo Egipto se construyeron varias presas. Entre ellas, la hecha por Menes (hacia 4000 a. C.) para desviar el Nilo en Menfis, que tenía unos 15 m de altura y era de sillería, según dice Heródoto y confirman las ruinas; duró nada menos que unos 45 siglos. Otra fue la que formó el Lago Maeris (1740 a. C.). (Pág. 12)

#### **Ilustración 1.** *Presa de Asuan en Egipto*



Fuente: (Egipto.net, 2019)

En Mesopotamia hay trazas de canales de irrigación que datan de cinco milenios antes de nuestra era. Más tarde destaca el acueducto de Senaquerib, construido entre 703 a 690 a. C., de mampostería, con la particularidad de tener un revestimiento bituminoso para impermeabilizar la solera. Todas esas obras



requerían el complemento de presas; hay inscripciones referentes a una de tierras con armazón de madera hecha por Marduk en el Tigris, que se derrumbó hacia el siglo XIII O XIV de nuestra era, así como de otra sobre un gran lago creado con aguas del Éufrates (Suarez Diaz, 2018, pág. 14).

En China se conservan documentos sobre construcciones hidráulicas entre 1368 y 780 a. C. En México se desarrollaron los riegos desde antiguo, citemos la presa de Purrón, de 18 m de altura final, construida en cinco fases entre 750 a. C. y 1500 d. C., que regaba 675 ha. El período romano, con su extensión político-administrativa en todo el Mediterráneo y el desarrollo de la vida urbana, produce en el ámbito hidráulico, como en el del transporte, una gran cantidad de obras, algunas notables por su concepto y dimensiones, y muchas de ellas perdurables. Son célebres los acueductos, así como las obras de saneamiento y drenaje urbano (cloacas, depósitos, etc.). En cuanto a las presas, sobrepasaron la decena de metros de altura, y entre ellas las de Proserpina (19 m) y Cornalvo (24 m) La fábrica era de mampostería, sillería u hormigón, con cemento natural, reforzada con frecuencia con un terraplén aguas abajo (la citada de Proserpina y la de Alcantarilla, ésta en minas. Se solían construir en corrientes de poca importancia, para abastecer poblaciones, pues los cursos de agua eran para los romanos fundamentalmente vías de navegación, y así, sus naves llegaban hasta la actual Logroño por el Ebro y hasta Córdoba por el Guadalquivir Para ello se dedicaron a quitar obstáculos, destruyendo pequeñas obras en los ríos principales. Probablemente el haber realizado las presas en corrientes menores, junto con una buena ejecución, sea la causa de la permanencia de varias, al no haber tenido que afrontar crecidas importantes, que en cambio destruirían las de Mesopotamia y Egipto. En el Medievo, al desaparecer el Imperio Romano y el interés por la navegación, las presas fueron más bien de pequeña altura y destinadas a mover un molino, batán, etc. Y en España y otras zonas dominadas por los árabes que, como es sabido, fueron excelentes constructores hidráulicos, se construyeron fundamentalmente presas de derivación para riegos y usos urbanos, ornamentales y estéticos (jardines, fuentes, baños, etc.). (Suarez Diaz, 2018, pág. 15).

Los puentes metálicos, son aquellas estructuras imponentes que se construirán con rapidez siendo el material más importante en los últimos años ya que la construcción de estos puentes no presenta una mayor complejidad alguna. (Carrillo Chopin & López Peña, 2016, pág. 56).

### **Ilustración 2. Embalse de Proserpina**



Fuente: (Egipto.net, 2019)

### **Ilustración 3. Comparación Estadística**



Fuente: (Egipto.net, 2019)

A partir del Renacimiento, las presas van cobrando más importancia en número y altura, pero siempre sobre bases empíricas y de experiencia, lo que lleva a algunos fracasos al hacer ciertas innovaciones sin el apoyo de una base científica para hacer una extrapolación. A partir del Renacimiento, las presas van cobrando más importancia en número y altura, pero siempre sobre bases empíricas y de experiencia, lo que lleva a algunos fracasos al hacer ciertas innovaciones sin el apoyo de una base científica para hacer una extrapolación. (Carrillo Chopin & López Peña, 2016, pág. 58)

En realidad, hasta el tránsito de los siglos XVIII a XIX no se dispone de los fundamentos científicos (físicos y matemáticos) suficientes para proyectar las presas con un rigor mínimo. Recordemos que a partir del XVII los descubrimientos científicos y matemáticos se desarrollan con una eficacia antes no conocida, como se aprecia en la enumeración de los siguientes nombres y fechas: Pascal (1623-1662), Newton (1642-1727), LaGrange (1736-1813), Leibniz (1646- 1716), Cauchy (1789-1857), Navier (1785-1836), etc. y en hidráulica, además de algunos de los citados, Torricelli (1608-1647), Bernoulli (1700-1782), Euler (1707-1783), Chezy (1718-1798), Bidone (1781-1839), Darcy (1803-1858), Fronde (1810-1882), Helmholtz (1821-1894), Kelvin (1824-1907), etc. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 67)

Con todo este bagaje científico, única forma de inducir leyes generales e interpretar y extrapolar resultados, la tecnología de presas experimenta un cambio sustancial cualitativo y a partir de la mitad del xix se comienza a dar forma y dimensiones a las presas sobre bases físicas y mecánicas y cálculos racionales, iniciándose el período que genéricamente puede llamarse de las presas modernas, feto no significa que ya no haya habido fracasos: en realidad, el hombre aprende con ellos, porque con ayuda de la ciencia puede detectar y analizar los orígenes de los errores y sacar consecuencias, extrapolar resultados y, en definitiva, progresar, así en un siglo, las presas han avanzado incomparablemente más que en los 40 anteriores. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 67)

### 2.2.2. Las presas españolas

**Ilustración 4.** *Presas Españolas Famosas*



Fuente: (CNEGP, 2019)

La tradición presística de nuestro país es de las más antiguas del mundo, por lo que merece la pena dedicarle un comentario.

La historia estadística de las presas conocidas hasta finales del siglo xix. Dado que se trata de obras históricas, se han incluido presas de baja altura y azudes, pero para completar la visión, en la última columna se señalan las presas que figuran en el último registro del MOP de 1991, según el criterio selectivo en él usado. En otra columna figuran también las presas que siguen en servicio. (Espinoza, 2010, pág. 06)

La primera observación es el gran número de presas conocidas (contando las dos versiones de la presa de puentes) y sobre todo el alto número de las que conservan. Estas últimas como es obvio han sido objeto de reformas y refuerzos en el transcurso del tiempo, de otra forma no podrían haber subsistido, pero ello no obsta para que el hecho sea notable. Es también digno de señalar el número de presas romanas que quise sea superior, porque parte de las atribuidas al siglo x parece tener, al menos un origen romano, según autorizadas opiniones. (Espinoza, 2010, pág. 06)

De ellas conservan y están en servicio además de las ya citadas de Proserpina y carnalvo, de 19 y 24m respectivamente, otras tres menores, alrededores de 5m, Esparralejo y Araya, también cerca Mérida y barcinas (Granada) la de alcantarilla (Toledo) tenía 17m y solo quedan ruinas.

Del periodo medieval hasta antes del siglo XII solo se conservan presas árabes de baja altura, de derivación para riesgos. Del XII es la de almonacid (cerca de Belchite, Zaragoza) de 30m que se conserva, aunque con el embalse atarquinado y cubiertas de huertas. Y del XIV, la de Almansa (Albacete) de 15m mas tarde recrecida hasta 21m, todavía en servicios, si bien con bastantes sedimentos, y que es probablemente la presa más antigua en forma de arco que se conserva. A partir del siglo XVI comienza una interesante actividad hidráulica, con

una cierta inflexión en el XVII y un gran impulso en el XVIII, sobre todo con Carlos III, tanto en España como en América. Aumenta la altura de las presas, llegando a 49m, y varias presentan un diseño original. Por brevedad, nos limitaremos a destacar algunas más notables. Del XVI son los azudes de derivación de Carlos V sobre el Ebro (para el canal imperial) y del embocado, en el tajo de corta altura, pero vertiendo por encima caudales importantes; la presa de Tibi (1580-94, Alicante), de 46m arco-gravedad, en la que actuó como copro-yectista y constructor Juanelo Turriano; Elche (Alicante, 1632-40), de 24m, primera presa bóveda en el mundo, Relleu (Alicante 1653-1776), de 32m también bóveda, Argüís (Huesca, 1687-1704), de 23m (Luego recrecida hasta 28m) sobre el Gallego, Meza locha (Zaragoza, 1719-1728) de 45m, Albuera de feria (Badajoz, 1747), de 23m con original estructura de contrafuerte, Valdeinfierno (Murcia, 1785-1806), de 49m. Y aunque de corta altura, son dignas de mención por su concepto, las cinco presas construidas por Don Pedro Bernardo Villarreal de Berriz en Vizcaya en el siglo XVIII, con el objeto de obtener fuerza motriz, todas ellas vertedero y algunas con bóvedas apoyadas en contrafuertes. (Espinoza, 2010, pág. 06)

El gran desarrollo y el afán innovador de la época carolina tuvo que pagar su tributo al pretender extrapolaciones sin la imprescindible base científica que permite interpretar los resultados de la experiencia y ampliar lo conocido. La presa de puentes, coetánea de la Valdeinfierno, y como ella a Lorca (1785-91), se colapsó en 1802, y produjo más de 600 víctimas tenía 50m y se había cimentado sobre pilotes de madera en un lecho de gravas y tierras que, lógicamente, fallo. Y la del Gasco (Torrelodones, Madrid) comenzada en 1787, y proyectada para nada menos que 93m de altura (casi el doble la de Valdeinfierno, entonces probablemente la más alta del mundo), se autodestruyo cuando llego a 57m. estaba conformada por una estructura interna de cajones cerrados por tabiques relativamente delgados, el proyectista tuvo la funesta ocurrencia de rellenarlos de tierra, con la consecuencia de que las lluvias

la entumecieron y la presa se rompió desde dentro de todas formas, no habría resistido el empuje del agua. (Espinoza, 2010, pág. 12)

El gran bagaje científico del que se disponía a fines del XVIII, ya comentado y de modo indirecto el efecto de estos fallos, llevo a la creación de la escuela de caminos (1804), a partir de cuyo momento las obras generales, y las presas en particular, fueron proyectadas sobre base más científicas, y no por meras reglas del arte. En el XIX se construyeron varias y, entre ellas, las del canal de Isabel II para abastecimiento de agua a Madrid, alcanzándose los 50m en la Villar (1873-82). (Espinoza, 2010, pág. 12)

### **2.2.3. Panorama actual de las presas en el mundo**

En el cuadro se resumen los datos estadísticos más importantes y expresivos para dar una idea de conjunto de las presas existentes en todo el mundo, según los datos del último registro mundial de presas de la ICOLD (Comisión Internacional de Grandes Presas) publicado en 2003 y que recoge datos hasta 2000. Este nuevo registro ha sido sometido a una profunda actualización, en la que se han eliminado un gran número de presas chinas cuyas características de gran presa no se han podido comprobar, de ahí que presente una disminución muy importante respecto al inventario anterior de 1986. (Martínez Ruiz, 2017, pág. 24)

#### **Ilustración 5. Presa de Nurek, en Tadjikistan**



Fuente: (Mega construcciones, 2014)

Destaquemos que hay una presa que supera los 300m de altura (Nurek, en Tadjikistan), y como sus otras dos dimensiones son aún mayores, se trata de una auténtica y enorme montaña artificial, con el volumen de 58hm<sup>3</sup>, pero la de Rogun, en construcción, también Tadjikistan, la superara 335m de altura.

Sin embargo, Nurek no es la presa de mayor volumen sino la de Tarbela, en el Indo (Pakistán), que tiene 148,45hm<sup>3</sup>, unas dos veces y media el de Nurek. El mayor embalse construido es el de kariba (Zambia) con 180,6km<sup>3</sup> y el Bratsk (URSS,1964), de 169km<sup>3</sup>.

Las presas son las obras más colosales que puede hacer el hombre, solo muy contadas torres o edificios superan los 300m, pero sus dos dimensiones son muy inferiores a su altura, mientras que en una presa pueden ser bastante superiores. Por ello, como se ha dicho, las de gran altura son verdaderas montañas, que forman detrás de ellas enormes lagos.

Del total de 27.351 registradas en 2003, la mayoría,54% tienen entre 15 y 30m de altura, una de cada tres entre 30y 60, y solo el 2,44% ósea menos del 3% superan los 100m, con alturas superiores a 200m solo hay 42 presas, menos del 0,2% existiendo en España solo una, la de Almendra (rio Tormes).

Es de notar que más del 50% el total de presas en el mundo están situadas en cinco países, entre ellos España, y que un 25% del total están situadas en USA. (Martínez Ruiz, 2017, pág. 24)

#### **2.2.4. Importancia técnica, económica y social**

Como ya se ha dicho, las presas son quizá las obras más grandes e importantes, sus dimensiones, el hecho de que estén destinadas a contener agua (que se escape fácilmente por cualquier grieta), las enormes cargas que han de soportar y la necesidad de hacerlas en terrenos naturales complejos y a veces con dificultades geológicas, contribuyen a que los problemas a resolver exijan una elevada

tecnología y especialización. Esta no es degradante por lo monográfica, sino todo lo contrario; el especialista en presas (el presista) requiere conocimientos amplios de varias ciencias y técnicas: mecánica de materiales reología, geología, mecánica del suelo y de las rocas, hidráulica, hidrología, etc. (Martínez Ruiz, 2017, pág. 24)

La especialización consiste en saber conjuntar tan complejas y distintas materias para lograr ese ser singular que es una presa, eso convierte en apasionante el trabajo técnico relacionados con ellas: el que se inicia en una presa va adquiriendo una cierta drogadicción, que se intensifica con la dificultad y novedad de los problemas y resolver y con la fuerte atracción que tiene el contacto con la naturaleza, pues las presas están plenamente inmersas en ella. A ello se añade la necesidad de disponer de varios especialistas en las distintas materias en un trabajo en equipo, con el consiguiente enriquecimiento personal que ello conlleva.

Otra característica muy señalada de las presas es su gran utilidad económica y social. Cada vez más, las presas sirven para varios usos, pero incluso cuando se destinan a solo uno, el efecto de su embalse se extiende automáticamente a otros beneficios, aunque sean indirectos, como la contención de avenidas. Por ello las grandes presas encabezan real y simbólicamente los grandes planes nacionales y regionales, a los que incluso llegan a dar nombre; piénsese lo que es la presa de Asuán para Egipto no solo en economía, sino en política por lo que ha tenido hasta repercusiones internacionales, una presa de esa importancia puede ser decisiva para un país y constituir incluso un símbolo de su capacidad creadora o de una política nacional.

Social económicamente las presas son las construcciones que más beneficios dan, y de aquí su valor político, y porque el regular el agua, el darla cuando falta mientras se contiene cuando pueda dañar, es un bien inmenso del que se derivan varios otros: riesgos (alimentos), energía, protección de campos y ciudades, abastecimientos de aguas, etc. (Martínez Ruiz, 2017, pág. 28).



### **2.2.5. Efectos ambientales y sociales**

No hay actividad, por útil que sea, sin efectos negativos; si solo aceptásemos emprender acciones seguras, nuestra vida quedaría paralizada; no podríamos viajar, ni calentarnos, ni siquiera andar, puesto que todo entraña un riesgo. Una actividad debe juzgarse por el conjunto de sus consecuencias y decidir a la vista del balance. Esto es elemental sentido común, y parecería superfluo decirlo si no fuese porque se ignora por algunos grupos extremistas que solo juzgan por lo negativo y se oponen, por sistema, a la construcción de nuevas presas.

Estas, como toda obra, producen una modificación del medio natural; excavaciones, instalaciones, la misma presa y sobre todo, la inundación del valle aguas arriba y el cambio de régimen del río aguas abajo suelen ser los efectos más importantes.

La retención del agua es el objetivo mismo de la presa; gracias a ella se amortiguan o suprimen los daños de las avenidas, se palián los estiajes y sequías, se riega y se produce energía. Pero al retener el agua se retienen también las partículas sólidas que arrastra o lleva en suspensión, que quedan acumuladas en el embalse; y la inundación hace desaparecer la biota natural y, sobre todo, el hábitat y actividad humana.

Los efectos puramente materiales (sustitución de carreteras, edificios, etc.) se plantean y deciden con números, como contrapartidas de los beneficios; si la compensación no es suficiente, el embalse no se hará. Pero los problemas humanos, el desarraigo de las familias que han nacido, crecido y quizá envejecido en un sitio, tiene otra calidad inconmensurable, no reducible a simples números, y exige la máxima comprensión y un enfoque humano y social del problema. Si la sociedad impone a unos pocos un sacrificio para beneficiar a muchos, debe hacerlo sin abusar y tratando de paliar y compensar los daños en la medida de lo posible, con razonable y generosa comprensión. Como en lo humano se dan todos los matices, también es cierto que a veces hay

agitadores en río revuelto y abusos en sentido contrario, pero el problema de fondo es fehaciente. Aunque algunos embalses se hacen en zonas deshabitadas poco productivas, la extensión creciente de los asentamientos humanos llevara a un incremento de los problemas, sobre todo en países desarrollados; y en algunos casos, podrán llevar a desistir de hacer un embalse.

En algunos casos muy concretos y aislados pueden ocasionarse pérdidas del valor ambiental de difícil reparación o sustitución, lo que obligara a analizar en profundidad la posibilidad de minimizar estas pérdidas, desistir de los beneficios de la presa o buscar posibles alternativas. Análisis este de difícil concreción y que ha de realizar con un equipo multidisciplinar, pero altamente cualificado y conocedor profundo del valor real de los elementos que han de compararse. No vale, a la hora de hacer juicios de valor, comparar los efectos de la construcción de una presa con los de otra, sin analizar en toda su magnitud las diferencias sustanciales entre ambas.

El aterramiento de los embalses se ha convertido en un auténtico tópico, que ha conseguido un desafortunado eco, quizá por lo llamativo y primitivo de su planteamiento, que toma la excepción como regla, sin más análisis. La mayor parte de los embalses españoles tienen una vida estimada superior a los 200 años: solo algunos insulares y mediterráneos con causas rápidas y poca vegetación pueden sufrir antes pérdidas de eficacia por aterramiento parcial, pero, salvo algún excepcional, serán útiles durante décadas. Como esas cuencas son fértiles y con gran desigualdad hidrológica, el efecto de los embalses es muy beneficioso, aunque no sea tan duradero como en el resto.

Otro leit-motiv reiterado es preconizar sustituir los embalses grandes por varios pequeños. En primer lugar, es dudoso que con eso los impactos ambientales fueran menores, pues precisamente los pequeños son los que más pronto se aterran; pero es que un embalse no es como una casa, que se puede construir en cualquier sitio, sino que los

emplazamientos aptos para hacerlas están en determinados lugares y no cabe sustituirlos por otros menores, porque quizá no sea posibles.

Por último, la inundación cambia el paisaje, pero no forzosamente a peor. Un planteamiento sensible e inteligente puede llevar a mojarlo en la mayoría de los casos, aprovechando la creación de un lago, que en si tiene valores estéticos deportivos y de disfrute, como sucede en varios embalses y se extenderá cada vez más. (Martínez Ruiz, 2017, pág. 27)

#### **2.2.6. Nuevos aspectos de la seguridad: el envejecimiento de las presas**

Al correr de los años, las presas van envejeciendo, y sus materiales se deterioran. Y precisamente en los países que han ido por delante en el desarrollo presístico es en los que el problema será más agudo, pues el envejecimiento de las presas construidas en los periodos de mayor actividad coincidirá con otros tiempos en que esta será forzosamente más reducida, con lo que podrá llegar a igualarse el ritmo de construcción de nuevas presas con el de envejecimiento de las anteriores, dando lugar a un cambio de planteamiento de la seguridad. El envejecimiento de las presas plantea varios problemas, además de su deterioro.

**Ilustración 6.** *Presa Deteriorada y Envejecida*



Fuente: (Gonzales, 2020)

Cada presa ha sido proyectada y construida según los conocimientos de la época, la experiencia ha enseñado que algunos de estos eran imperfectos, lo que se ha tenido en cuenta en las construidas después (la tecnología evoluciona y se perfecciona con la experiencia, incluso con la negativa). Algunas presas consideradas suficientemente seguras hace cincuenta años (incluso menos) pueden plantear dudas según los conocimientos actuales.

Por el hecho de haber transcurrido unos años desde su erección, la presa puede haber sufrido deterioro en sus materiales, o incluso averías. Como toda obra, las presas envejecen, y sus condiciones resistentes pueden verse menguadas por los mismos materiales e incluso por un cambio en las sollicitaciones (grietas, presiones intersticiales, etc.).

El cauce aguas debajo de la presa puede haber cambiado sustancialmente, con nuevas viviendas, fabricas, cultivos, etc. La tercera componente del valor puede haber llegado a ser tan importante que obligue por si sola a una reconsideración de la seguridad existente.

Los tres apartados anteriores se refieren a cada presa individualmente. Pero a esas consideraciones hay que añadir la importancia para el colectivo nacional del incremento del número de presas, que hace mayor el riesgo de fallo de alguna de ellas.

Además, como al correr el tiempo van envejeciendo simultáneamente cada vez mayor número de presas, el problema conjunto de la seguridad presenta un aspecto muy diferente del que tenía hace unos años.

Es obvio que no hay una edad que defina el comienzo del envejecimiento de una presa, pues este varía con el tipo, la calidad de ejecución y sobre todo con el mantenimiento. Una presa debe durar 200 años o más, pero bien mantenida y con eventuales obras de reparación o refuerzo. Se puede suponer que a partir de los 50 años, como media, una presa requerirá atenciones especiales y esa es la edad que arbitrariamente hemos fijado para marcar el umbral del envejecimiento

a los fines de nuestra argumentación que, repetimos, es más bien cualitativa, pero que ha de basarse en unas cifras, aunque sean discutibles.

Admitiendo ese límite paradigmático, en el cuadro derivado con la extrapolación comentada, se exponen las presas que en cada década lo superan, su proporción respecto al total, los incrementos de presas envejecidas y construidas, y la relación entre estos incrementos.

Se ve que en 2000 casi una de cada cuatro presas tenía al menos 50 años de edad. Y dado el paralelismo entre el actual descenso del ritmo de construcción y el envejecimiento de las presas construidas en las pasadas décadas de mayor actividad, en el futuro estas representarían una función creciente respecto a las existentes, alrededor del 40% en 2010 y el 50% en 2020, proporciones aún mayores si consideramos los volúmenes de embalse en vez del número de presas. Ya en la década final de siglo el número de presas envejecidas ha sido casi el doble de las construidas, pero en la presente esa proporción será del quíntuplo al decuplo. Esto significa que ya hoy, y más en el futuro, la actividad fundamental será la vigilancia, observación, conservación y eventual reparación de las presas existentes, según se trata en los apartados que siguen. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 67)

#### **2.2.7. Reparaciones, refuerzos y recrecimientos**

Cuando la observación de la presa detecta algún defecto, sea de los materiales, del terreno, o de una desviación respecto a la hipótesis supuesta, puede ser necesario acometer unas obras que, según su importancia, pueden ser desde una simple reparación (renovación de material defectuoso, inyecciones, drenajes, etc.) hasta un esfuerzo de la estructura (recalce de cimientos, aumento de dimensiones, refuerzo con cables tensados, etc.).

A un comportamiento correcto de la estructura, pueden resultar aconsejables unas obras complementarias al cabo de todo el tiempo si

se aprecia que las posibilidades de utilización del embalse superan a las supuestas, bien por aumento de la demanda o por haber constatado que los caudales son superiores a los previstos. En esos casos puede decidirse, un reconocimiento de la presa para incrementar la capacidad y utilidad de su embalse.

Un crecimiento es una obra proporcionalmente más cara que la obra original: cuesta menos hacer una presa de 100 m de altura que construirla con 90m y añadir luego 10 m más. Por eso, al decidir la altura de la presa hay que tener en cuenta las necesidades actuales y futuras previsibles; cuando el aumento de la demanda es lejano o dudoso, puede adoptarse la altura necesaria actual, dejando para otro momento la decisión de recrecerla, en este caso cabe intentar adoptar algunas disposiciones constructivas que faciliten el ulterior recrecimiento, esto respecto a obras en proyecto, pues en las presas ya construidas sin esa previsión, el recrecimiento será una obra singular a posteriori.

Es previsible una cierta actividad creciente de recrecimiento de algunas presas existentes, el recrecimiento puede venir aconsejado por el aumento de la demanda, o para recuperar la capacidad perdida por la acumulación de sedimentos, o para incrementar la laminación de crecidas sin sacrificar los usos existentes, y permite lograr un notable incremento de regulación en cuencas que tienen ya utilizadas los vasos importantes. Un recrecimiento puede venir también favorecido por la necesidad de un esfuerzo, porque se trata de obras similares, que suelen tener actividades y partes comunes (recalce de la cimentación, vaciado del embalse, tratamiento de paramentos o de la fábrica, etc.) con lo que el coste marginal del recrecimiento puede verse disminuido y resultar justificado, al conseguir al propio tiempo el refuerzo.

La similitud de las obras de refuerzo y crecimiento se basa en que ambas responden a la necesidad de adaptar la estructura a otras condiciones distintas a las previstas en el proyecto: en los refuerzos, por defectos del material o de la estructura frente a las cargas reales; y los

recrecimientos, por un aumento efectivo de las solicitudes. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 69)

### 2.2.8. Comisión internacional de grandes presas (ICOLD)

La proliferación de presas en todo el mundo y los importantes problemas técnicos, económicos y sociales que plantean, ha llevado a constituir una entidad internacional para intercambiar experiencias y hacer llegar una más depurada tecnología a todos los países. Fue creada en 1928.

*Ilustración 7. Logo de la Comisión Internacional de grandes presas (ICOLD)*



Fuente: (Icold Chile , 2020)

Esta entidad es conocida internacionalmente por su anagrama en inglés, ICOLD (comisión internacional sobre grandes presas), o en francés, CIGB (Comisión de Grandes Barrajes), que son los idiomas oficiales. En lo sucesivo utilizaremos el anagrama inglés en las referencias. En 2005 el número de países miembros eran 82. La actividad que se desarrolla tiene fundamentalmente las siguientes formas.

Congreso internacional: se celebran cada tres años, variando su sede de uno a otro, en cada uno se estudian cuatro temas, también variables, que se discuten durante las sesiones. Tanto los textos presentados (ponencias o rapports) como las discusiones se publican en tomos bilingües.

Comisión ejecutiva y simposios: es el órgano rector y administrativo de la ICOLD, y se reúne anualmente, cada vez en un país distinto.

Coincidiendo con ella se organiza un simposio sobre un tema específico, con una organización similar a la de los congresos.

Comités técnicos: están formados por vocales de distintos países para estudiar los temas de mayor interés y actualidad. Después de consultas o cuestionarios a los países miembros y contando con la experiencia personal de las vocales del comité, este se elabora y publica un texto (Boletín) para que la experiencia recogida sirva a todos los países, particularmente a los más necesitados de ella. Algunos boletines están traducidos al español por el Comité Español de Grandes Presas, que es el órgano nacional de la ICOLD.

La actividad de la ICOLD es de gran utilidad, pues recoge la experiencia de países y personas de la máxima solvencia, abarcando todo el panorama de los problemas presísticos.

Es de hacer notar que, aunque los idiomas oficiales son el inglés y el francés en los últimos congresos y simposios el comité español ha conseguido establecer, a su cargo, la traducción simultánea directa o inversa a nuestro idioma, con la posibilidad de ser utilizado en las intervenciones orales. Los textos escritos solo se publican en los idiomas oficiales. (Suarez Diaz, 2018, pág. 18).

#### **2.2.9. La seguridad de las presas: normas**

Una presa es una obra que requiere una alta garantía de seguridad, dadas las graves consecuencias que se derivarían de un eventual fallo: la misma pérdida de la inversión efectuada en ella, la cesación del servicio (riesgos, abastecimientos, regulación, etc.) y, sobre todo, los daños directos producidos por el vaciado rápido del agua retenida, normalmente muy superiores al coste de la presa, con la posible afección a vidas humanas.

En las últimas décadas la tecnología ha mejorado sustancialmente, sobre todo en seguridad. Hasta 1975 (A.55) las roturas de presas eran



el 0,7% de las existentes, pero solo el 0,5% de las posteriores a 1950, y aún menos para las más recientes.

La importancia económica y social del problema ha llevado a varios países con gran número de presas a promulgar unas normas de seguridad que se han de cumplir en las distintas fases de la vida de una presa: proyecto, construcción puesta en carga, explotación y en su caso abandono y puesta afuera de servicio. Las normas son variadas y de diversos enfoques según el país: al principio se preferían detalladas, en general; ahora se tiende más a dar principios generales y dejar su interpretación a los ingenieros que tienen responsabilidad de la presa.

En España se publicó en 1967 la instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas (A.30), que ha estado vigente hasta el 30 de marzo de 1996, fecha en la que se promulgo por la dirección general de obras hidráulicas el titulado reglamento técnico de seguridad de presas y embalses (A.61), en lo sucesivo citado más brevemente como reglamento, seguido, si procede, de la mención del artículo concernido. La instrucción del 67 descendía a detalles técnicos y cifras concretas, el reglamento de 1996 es genérico, centrándose en los criterios generales más importantes. Por ello, para complementarlo y servir de apoyo a su interpretación, el comité español de grandes presas (en lo sucesivo C.E.G.P.) viene publicando desde 1997 una colección de guías técnicas, cada una dedicada a un tema específico, en la que se expone el estado del arte en la materia y se comentan los artículos del reglamento que la afectan, con unas recomendaciones sobre su interpretaciones y criterios a seguir. Estas guías no tienen vigencia oficial, pero su respaldo de C.E.G.P. les da una indudable validez en su uso. (Suarez Diaz, 2018, pág. 21)

**Ilustración 8.** Gestión de la seguridad de las presas equilibrando y combinando el análisis numérico y las buenas prácticas en mantenimiento, vigilancia y auscultación.



Fuente: (ESELAGUA, 2014)

## 2.2.10. Tipología.

### 2.2.10.1. La presa como estructura.

Una presa es una estructura que tiene por objeto contener el agua en un cauce natural con dos fines, alternativos o simultáneos, según los casos.

Elevar su nivel para que pueda derivarse por una conducción (creación de altura).

Formar un depósito que retenga los excedentes para suministrar un suplemento en los periodos de escasez (creación de embalse) o para amortiguar (laminar) las puntas de las crecidas.

En general, en cuanto una presa tiene cierta altura existe un efecto de embalse, que suele ser predominante.

De esto resulta que la función mecánica esencial de una presa es elevar el nivel natural del río, de forma permanente o variable. De donde se deduce que la sobrecarga fundamental de la estructura es el empuje del agua, y que este empuje determina su concepto resistente.

Como veremos la magnitud del empuje hidrostático es de gran entidad y muy superior a las sobrecargas que soportan otras construcciones (puentes edificios, etc.), lo que hace a la presa una estructura de especial exigencia resistente.

Otra particularidad del agua como sobre carga es que no solo empuja, sino que penetra por cualquier intersticio, lo que traduce no solo en problemas de impermeabilidad, sino incluso en presiones internas que dan lugar a otras sobrecargas de gran intensidad y desfavorablemente situadas, que no sufren otras estructuras (en un puente, las cargas pesan y frenan, pero no penetran en el tablero).

#### **2.2.10.2. Desagües – aliviadero**

La presa retiene el agua para utilizarla, y ello requiere unos órganos de desagüe voluntarios para controlar esa utilización, estos desagües de explotación los llamaremos tomas, pueden ser de varios tipos y posiciones. Puede haber varias cada una para un uso, o comunes para varios, que luego se bifurcan en otro lugar.

**Ilustración 9.** Aliviadero de una presa.



Fuente: (Miguel, 2011)

Los caudales derivados por las tomas son los normales, próximos al medio anual o un múltiplo moderado de él. Una

toma para abastecimiento desaguará un caudal cercano el medio, pues requiere continuidad (la regulación diaria se suele hacer en depósitos próximos al consumo); una de riesgos requeriría un caudal doble o triple del medio, porque la aportación regulada se concentra en pocos meses, y una hidroeléctrica para una central de puntas se hará para un caudal triple a séxtuple del medio (8 a 4 horas de punta diaria)

Las tomas de explotación están íntimamente relacionadas con el adjetivo del embalse, este no tendría utilidad alguna sin ellas, pues forman un todo único funcional. Pero junto con este objetivo de explotación, la presa se encuentra con otro techo, que es la necesidad de evacuar el agua sobrante de las avenidas, pues por grande que sea un embalse no hay seguridad de que no se presente una crecida excepcional que rebase su capacidad de retención, y el problema se hace tanto más notorio y frecuente cuanto menor sea el volumen del embalse respecto a las aportaciones de la cuenca.

La evacuación de estos caudales excedentes presenta, además, una característica, como los sobrantes no se presentan repartidos en un largo periodo, sino concentrados en avenidas de duración relativamente corta (pocas horas u horas) con caudales muy grandes, la evacuación de estos plantea problemas de gran envergadura, no solo por la de los caudales, sino porque la elevación de nivel producida por la presa en el cauce crea una energía suplementaria que han de amortiguarse de alguna forma: o naturalmente, con las erosiones consiguientes, o artificialmente, gracias a dispositivos de nuestro ingenio para evitar tales daño.

Los órganos destinados a la evacuación de caudales sobrantes se llaman aliviaderos y pueden ser de varios tipos, según su situación:

- a) Aliviadores de superficie
- b) Aliviadores o desagües de medio fondo o profundos
- c) Desagües de fondo

Los primeros suelen ser aliviadores propiamente tales en cuanto a evacuación de avenidas, aunque se acusa una tendencia cada vez mayor a usar ello los profundos e incluso los de fondo. Estos suelen ser más usados para controlar el nivel de embalse, varios total o parcialmente, incluso por debajo de las tomas de explotación, descargar sedimentos acumulados en el fondo, etc.

Los caudales máximos de los desagües profundos (de fondo e intermedios) suelen ser del orden de 5 a 15 veces el caudal medio, y muy grandes en los de superficie (25 a 50 veces al medio, o más) aunque ya se ha dicho que hay una tendencia clara a reforzar los desagües de fondo y medio fondo.

La envergadura de los caudales y la gran energía a amortiguar hace que este elemento aparentemente secundario y accidental, e incluso contradictorio con el objetivo de la presa el aliviadero sirve para evacuar y la presa para retener se convierte en fundamental en cuanto a la concepción conjunta de la obra a causa de su magnitud y los terribles efectos que trata de evitar, hasta tal punto que en algunas presas el tipo de estructura resistente viene condicionando por el aliviadero.

Su función aparentemente negativa pero fundamental puede paragonarse con la de los frenos de un automóvil, este el objetivo es el movimiento, pero no se puede cumplir con seguridad si no se dispone del control accidental de la velocidad con el efecto contrario a ella de los frenos. De igual manera, la función acumuladora de un embalse solo resulta segura si podemos controlar un exceso de retención que llevaría a su desbordamiento y posible destrucción.

Esta dualidad funcional la positiva de retención y la negativa de evacuación y su correlativa traducción técnica estructura resistente y órganos hidráulicos de desagüe da a las presas su personalidad esencial y singular que la diferencian de otras estructuras resistentes. La presa es una estructura hidráulica y el ingeniero que olvidase esa cualidad tergiversaría sustancialmente las bases conceptuales de lo que es una presa y plantearía esta erróneamente. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 67)

### **2.2.10.3. Tipología de presas**

Los diversos tipos de presas responden a las variadas formas de cumplir la doble exigencia de resistir el empuje del agua y evacuar los caudales sobrantes, en caso la importancia. En cada caso la importancia relativa de estas dos premisas, las condiciones del terreno y las exigencias de los usos del agua (central hidroeléctrica, tomas de riego, etc.), y a veces la tecnología y circunstancias económicas del momento dan una serie de condicionantes que lleven a la elección del tipo más adecuado. De ahí la conveniencia de disponer de varios, para acoplarse mejor a las diferentes condiciones.

Hagamos notar que los otros esfuerzos distintos del empuje (temperatura, seísmos, etc.) aunque pueden ser importantes, no suelen influir en la elección del tipo; son solamente causas cuyo efecto hay que evaluar, o determinantes de ciertas disposiciones constructivas (juntas, por ejemplo) que no modifican el tipo.

A continuación, se exponen las soluciones posibles, según distintos puntos de vista.

En cuanto a la situación del aliviadero, este puede estar:

- Sobre la misma presa (presas vertedero)

- Impediente de ella

En el primer caso la estructura está directamente condicionada por el aliviadero. En el segundo la estructura puede proyectarse con independencia, pero aun en este caso hay un condicionamiento indirecto, habiendo la posibilidad de utilizar la presa como aliviadero, esta alternativa ha de estar presente al elegir el tipo más adecuado, atendiendo el conjunto de circunstancias.

Respecto la forma de resistir el empuje hidrostático, las presas pueden ser:

De gravedad, cuando el peso

De la presa es notable y sirve para que, al componerse con el empuje y otras fuerzas, la resultante incida francamente en el interior de la base de la presa.

En arco al objeto de transmitir el empuje al terreno en dirección e intensidad adecuadas.

Las presas de gravedad pueden ser, a su vez, macizas o aligeradas. El nombre de las primeras es suficientemente expresivo, y suelen consistir en un perfil triangular con suma de taludes del orden de 0,75 a 0,80 (horizontal/ altura) y algo más en terrenos difíciles o de alta sismicidad, pero raramente superior a 0,95. Al triángulo se le superpone un trapecio, para el paso de coronación y para dejar un resguardo sobre el nivel máximo del embalse.

Las aligeradas pretenden emplear mejor el material, lo que parece contradictorio con la necesidad de tener un peso estabilizador. Para equilibrar el peso que se quita con el aligeramiento, se le da un talud aguas arriba para disponer del peso adicional del prisma que gravita sobre él. Además, se

distribuye la masa de hormigón de forma que se logre un mayor momento de inercia en la sección horizontal.

La forma más (reciente de las presas aligeradas es la de contrafuerte verticales, ensanchados hacia agua arriba para formar unas caberas en T unidas entre sí para cerrar el paso del agua y recibir su empuje, esto lleva a estructuras más ligeras, pero en presas el menor volumen no siempre significa menor coste. Además, los contrafuertes presentan mucha mayor superficie de paramentos que una presa maciza, lo que da lugar a un mayor riesgo de meteorización.

Todavía mayores ligerezas estructurales tienen las presas de pantalla piria o Ambursen (nombre de su inventor) que consisten en unos contrafuertes armados en los que se apoyan unas placas planas también armadas. Pero son más bien excepcionales, pues no dan buen resultado, precisamente por exceso de ligereza, debilidad de juntas, etc.

Las presas arco pueden tener curvatura sólo horizontal o doble curvatura que es lo más normal, y se llaman también presas bóvedas o cúpulas (esta última denominación menos usada). En ellas se llega a una relación espesor en la base/altura de 0,20 o menor. La forma en arco, como veremos, se adapta muy bien a condiciones variadas de carga, incluso no previstas, lo que contribuye a la seguridad, pero exige unas determinadas condiciones topográficas y geológicas de la cerrada, que limitan su empleo. Hay un tipo intermedio entre las presas arco y las de gravedad llamado arco gravedad. Estas presas tienen menor curvatura, por lo que es insuficiente para resistir el empuje por sí sola, y hay que dar a la presa un cierto peso para complementar ese defecto. Por ello, la suma de taludes suele ser de 0,35 a 0,6, intermedios entre las de gravedad y las bóvedas. Un tipo mixto es el de bóvedas múltiples, formado por



una serie de contrafuertes equidistantes de sección rectangular y unas bóvedas que apoyan sobre ellos. Estas son las que reciben el empuje y lo transmiten a los contrafuertes, que han de resistir el empuje total entre dos de ellos. Las bóvedas, al tener luces uniformes, pueden simplificarse en sus formas y encofrados. Este tipo viene a ser análogo al de contrafuertes, sustituyendo la pantalla o a las cabezas entre estos por bóvedas, que permiten mayor separación y menor volumen. Pero ya se ha dicho (y este va a ser un leit-motiv en toda esta obra) que la ligereza excesiva no siempre es más barata y puede ser perjudicial, por lo que este tipo es poco frecuente.

En atención al material empleado, las presas pueden ser:

- a) De fábrica hormigón.
- b) De materiales sueltos.

Hoy día las presas de fábrica son casi exclusivamente de hormigón. La mampostería ha quedado abolida por su carestía (por el coste de la mano de obra), por su menor seguridad (debida a la dificultad de control y la heterogeneidad de la ejecución), así como por la lentitud de construcción. Sólo en pequeñas presas y en regiones o países muy singulares podría darse su uso. Lo mismo, acentuado, puede decirse de la sillería y el ladrillo.

Bajo la denominación genérica de presas de materiales sueltos agrupamos varios tipos formados exclusiva o preferentemente por materiales naturales: piedras, gravas, arenas, limos, arcillas y suelos en general. Cuando el material predominante (> 50%) es la piedra gruesa se denominan presas de escollera, y cuando más del 50 % de los materiales son térreos o mezclados con gravas o arenas, se denominan presas o diques de tierras. En general, la denominación genérica es

más apropiada, puesto que estas presas suelen estar formadas por varios materiales, cada uno con una función específica, por lo que no se pueden llamar propiamente de tierra o escollera. Las presas de hormigón son impermeables (más correcto es decir que de muy baja permeabilidad). Las de materiales sueltos suelen tener componentes permeables en alto grado (gravas, arena, escollera) por lo que necesitan un elemento para cumplir la función de impermeabilidad. Según su posición y el material impermeable resultan distintos tipos bastante diferentes entre sí. Atendiendo a la clase y posición del material impermeabilizante se dan los siguientes tipos: Presas de material uniforme impermeable, o presas homogéneas. Son como las de gravedad de hormigón, en el sentido de que el material resistente es también impermeable. Estas presas son minoritarias por dos razones: porque es menos frecuente encontrar el material adecuado, y porque plantean problemas de estabilidad en cuanto su altura supera los 15 ó 20 m, y precisan entonces un material drenante complementario. Por eso suelen limitarse a alturas moderadas, aunque hay algunas que superan los 100 m.

Presas de materiales heterogéneos. Son las más frecuentes, y tienen la ventaja de emplear óptimamente los materiales próximos disponibles, distribuyéndolos según sus características. Los materiales más permeables se usan como elementos estabilizadores, por su peso; los más finos se usan para lograr un núcleo impermeable; otros se utilizan como elementos drenantes o para establecer capas de transición (filtros).

El núcleo impermeable suele estar en el centro, en posición vertical o cercana a ella. En otras ocasiones se sitúa inclinado

y aguas arriba, se verán las razones para cada posición del núcleo.

Las pantallas más usadas son las de hormigón armado y hormigón bituminoso. Las de acero y material polimérico se han empleado sólo en muy contadas presas, por ahora. La introducción de otro material distinto de las tierras o piedras es un inconveniente constructivo, por exigir otros medios de puesta en obra. En general, sólo se acude a las pantallas cuando no hay material fino natural para hacer el núcleo, salvo en presas de escollera con cimientado de roca en las que la pantalla de hormigón armado compite económica y funcionalmente con la solución de núcleo.

Las presas de material suelto, cualquiera que sea éste, resisten siempre por gravedad, pues su débil o nula cohesión no les permite transmitir los esfuerzos cortantes y tracciones que producirían los arcos. Sin embargo, algunas se construyen con planta ligeramente arqueada, para mejorar las condiciones del núcleo y corregir algunas tendencias de separación de los materiales en los contactos entre sí o con el terreno, pero no es una función resistente estructural propiamente dicha frente al empuje, sino un reajuste del tipo citado.

Los taludes son bastante tendidos: del orden de 1,5 a 2,0 (horizontal/ vertical) en escollera, y 2.5 a 5.0 (o más) en tierras. El mayor volumen respecto a las de hormigón viene compensado por la gran facilidad de obtención y colocación del material, por lo que con frecuencia resultan más económicas que las de fábrica. En cuanto al aliviadero, las presas de materiales sueltos lo tienen aparte, en principio, debido a la debilidad de los materiales, que no son capaces de resistir la acción erosiva del agua en movimiento. No obstante, se apunta la tendencia relativamente reciente, a ensayar el vertido sobre

estos diques, debidamente protegidos y reforzados en la zona vertiente, pero por ahora son solo ensayos y en general, con láminas de agua de altura muy moderada y en presas con bajo nivel de riesgo aguas abajo. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 71)

#### **2.2.10.4. Critica tipología**

Aunque idoneidad de cada tipo solo se podrá juzgar cuando se hayan estudiado debidamente, es obligado adelantar aquí algunas ideas básicas sobre la adecuación de cada uno, para completar la descripción.

En el cuadro se recoge la estadística del número de presas de cada tipo según el registro de la ICOLD de 2003, con datos hasta 2002, así como la altura máxima alcanzada por cada uno, y otros datos de interés, que se comentan por sí solos. Se observa que la gran mayoría (71 %) son de materiales sueltos y, dentro de este tipo genérico, el 88 % son de tierras. Les siguen las de gravedad de hormigón, con el 17 % del total, siendo los otros tipos francamente minoritarios, y algunos marginales.

La razón de esta supremacía está en la gran facilidad de obtención y puesta en obra de los materiales. En realidad, salvo excepciones, todos sirven para estas presas, al menos para los espaldones, que son los que requieren más volumen. La economía no se consigue afinando taludes, sino simplificando la selección, colocación y transporte de los materiales. Además, estas presas se pueden construir casi en toda clase de terrenos, pues la falta de rigidez de sus materiales los hace adaptables a una cimentación térrea similar a ellos, mientras que las de hormigón exigen una roca resistente y rígida como aquél.

Dentro de este grupo general, hay una mayoría de presas con núcleo, pues son las que mejor utilizan los materiales del entorno y se adaptan a cimentaciones defectuosas.

Futre las de hormigón, las de gravedad, por ser las más sencillas y no exigir condiciones singulares de la cerrada (como las bóvedas) y permitir amplios desagües por encima de ellas, son las más usadas.

Las bóvedas tienen un volumen menor (bastante menos del 50 %), pero su ejecución es más exigente y delicada, por lo que el ahorro real es menor que el de volumen; y, además, como queda dicho, no todas las cerradas se prestan ello. Sin embargo, es de señalar que, si la proporción general de las bóvedas es sólo un 3,6 % del total, a partir de 100 m de altura superan con mucho a las de gravedad, e incluso a las de tierra a partir de los 150 m; y son 1/3 del total por encima de los 200 m, demostrando la aptitud de las bóvedas para grandes alturas (supuesta una cerrada idónea).

Respecto a las de contrafuertes, el ahorro de hormigón puede ser del 15 al 25 %, pero la mayor complicación de formas, la gran superficie de encofrado, las mayores exigencias de cimentación y excavaciones y las limitaciones de espacio para colocar el hormigón se traducen en un ahorro de coste mucho menor, e incluso nulo. Se añade a todo ello el mayor deterioro al tener expuesta una gran superficie. Por eso son notoriamente minoritarias (1,8 %) y casi no se construyen ahora.

Las presas de pantalla plana y las de bóvedas múltiples logran considerables ahorros de material, pero a costa de una gran carestía de ejecución que puede compensar la reducción de volumen. Además, ya se ha dicho que son muy vulnerables a

los agentes atmosféricos. Por todas estas razones son de utilización marginal. Su empleo más adecuado, como las de contrafuertes, está en valles anchos con buena cimentación, en los que la uniformidad de alturas y formas puede equilibrar los inconvenientes citados.

El aliviadero puede ser decisivo para la elección del tipo. Al tenerlo separado las presas de materiales sueltos, añaden una carestía que equilibra más o menos (según los casos) la economía que el dique propiamente dicho tiene frente a una presa de gravedad, en general. Esta puede ser más favorable cuando la cimentación es buena y las crecidas importantes. También el aliviadero puede decidir en contra de una presa arco, porque esta solo puede verter láminas de altura moderada, y el resto exigiría un aliviadero aparte, que puede compensar el ahorro de hormigón.

La tendencia actual es hacer presas de fácil ejecución, aunque tengan mayor volumen. Los medios de construcción actuales permiten poner en obra grandes masas de hormigón, tierras o escollera, y resulta más económico emplear materiales menos exigentes y en serie que técnicas refinadas y lentas. De ahí el predominio de las presas de materiales sueltos y de gravedad. En éstas se están empleando ahora hormigones de baja dosificación compactados en capas con procedimientos similares a los de los diques de tierra (hormigón compactado con rodillo) para abaratar la construcción. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 71)

#### **2.2.10.5. Tipología de las presas españolas**

En el cuadro se recoge un resumen de la tipología de las presas antiguas según Fernández Ordoñez de una forma aproximada, pues hay tipos mixtos o que no responden exactamente a las definiciones actuales. Por ejemplo, los

romanos reforzaban con frecuencia sus presas de fábrica con un espaldón de tierras aguas abajo; y varias presas de distintas épocas tienen aditamentos de contrafuertes, pero no como elemento estructural esencial, y algo similar podría decirse de algunas bóvedas (de baja altura) y de bóvedas y contrafuertes.

El uso de éstos es de señalar como tendencia. Hay 7 presas que pueden considerarse propiamente de contrafuertes, y entre ellas destacaremos la de Albuera de Feria (Badajoz) y la mexicana de Aguas Calientes, ambas del XVII, que representan una originalidad para la época.

Respecto a las del siglo xx, el cuadro incluye también la distribución tipológica de las presas españolas y su comparación con las mundiales en el cuadro, se indicó su reparto por alturas a partir de 50 m, que incluye el 20% de las registradas, las 37 superiores a los 100 m, representan el 3% del total.

Se causa un fortísimo contraste entre la gran mayoría de las presas de gravedad en España frente a la abrumadora proporción de las presas de materiales sueltos en el mundo. En el conjunto mundial, más de la mitad de presas son de tierra y casi 2 de cada 3 de materiales sueltos, en general, mientras que en España solamente una de cada 6 es de tierra y una cada 4 de materiales sueltos. En el mundo, solamente 1 de cada 8 es de gravedad, mientras que en España son casi 2 de cada 3. Las proporciones de estos dos tipos de presas están casi invertidas. Bien es verdad que, si comparamos con el conjunto de Europa, en nuestro continente las presas de gravedad son el 34,5% y las tierras el 47,8% lo que, sin aproximarse a nuestro reparto, se diferencia menos que el mundial.

En los otros tipos, minoritarios tanto en España como en el mundo, las diferencias son menores: se acusa una cierta preferencia española por los contrafuertes (3 % frente a 1,5 %, incluyendo bóvedas múltiples) trasunto quizás de la influencia histórica citada. Las bóvedas superan la media mundial, pero su proporción es la mitad que la europea (5 % frente al 10,5 %), pues en Europa y Japón es donde se han construido proporcionalmente más presas arco: algo menos de la mitad se encuentran en Europa, en donde 1 de cada 10 presas es de este tipo.

La preferencia por las presas de gravedad puede explicarse por el hecho de que las crecidas en nuestros ríos tienen una gran intensidad respecto a los caudales medios, lo que lleva a aliviaderos proporcionalmente más importantes respecto a la presa, lo que con una de gravedad se resuelve más económicamente con el vertido sobre ella. Por otra parte, hasta hace relativamente poco había cerradas disponibles con aceptables condiciones de cimentación, lo que hacía innecesario acudir a los materiales sueltos que exigían, además, aliviadero aparte.

La evolución de la propia tecnología, por un lado, y la necesidad de construir en cerradas de peores características, por otro, ha llevado a un empleo creciente de los materiales sueltos en las últimas décadas, pero antes de 1960 había muy pocas presas de ese tipo y de no gran altura.

Es también digno de notar que, frente a una fortísima desproporción entre las presas de tierra y escollera en el mundo, en España están más igualadas, probablemente porque las mejores condiciones de cimentación y los materiales disponibles, que antes operaban a favor de las de



gravedad, siguen influyendo ahora favoreciendo a la escollera. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 74)

#### **2.2.10.6. Constitución de un aliviadero: tipología**

Ya se dijo que el aliviadero puede estar situado sobre la presa que se llama entonces presa vertedero- o aparte de ella. También se dijo que los aliviaderos pueden ser de superficie o profundos. Las cuatro posiciones pueden combinarse entre sí, dando lugar a cuatro posibilidades diferentes por motivo de la posición del aliviadero. Ya sea en una u otra posición, un aliviadero consta fundamentalmente de tres partes o tramos sucesivos en el sentido del movimiento del agua. Una embocadura o toma de agua, que es una obra destinada a desviar los caudales desde el embalse al aliviadero.

- a) Una conducción (también llamada rápida cuando es en lamina libre) que transporta el agua derivada desde la embocadura hasta un punto más o menos alejado en el que se reintegra al río.
- b) El reintegro al cauce, obra situada al final de la conducción, cuyo objetivo es hacer que la restitución al río se haga en condiciones adecuadas para que se disipe sin daños la gran energía cinética que adquiere el agua al descender desde el nivel del embalse hasta el del cauce.

La importancia absoluta y relativa de cada una de estas obras depende de las circunstancias: en las presas vertedero, la conducción se reduce al paramento de la presa, o incluso desaparece como obra si el agua cae libremente desde la presa (en presas arco). Las otras dos siempre existen, por su misma esencia.

Cada una de estas partes tiene particularidades propias de la función que desempeña. Aparte de los cuatro tipos genéricos

que resultan de la posición, los aliviaderos pueden ser de tres tipos según su régimen hidráulico:

- a) En lamina libre
- b) En presión
- c) Mixto un tramo en presión y otro libre

La mayor parte de los aliviaderos funcionan en régimen libre. Los aliviaderos con conducción totalmente en presión son minoritarios y normalmente necesitan otro complementario, para salvar la rigidez que da el régimen en presión, el régimen mixto suele consistir en un tramo en presión aguas arriba y libre en el resto. Las embocaduras pueden ser, teniendo en cuenta su posición y régimen hidráulico.

- a) Superficiales, en régimen libre
- b) Sumergidas, en régimen en presión

La mayor parte son el primer tipo, en cuanto a la posibilidad de control de los caudales, la toma que es el elemento donde tal control puede hacerse puede ser.

- a) Con vertedero de labio fijo vertido natural automático, sin control voluntario.
- b) Con compuertas, que permiten desaguar a voluntad.
- c) El reintegro al río puede ser de dos tipos genéricos
- d) Trampolín lanzador más usado en aliviadero independientes.
- e) Cuenco amortiguador usado normalmente al pie de una presa vertedero.

Los trampolines lanzan el agua a distancia, para alejar la zona de caída y de consiguiente erosión. Como además se suelen usar en aliviaderos independientes, se consigue situar esa

erosión lejos de la presa (aunque no por ello ha de dejar de cuidarse su debida estabilización).

- a) En los cuencos Materiales sueltos, tanto de tierra (TE) como de escollera (ER)
- b) Gravedad (PG)
- c) Contrafuertes (CB)
- d) Bóveda (VA)
- e) Bóveda múltiple (MV)
- f) Mixtas
- g) Móviles aquellas cuya cultura esta predominante debida a las compuertas por amortiguadores se utiliza el resalto hidráulico para absorber parte de la energía de la corriente.

Todos estos tipos genéricos y sus obras parciales pueden combinarse de muchas maneras, dando lugar a una variada tipología que permite elegir en conjunto y en detalle la solución idónea para cada caso. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 75)

#### **2.2.10.7. Tipología oficial**

El reglamento clasifica las presas según los siguientes tipos (entre paréntesis las abreviaturas usadas por la ICOLD):

##### **A. Clasificación de las presas según su grado de riesgo.**

El grado de seguridad exigible a las presas no debe ser uniforme, sino adecuado a su importancia, al servicio que presta y sobre todo al riesgo

potencial que resultaría de su eventual fallo. Por ello, tanto las hipótesis como los coeficientes de seguridad a aplicar en las distintas la presa (normales, accidentales y extremas) no solo deben variar sino también con el riesgo potencial.

El Reglamento, de acuerdo con la Directriz de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones, distingue tres categorías a este respecto:

**Ilustración 10:** Clasificación de las Presas según riesgo  
(Categoría A, B, C)

CATEGORIA DE LA PRESA	AVENIDA DE PROYECTO	AVENIDA EXTREMA	
		PRESAS DE FABRICA	PRESAS DE MATERIALES SUELTOS
A	1.000	5.000	10.000
B	500	1.000	5.000
C	100	500	1.000

Fuente: (Eadic, 2019)

- a) Categoría A. Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o a servicios esenciales, así como producir daños materiales o medioambientales muy importantes.
- b) Categoría B. Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o reducido número de viviendas.
- c) Categoría C. Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales de moderada importancia o solo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso, a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las A o B.

La primera categoría incluye las presas cuyos riesgos derivados de la rotura son inaceptables, como serían los siguientes:

- a) Destrucción de edificios o de equipamiento de un barrio o conjunto comercial o industrial importante que, aparte de la

misma destrucción dejaría a mucha gente sin empleo o con precisión de traslado.

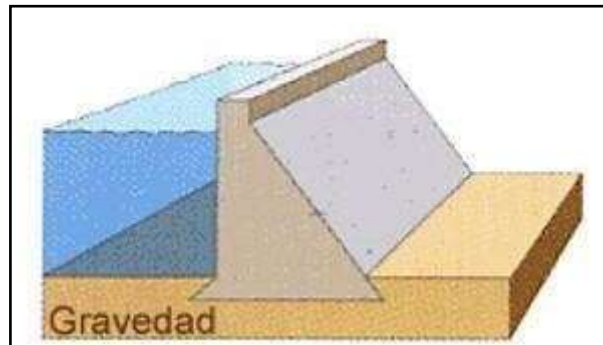
- b) Destrucción o interrupción duradera del abastecimiento de agua a una comunidad importante, sin alternativa sustitutoria viable.
- c) Destrucción o graves daños en un conjunto histórico-artístico de alto interés sin posibilidad de protección o traslado previo.
- d) Efectos graves irreparables en el ambiente.
- e) Pérdida de vidas probable por el número de los afectados o por falta de garantía de aviso previo para la evacuación. A este efecto la ASCE da los siguientes tiempos mínimos de seguridad desde la rotura de la presa a la llegada de la onda a la localidad, en función de la población afectada.

En el otro extremo, la categoría C comprende las presas de poca importancia y riesgo, exclusiva o preferentemente ceñido a la propia presa, esto es, al propietario de ella, por lo que la decisión de aceptar un cierto grado de riesgo es más fácil. En general, se trata de presas de menor altura, aisladas o lejanas. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 75)

#### **B. Presas de gravedad: sección tipo y red de drenaje.**

Una presa de gravedad trabaja componiendo su propio peso con las restantes fuerzas actuantes sobre ella, entre las que destaca el empuje hidrostático. Ello lleva a una presa maciza de gran volumen, o a otras menos robustas (aligeradas) en las que se necesita, para compensar el aligeramiento, disponer del peso de un prisma de agua sobre el paramento mojado, que ha de tener, para ello, una cierta inclinación.

### **Ilustración 11.** Presa de Gravedad



Fuente: (Structuralia Blog, 2020)

#### **C. Sección transversal de una presa de gravedad.**

Comenzamos por describir las formas y dimensiones exteriores normales de una presa de gravedad (que se justificarán en el cap. 6) para pasar después al análisis de los efectos de las presiones internas debidas al agua infiltrada, lo que llevará a razonar y describir los dispositivos para controlarlas (red de drenaje) que completan la estructura interior de la presa. Todo ello servirá de base para la comprobación de la estabilidad y fijación de dimensiones, cerrándose el ciclo que iniciamos ahora con la descripción forzosamente apriorística de las formas y orden de magnitud de las dimensiones.

La sección transversal de una presa de gravedad consiste fundamentalmente en un triángulo rematado por un trapecio menor que sirve de coronación y para el paso de peatones o vehículos.

El vértice del triángulo suele coincidir con el nivel para la avenida de proyecto (NAP), para asegurar la estabilidad en el caso más desfavorable. De esta forma, el nivel máximo normal de explotación (NMN) queda por debajo de ventee, con menor

empuje hidrostático. En algunas presas, sin embargo, el ventee puede quedar a un nivel inferior al de crecidas (pero nunca inferior al normal) con tal de que se compruebe para aquel nivel. La práctica ha consagrado la idoneidad de esta disposición general, desechando otras secciones, como la rectangular, que se ve en algunas presas antiguas (centenarias o casi, en general) mucho menos propia que la triangular.

Los taludes de la presa suelen ser muy diferentes: el mojado, vertical o próximo, lo más frecuente 0,05, y menos usado 0,10. Más de 0,10 sólo se emplea en presas con cimientos muy desfavorables y en las aligeradas (en éstas, con carácter general. El talud libre suele variar entre 0,7 y 0,8, dependiendo del de aguas arriba y de las fuerzas actuantes. En las zonas sísmicas los taludes aumentan, y su suma puede llegar (excepcionalmente) a 0,95, mientras que en zonas no sísmicas suele ser 0,8 ó ligeramente menor.

Un ligero talud aguas arriba en vez del vertical se adopta por las siguientes razones:

- a. Da la óptima estabilidad.
- b. Con paramento vertical, el pie aguas abajo tiene tensión nula con el embalse vacío, pero el peso de la coronación daría lugar a una tracción que, aunque pequeña y en el lado sin agua, conviene suprimir e incluso convertir en compresión residual.
- c. Con embalse vacío un paramento vertical produce sensación de desplome, mientras que con una leve inclinación «parece» vertical. Además, las desigualdades de encofrado se disimulan mejor con la inclinación: la vertical «acusa» más los defectos.

Las dos últimas razones son de poca entidad, pero junto con las dos primeras son suficientes para adoptar el talud inclinado, sancionado por la práctica, salvo en presas de poca altura (hasta 30 ó 40 m), en las que se suele preferir el paramento vertical por simplicidad constructiva y porque las razones expuestas operan mínimamente.

En cuanto a la coronación, tiene un doble objeto: proporcionar un margen sobre el nivel máximo del embalse para aumentar la seguridad frente a eventuales sobreelevaciones imprevistas, vertidos o salpicaduras de olas, y servir de paso para personas o vehículos.

La coronación suele consistir en un trapecio ODEF superpuesto al triángulo, suavizándose el ángulo F con una curva, en general. El ancho DE depender del uso de la coronación: para un paso peatonal pueden bastar 2 m, pero es aconsejable que pueda pasar un vehículo, al menos en una dirección, aunque de momento no haya camino en la otra ladera, pues algún día puede haberlo y, en todo caso, facilita el servicio de la presa, reparaciones, etc. Si hay camino, el ancho será de 3 a 3,50 m como mínimo, y casi el doble o más para circulación doble.

La coronación puede aligerarse con voladizos, el En, aunque sea mínimo, es aconsejable para producir una línea de sombra, que refuerza la estética. El D' tiene menor valor estético, al estar del lado inundado, pero puede ser útil también como rompeolas, dándole una forma curva, para que el agua revierta al embalse.

La coronación produce, además, un efecto estabilizador por estar en el lado aguas arriba y dar un momento opuesto al del empuje hidrostático. Pero este efecto es pequeño, en general,



dada su desproporción con el resto del dique, cuando éste tiene cierta altura. Se analiza en:

Cuando la presa es vertedero, en la parte correspondiente a éste la sección se modifica sustancialmente para permitir el paso del agua: desaparece la parte superior del triángulo y la coronación, y se pone una curva rematando los taludes, para que el agua vierta sobre ella. Como consecuencia, los taludes pueden requerir un reajuste respecto a los de la sección completa para conservar la estabilidad a pesar del volumen suprimido en la parte superior. La continuidad del paso sobre coronación se consigue con un puente sobre el vertedero, con pilas intermedias si es necesario.

La sección triangular y la del vertedero se completan con la red de drenaje interno que luego se describe, y que requiere un análisis previo de los efectos de la filtración y de las presiones internas divididas a ella que se hace a continuación. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 78)

#### **D. Evolución de las ideas sobre la sub presión.**

Como ya se dijo las presas anteriores al siglo XIX se proyectaban por pura intuición, a partir de la mitad de ese siglo, las presas de gravedad se calculaban ya por medio de la teoría de resistencia de los materiales y se imponía la condición de que la resultante del peso y del empuje incidiera en el tercio central de la base para que no hubiera tracciones en ningún punto. Esta era la llamada regla de Rankine, y no se tenían en cuenta otras fuerzas.

Así se siguió hasta que sucedió la rotura de la presa de Bouzey en Francia (1895). Al analizar la rotura se vio que la causa había sido el agua que, penetrando en presión por las grietas, había actuado en forma de cuña, contrarrestando la acción del

peso de la fábrica. Este hecho fue la iniciación de un conocimiento fundamental en la tecnología presística: estas estructuras, al estar en íntimo contacto con el agua, pueden ver alterado su equilibrio al actuar ésta no sólo por su empuje exterior, sino en cuña, *desde dentro*.

Como vamos a ver, no solo se tardó en caer en la cuenta de este efecto pernicioso del agua, sino que la evolución del conocimiento sobre la forma de acuter fue lenta, llano de empirismos, y hasta la década de 1930 no se empezó a penetrar en la verdadera esencia del fenómeno; y aun transcurrió más de otra década hasta que fueron imponiéndose unas líneas básicas obtenidas de investigaciones de laboratorio y de la observación de las propias presas.

La inmediata consecuencia de la rotura de la presa de Boozer y fue una circular ministerial francesa (1897, dos años después) que ordenaba disminuir el peso específico de la fábrica en  $100 \text{ kg/m}^3$  en los cálculos, para tener en cuenta el efecto cuna del agua. El empirismo de esta medida es curioso por su arbitrariedad y como se verá, notoriamente insuficiente.

Más racional y eficaz fue la intervención de Maurice Levy. En una comunicación a la Academia de Ciencias de Francia propuso un criterio para proyectar las presas teniendo en cuenta este efecto. Puesto que el agua puede penetrar por una grieta y actuar en cuña, debe impedirse que la grieta se abra, y para ello, proyectarse la presa con la condición de que la compresión en cualquier punto del paramento aguas arriba sea igual o superior a la presión hidrostática en esa profundidad; así, incluso si se forma una grieta, el agua no podrá penetrar en ella y, si lo llegara a hacer inicialmente, su efecto quedaría

compensado por la mayor compresión, y la grieta no progresaría ni la penetración del agua.

La lógica del razonamiento le dio una gran difusión y empleo, que ha durado hasta los años cuarenta, aunque con las matizaciones que se verán.

Ya antes de la rotura de Bouzey (1889) *Alfeld* y *Kiel* habían estudiado el efecto de una posible grieta, pero la menor intercomunicación que había entonces y quizá su misma anticipación restaron resonancia a sus trabajos.

Más efectividad tuvieron los de *Lieckfield* (1898), *Link* (1910) y *Kammuller* (1929), que en esencia admitían la formación de una grieta, pero en vez de imponer la condición de compresión en el paramento, toleraban que se produjera dentro, en el borde interior de la grieta, para que ésta no progresara.

Esto equivale a razonar como Levy, pero admitiendo que el agua penetre hasta un punto interior, lo que es menos exigente y da lugar a una presa de menor volumen. La posición del punto extremo de la grieta en el que se impone que el proceso se detenga puede fijarse a voluntad (dentro de ciertos límites) y se calcula la estabilidad de forma que se cumpla la condición de compresión en ese borde igual a la presión hidrostática a ese nivel. El cálculo es similar al que se sigue en el.

Al principio, la aplicación estricta del criterio de Levy llevó a construir presas excesivamente gruesas (suma de taludes 0,85 y más), pero la experiencia y la transmisión de las ideas alemanas hicieron ver que no era necesario tanto margen de seguridad, por lo que se fue aplicando con un coeficiente reductor de la presión hidrostática y el consiguiente ahorro de material, con un empirismo que desvirtuaba el razonamiento de Levy, puesto que el coeficiente reductor se elegía

arbitrariamente entre 0,5 y 1,00. (Canovas del Castillo, 2018, pág. 103)

### **E. Porosidad del hormigón**

Las antiguas teorías partían el efecto del agua introducida en una grieta, pero no es necesario que se forme esta para que el agua penetre en el hormigón, puesto que este es un material poroso (algo menor del 6% con los medios actuales). Los poros no están aislados, sino unidos unos a otros, formando conductos por los que pueda penetrar y circular el agua si se da el tiempo necesario. Si se sumerge en el agua un volumen de grava y arena contenido en un cajón de madera, el agua rellenará pronto los huecos y establecerá en ellos la presión hidrostática correspondiente. Si a ese volumen de árido se le añade cemento y se le deja fraguar, se obtiene un bloque de hormigón cuya única diferencia con el anterior árido es que parte de los huecos estarán rellenos de pasta, a su vez provista de otros conductos más estrechos, y que los contactos entre dos granos de grava o de arena no son sólo directos, sino que hay un aglomerante que los une. En resumen: la estructura interna es similar, salvo que la proporción de huecos ha bajado, y su tamaño ha disminuido hasta hacerse Microscópico. Al sumergir el bloque en agua, ésta tardará más tiempo en penetrar que en caso de áridos solos, pero dando un plazo suficiente, el hormigón acabará saturándose. En ese momento en el espacio de huecos se establece la presión hidrostática, lo mismo que en los áridos sin cementar según el principio de los vasos comunicantes y el de pascal.

Apuntamos, pues, una idea importante: no es necesario que exista una grieta

para que el hormigón adquiriera presiones internas, su propia estructura porosa conduce a ello, siempre que se dé tiempo al agua para saturarlo totalmente.

Aunque esta constitución del hormigón era conocida, tardó en llegar a las lógicas consecuencias de aplicación en las presas. En los materiales sueltos en las que filtración es evidente, el efecto de la presión intersticial fue mejor conocida que en las fábricas. Por eso es extraño que fuera Terzaghi quien realizaría en 1934 una experiencia fundamental para aclarar estos mismos principios en las presas de hormigón.

Terzaghi sometió a compresión triple unas probetas de hormigón introduciéndolas en agua y dando presión a ésta. La primera probeta la rodeó de una capa delgada y muy flexible (que no influía en la deformación) e impermeable. La probeta sufrió la deformación consiguiente a su estado tensional. Otra probeta igual, pero sin envoltura impermeable, se introdujo en el agua, dejándola en ella el tiempo necesario para alcanzar la saturación, y se llevó a la prensa con agua en presión, siempre sin envoltura. Al ser sometida a la misma compresión que la anterior, se observó que la deformación era inapreciable. La explicación es sencilla: al no haber envolvente impermeable y estar saturada la probeta, la presión exterior se comunica inmediatamente a todos los puntos del interior a través de los conductos llenos de agua, y entonces no es el conjunto de la probeta la que está sometida a compresión triple (como la impermeabilizada) sino cada uno de los elementos del hormigón; y como cada uno de éstos es mucho más rígido que el conjunto del hormigón (cuyos huecos permiten la deformación), la segunda probeta no se deforma apreciablemente.

A pesar de que este experimento se llevó a cabo en 1934, la técnica de las presas de hormigón tardó bastante en sacar las oportunas consecuencias. Incluso cuando *Harza* en 1947 (B.12), publicó una amplia y razonada síntesis de lo que ya se conocía sobre este tema, hubo todavía algunos que mostraron seguir aferrados al empirismo anterior.

El comportamiento de un hormigón saturado plantea problemas muy distintos de las anteriores teorías sobre la grieta. Un elemento sólido de hormigón saturado está sometido en toda su superficie a la presión del agua envolvente. En un prisma vertical AB de ese elemento, la diferencia de presión entre los puntos A y B es igual a su altura  $Ah = AB$ . La integral de las presiones elementales dará, pues, una resultante vertical hacia arriba igual al peso del volumen del líquido ocupado por el elemento sólido (Arquímedes). Cada elemento del hormigón (gravas, arenas, granos de cemento) está sometido a una *boyancia* por efecto de las presiones intersticiales. Así es cómo actúa la presión interior en todos los puntos de la masa (como las tensiones elásticas) sin necesidad de la formación de una grieta.

Esto se refiere a las presiones en estado de reposo: Pero si el sólido se encuentra en suspensión en medio de un líquido en movimiento, la corriente lo contorneará y ejercerá sobre él una fuerza con dos componentes vertical y horizontal que se sumaran al empuje vertical de boyancia, dando una resultante ascendente, según los casos la Resistencia del sólido se traduce en una pérdida de carga. Todos estos principios conducen al análisis de la red de corriente con interesantes consecuencias, que se tratan a continuación. (Canovas del Castillo, 2018, pág. 105)

## F. Red de corriente.

Cuando el agua filtra a través de un dique permeable, se forma en su interior una red ortogonal de líneas: las de corriente, que marcan las trayectorias de las partículas de agua, y las equipotenciales. El paso de la línea de corriente de una equipotencial a la siguiente señala la pérdida de carga producida en el recorrido por el rozamiento con las partículas sólidas. La línea de corriente superior es la línea de saturación; por debajo de ella todo el dique está sometido a presiones intersticiales; sobre ella no hay corriente, ni agua.

En una presa de hormigón saturada se forma también una red de filtración; los taludes son más escarpados y la permeabilidad muy baja, pero los principios son los mismos. Al ser el hormigón muy poco permeable, el caudal filtrado es muy bajo y puede resultar inapreciable, por evaporarse inmediatamente a su salida. (Canovas del Castillo, 2018, pág. 105)

## G. Consecuencias del análisis de la red

Una primera consecuencia de la red es la forma de producirse el empuje en una presa saturada. El agua que filtra produce, como sabemos un esfuerzo de rozamiento en cada punto en una dirección tangente y con una intensidad proporcional a la pérdida de carga, esto es, al gradiente. Luego el empuje no se ejerce en el paramento, sino a lo largo. El empuje haría un efecto similar al hidrostático directo sobre el paramento, aunque repartido a lo largo de las líneas horizontales. Pero en la red A se advierte que el empuje se desvía hacia abajo y ejerce una fuerza vertical en ese sentido; esa fuerza vertical es la equivalente al área comprendida entre la curva  $a_0M_0b$  y la recta  $a_0b$ , que es lo que disminuye la supresión de B a A.

También es de notar el efecto que pueden producir las juntas transversales que se dejan en una presa de gravedad para evitar agrietamientos por contracción de fraguado o térmica. Estas juntas que se espacian unos 15 m entre sí, atraen también la filtración y pueden incurvar hacia ellas las l.d.c. disminuyendo la supresión en la base, puesto que la integral de la supresión sería la suma de las leyes 01, 02, ... a lo largo de las líneas de corriente 1, 2, ... de la planta. La integral en toda sección dará una ey media OP4 más reducida y deprimida que la resultante de una filtración en planos paralelos al paramento (D), que es la que se daría si las juntas fueran impermeables, y cuya integral sería como una de las leyes según el caso.

Antiguamente se pintaban estas juntas con un producto bituminoso, para facilitar su despegue. En la actualidad se ve que es mejor que la superficie de la junta sea permeable. La impermeabilidad respecto al agua del embalse se consigue colocando aguas arriba un elemento flexible e impermeable transversal al plano de la junta (§ 30.10). En cuanto a facilitar el despegue entre ambos bloques, basta dejar la superficie sin tratar, tal y como resulta al desencofrar.

Otra observación curiosa: en una presa de contrafuertes, las cabezas aguas arriba tienen la forma en planta se da al paramento la forma curva o poligonal para hacer converger las isostáticas y evitar tracciones y los esfuerzos de rozamiento dan unas componentes hacia afuera, pudiendo provocar tracciones. Un posible remedio sería poner un dren vertical de cierto tamaño en el centro de la cabeza para desviar hacia él las l.d.c. y convertir los esfuerzos en compresiones o, al menos, disminuir las tracciones. (Canovas del Castillo, 2018, pág. 108)



## H. Posibilidad de saturación de una presa.

Todo lo anterior presupone una presa saturada, pero ¿llegará a estarlo? El cálculo del tiempo de purificación de una presa, dado el bajo coeficiente de permeabilidad del hormigón ( $\sim 10^{-3}$  cm/s), aun suponiendo el embalse continuamente lleno, da varios años. Con la natural oscilación de nivel, el plazo sería aún mayor.

Sin embargo, hay causas que aceleran el proceso: las posibles grietas, las juntas de construcción, las zonas de defectuosa ejecución, son posibles vías de penetración del agua; pero, además, el hormigón tiene ya agua de origen por el amasado y curado. Por todo ello, el tiempo real puede ser menor que el teórico, por lo que es necesario tener en cuenta esta posibilidad, aunque tarde en producirse, y adoptar las medidas oportunas. Basta observar las presas antiguas sin sistema de drenaje controlador de filtraciones que, con raras excepciones, tienen mojado el paramento aguas abajo, para convencerse de que este efecto acaba por producirse (y no sólo en las presas antiguas, sino en otras que no lo son). En cuanto a las presas de contrafuertes, es obvio que, dado el corto recorrido de la filtración, la cabeza estará normalmente saturada, salvo que se drene como se dijo. En cambio, los contrafuertes están bien drenados por sus caras laterales. (Canovas del Castillo, 2018, pág. 115)

## I. Control de la subpresión

La acción de la presión intersticial es inevitable en un plazo más o menos corto y se trata de un efecto de gran repercusión en la estabilidad, por lo que se hace absolutamente necesario tomar medidas para reducir y limitar su acción. Desde el punto de vista estricto de las presiones intersticiales, la presa ideal estaría constituida por una zona A muy impermeable y otra B

muy permeable. Las líneas de corriente se refractarían en el contacto cd y caerían bruscamente por efecto de la succión de la zona drenante B. La ley de presiones en la base sería como la a'c'b, y tanto más débil en el tramo cb cuanto menor fuera  $K_A/K_B$ .

Un intento que se cita a título histórico es la llamada pantalla de Levy consiste en adosar al parámetro aguas arriba un forjado con bovedillas (a) o losas con agujeros (b) que reciban directamente la presión del agua, que se transmitirá al paramento de la presa a través de los nervios. agua que pueda filtrar a través de la pantalla será drenada por los agujeros y recogida a su pie en una galería inferior; al no haber contacto directo entre el agua del embalse y la presa, ésta no sufre la presión intersticial ni la filtración, sino sólo el empuje hidrostático transmitido por la pantalla.

Pero este dispositivo adolece de un defecto fundamental: la gran diferencia de rigideces de la presa y la pantalla, que dará lugar a un despegue de ésta por esfuerzo cortante, además de la propia debilidad de la pantalla, que producirá grietas, con peligro de deterioro progresivo y final ineficacia. Los ensayos hechos no han dado resultado, aunque en algún caso más reciente se ha vuelto a usar un dispositivo de filosofía similar - aunque más reforzado y parecido a la forma cerrada (b)- en el refuerzo de presas antiguas sin sistema de drenaje. (Canovas del Castillo, 2018, pág. 130)

## **J. Principios sobre drenaje**

Las ideas anteriores sirven para acercarnos a la solución práctica, que ha de ser de compromiso: conformarse con una reducción menos intensa de la subpresión para mantener las debidas condiciones de resistencia y durabilidad.

Si en vez de una pantalla exterior, se dejan a una corta distancia del paramento una serie de pozos verticales equidistantes entre sí, las l.d.c. serán atraídas hacia ellos, buscando el mínimo recorrido de filtración (máximo gradiente). Se representa en planta el campo afectado por uno de los pozos. Las líneas d.c. 1, 2, 3, son desviadas hacia éste; las 4 y 5 sufren una ligera desviación por influencia de las anteriores, pero no llegan a encontrar el pozo, y siguen hasta el paramento agua abajo.

El efecto es similar al del pozo en la cabeza de un contrafuerte y al de las juntas: en las líneas 0, 1, 2, 3 la presión interna pasa de la máxima a cero en una corta longitud, mientras que en las 4 y 5 ese descenso se hace en toda la longitud entre paramentos; como consecuencia, queda libre de presión el área rayada. No se ha conseguido suprimirla totalmente, pero sí reducirla.

La intensidad del drenaje depende del diámetro de los pozos, de la distancia entre ellos y de la distancia al paramento. La ley de presiones de se suele expresar con dos recetas, en el caso más general, aunque menos frecuente en que, además del nivel de agua  $H_1$  en el embalse, haya aguas abajo un nivel de agua  $H_2$  la presión en el plano de drenes, según la guía nº 2, puede tomarse igual a. (Canovas del Castillo, 2018, pág. 123)

$$H_2 \frac{H_1 - H_2}{3}$$

### **2.2.11. Disposición y dimensiones de los drenes.**

Por ello, en la práctica, los pozos se sustituyen por drenes de diámetro relativamente reducido y a distancias moderadas, con una relación en general:

$$\frac{\text{diámetro}}{\text{distancia}} < 0,05$$

El *diámetro de los drenes* suele estar entre 7,5 y 20 cm. No debe bajarse del mínimo, porque el dren se obstruiría con facilidad; los diámetros más usados son los de 7,5 cm (3 pulgadas) y 10 ó 12,5 cm. Es raro sobrepasar este último, porque ya se dijo que es más efectiva la proximidad que el diámetro, y basta que éste sea el suficiente para que el dren no se obstruya.

Los drenes pueden hacerse con un encofrado de tubo o perforándolos posteriormente; hoy día se prefiere esto último, que es más económico y también puede aplicarse cuando sea necesario aumentar el número de los ya existentes. Durante cada fase de construcción de la presa hay que tener cuidado de que los drenes parcialmente hechos queden tapados, para impedir que se obstruyan con papeles, tierra, piedras y demás desperdicios de la obra. Deben tenerse preparados unos tapones troncocónicos de madera o cartón, para evitar hacerlo -como a veces se hace, más chapucera-mente con trapos.

Los drenes de esos diámetros tienen la ventaja adicional de poder usarse, si fuera necesario, para inyectar la presa. En ese caso deben lavarse con agua limpia al terminar la inyección, antes de que fragüe ésta, para dejar el dren útil para una inyección ulterior, sin necesidad de reperforarlo.

La *distancia entre ejes de drenes* depende del caso. Una distancia normal son 3 m; más, disminuiría mucho el efecto del drenado. Cuando se precisa un drenaje intenso más normalmente por causa de la cimentación- puede reducirse a 2 m o incluso a menos; es excepcional llegar a 1 m y más aún bajar de esta distancia, y cuando ocurre suele limitarse a zonas muy concretas de roca débil.

Lo normal es poner los drenes a 3 m y luego, si las condiciones lo aconsejan, se intercalan otros por perforación. En los casos en que se

conozca de antemano la necesidad de un drenaje más intenso, en general, o en zonas concretas, se da inicialmente una distancia menor, por ejemplo, 2 m ó 2,50 m.

La disposición en planta suele ser la que venimos suponiendo, esto es, en un plano vertical, pero también se ponen a veces en dos paralelos a corta distancia (del orden de 1 m) y entonces se suelen colocar al tresbolillo, esto es, formando triángulos en planta. La doble fila suele estar indicada cuando la distancia entre drenes es bastante menor que la normal. (Canovas del Castillo, 2018, pág. 145)

#### **2.2.12. Red de drenaje y vigilancia**

Si se hicieran los drenes de arriba a abajo de la presa, resultarían excesivamente largos para poderlos revisar y limpiar. Como, además, conviene tener un acceso al interior de la presa para observarla y, eventualmente, inyectarla, ambas necesidades llevan a establecer una serie de galerías horizontales a las que van a parar los drenes. Estas galerías se ponen a distancias verticales de 15 a 30 m, y normalmente unos 20 m. Con esta equidistancia se puede lograr los drenes estén perfectamente rectos cada dos galerías, con lo que el control de su limpieza es fácil, por ejemplo, poniendo una luz en un extremo y mirando por el otro, y lo mismo el desatascarlo, caso necesario por medio de varillas.

Las galerías sirven también para recoger el agua que filtra por los drenes; entre ella y la inmediata superior. A esos efectos llevan unas cunetas. Naturalmente, las galerías han de tener unas salidas al exterior, y por ellas sale el agua de filtración. Gracias a esta recogida de agua entre dos galenas no sólo se fracciona el caudal, sino que se sabe de dónde procede e incluso se ve si uno o varios drenes dan una filtración excesiva, pudiéndose tomar entonces la decisión de inyectar esa zona.

Las secciones normales de estas galerías, hasta hace unas décadas se hacían en general de dimensiones más bien estrictas, para el paso de

hombres e inyectoras reducidas, pero en las grandes presas modernas se tiende a hacerlas aptas para el tránsito de vehículos ligeros.

En las presas pequeñas o medias se siguen usando las galerías de dimensiones reducidas, así como en las bóvedas, por su menor espesor; en estas últimas pueden ser indicadas las formas ovales, que distorsionan menos las tensiones. En las mayores hay tendencia hacia las formas rectas, más simples, incluso sin bóveda, armando el dintel y, a veces, toda la sección.

Los drenes se insertan en las galerías en su pared aguas arriba, normalmente, pero algunos prefieren hacerlo en clave. Así se ven y se limpian mejor, pero suelen ser más molestos, porque el agua cae sobre los vigilantes; este inconveniente se puede paliar con una manguera o tubo que la desvíe.

Es aconsejable poner un tapón a los drenes en su parte superior para evitar la caída de materias que pudieran ensuciarlos u obstruirlos. La boca inferior, en cambio, deberá estar siempre libre, por evidencia funcional. Se exceptúan los drenes de la galería inferior, cuya única salida es por su boca superior; ésta debe estar siempre descubierta. Para evitar su obstrucción sin dejarla tapada, se puede poner una cubierta con agujeros laterales.

*Los drenes deben prolongarse bastante en la roca, llegando en algunos casos hasta una profundidad igual a la altura de la presa y como mínimo un 15 % de ella. Así se drena todo el apoyo de la presa y se asegura su estabilidad. Es rechazable interrumpir los drenes en la galería inferior, pues se deja de tratar la parte más interesante, que es el cimientado. Los drenes pueden acabar todos en las mismas profundidades menores, en series alternadas de dos o tres.*

El plano de drenes se suele colocar a una distancia de  $\sim 1,50$  m del paramento aguas arriba en la coronación. Como el talud suele tener 0,05, si la presa tiene 100 m de altura, la distancia resulta de 6,50 m en

su pie. Esta es otra ventaja de un ligero talud aguas arriba: dar espesores crecientes hasta la pantalla de drenes al aumentar la presión hidrostática, como parece lógico. Si el parámetro fuera vertical, la distancia (uniforme en este caso) debe ponerse de  $-0,05H$ , para que tenga el debido espesor en el punto más bajo o mejor, retranqueando los drenes al pasar de una galería a la siguiente, en la forma indicada, para obtener una distancia variable al embalse.

Los drenes se completan en la roca con un rastrillo de inyecciones situado inmediatamente aguas arriba de aquéllos. El objeto es el mismo es: crear una zona impermeable para dificultar el paso de agua y detrás un drenaje para atraer a la que, a pesar de ello, pudiera haberse filtrado, impidiendo presiones internas elevadas. Si solamente se pusieran los drenes, bajarían estas presiones, pero se atraerían excesivamente las filtraciones, pudiendo producir un lavado en las diaclasas o fracturas de la roca con efectos que podrían ser contraproducentes. Gracias a la inyección, ésta rellena la mayor parte de los posibles caminos de filtración, con lo que se empieza por dejar ésta anulada o muy reducida, obligándola a dar un rodeo y perder carga; después, los drenes reducen la presión. El resultado es similar -aunque atenuado- al que pretende la pantalla de Levy.

Hay que procurar que la pantalla de inyecciones quede fuera del plano de drenes, pues si no, éstos pueden no hacer efecto. Si se viera que en la situación prevista los drenes eran ineficaces por estar en zona impermeabilizada, convendría hacer otros inclinados hacia agua abajo para que drenen la zona no impermeabilizada. Estos drenes se perforarían desde la galería inferior.

Una sección por el plano de drenes se representan los drenes en ciertas zonas, para evitar confusión en el dibujo. Se señalarán unas interesantes particularidades.

En primer lugar, lo mismo que los drenes han de profundizarse verticalmente en el terreno, las galerías han de penetrar horizontalmente en la roca. Una buena regla en lo posible es llegar con cada galería hasta la vertical (RR') de la intersección (R') del inmediato superior con el terreno. De esta forma se logran varias ventajas:

- a. Se recoge el agua de los drenes comprendidos entre ambas galerías, no solo en la parte de presa sin incluso en la zona de roca.
- b. Se puede drenar e inyectar una zona de roca más profunda sin prolongar excesivamente la longitud de cada taladro.
- c. Se puede observar la roca desde el interior y, eventualmente, tratarla con drenes o inyecciones suplementarios.
- d. Si en un cierto momento de la vida de la presa se ve la necesidad de prolongar alguna de las galerías, puede hacerse sin dañar con el explosivo las cimentaciones, ya que las más próximas estarán 20 ó 30 m por encima. Esto no obsta para excavar con las debidas precauciones, pero éstas serán mucho menores si la galería está ya dentro del terreno que si hubiera que partir del contacto de hormigón y roca.

En algunos casos podría resultar contraindicada la profundización de las galerías si pudiera debilitar la roca. Si así fuera, convendría acudir, en sustitución, a una galería perimetral, de la que luego se trata.

Los drenes han de penetrar en el terreno, como ya se indicó. Si se adopta una disposición escalonada para el remate de ellos (como alrededor de Q) puede completarse con un abanico de inyecciones y drenes, que suele hacerse en los extremos de las galerías. Otra forma de conseguir una transición continua es como en R y S, haciendo los drenes con profundidad variable.

No siempre se pone, pero es muy recomendable y, en ocasiones, imprescindible (cuando el terreno exige un perfecto control de



presiones). También se hacen a veces pozos verticales como el ZZ cuando hay una zona que hay que cuidar particularmente. Evidentemente, las galerías o pozos profundos han de ir acompañados de bombas para mantenerlos en seco y sacar sus filtraciones, y de la necesaria ventilación, para evitar la acumulación de gases nocivos (metano) que pueden causar accidentes.

Las galerías han de estar comunicadas con el exterior en uno o varios puntos cada una (bocas P, N, M) para entrar y salir el personal de vigilancia y sacar la cuneta de recogida del agua filtrada. También conviene estén comunicadas entre sí por galerías inclinadas (escaleras) EF o por pozos verticales con escaleras de pates (ABCDE). En este último caso los pozos no deben estar en un mismo vertical, sino con descansillos, para aliviar el uso de las escaleras, disminuir el efecto psicológico de profundidad y limitar la importancia de una caída.

Las galerías deben tener una suave pendiente hacia su salida, la necesaria para que las cunetas desagüen con amplitud un caudal normal presumible de filtración.

Cuando la ladera es de pendiente suave es difícil cumplir la regla dada sobre penetración de las galerías, porque éstas quedarían muy próximas a la cimentación del bloque adyacente, debilitándole. En esos casos, se prescinde de prolongar las galerías o sólo se hace en la longitud que sea factible.

Las faltas de galerías prolongadas se pueden suplir con una *galería* perimetral, sensiblemente paralela al cimient, que por su proximidad continua al contacto hormigón-roca y al terreno subyacente permite observarlo y tratarlo caso necesario. Aunque la galería perimetral tiene su mejor indicación en laderas suaves, puede usarse también en laderas de pendiente normal. Según sea ésta, podrá tener el suelo inclinado o en escalones, con algunos descansillos horizontales. Es obvio que estas galerías no son aptas para vehículos.

Por el contrario, cuando las laderas son muy abruptas (como suele ocurrir en las presas bóvedas) la regla antes dada es insuficiente y las galerías se pueden prolongar hasta la vertical del arranque de coronación e incluso más. (Canovas del Castillo, 2018, pág. 155)

#### **2.2.13. Medición de las presiones intersticiales.**

Por medio de los drenes también se puede medir la subpresión. Basta colocar un manómetro en la boca superior con un tapón roscado que cierre perfectamente. Así podemos comprobar si las hipótesis de subpresión hechas en el proyecto son correctas. Al taponar A, cesa de salir el agua por el dren y éste toma la presión que hay en la zona circundante (pues la roca entre dos drenes puede tener mayor presión que en el contacto con un dren).

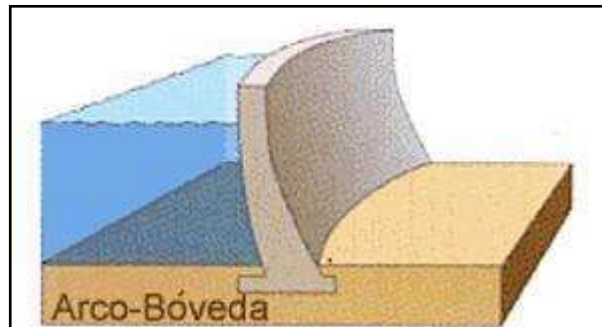
Las mediciones han de hacerse con los otros drenes sin tapar, para que funcionen normalmente, y se obtenga la presión en el dren observado en condiciones semejantes a las de funcionamiento. Esta forma de medir exige una aclaración sobre la manera de funcionar los drenes inferiores. Estos tienen que desaguar las filtraciones por arriba, como es lógico. La galería inferior suele desaguar por gravedad, a cuyo fin se pone normalmente por encima del máximo nivel normal del agua aguas abajo de la presa (en circunstancias breves y extraordinarias puede admitirse la inundación de la galería inferior). Pero en algunos casos en que se necesita un intenso drenaje, la galería inferior puede estar más baja que el nivel del agua a la salida, precisándose entonces bombas. (Canovas del Castillo, 2018, pág. 163)

#### **2.2.14. Presas arco**

Dada la finalidad de esta obra, un estudio completo de este tipo de presas (unas de las estructuras más complejas que se afrontan en ingeniería) excedería con mucho esos límites y propósitos, y tampoco sería necesario, pues se trata de un tema muy concreto y especializado, y que afecta a menos del 5 % de las presas (cuadro 2-1). Por ello, se

centra la atención en los conceptos básicos de proyecto y de comportamiento estructural; y en cuanto al cálculo, se complementa con la aplicación específica a estas presas del método de elementos finitos.

**Ilustración 12.** *Presa arco*



Fuente: (Structuralia Blog, 2020)

#### **2.2.15. Consideraciones previas**

La razón de ser de las presas aligeradas es la de lograr un mejor empleo del material que, en las macizas, está sometido a unas cargas por debajo de las que el hormigón puede resistir. A pesar de ello, las presas aligeradas siguen teniendo un empleo insuficiente del material, pues su forma de resistir por el peso obliga a dedicar un importante volumen de hormigón a este solo efecto. Un paso más rotundo en el empleo de una mejor *forma resistente* lleva a utilizar el arco. Esta es la forma resistente por excelencia, pues no sólo resulta muy adecuada para las cargas hidrostáticas su directriz puede aproximarse bastante al antifunicular de ellas, sino que, además, se adapta a resistir una gran variedad de cargas, lo que garantiza la seguridad ante eventuales imprevistos.

En las *presas arco* la forma cobra toda su importancia. El peso propio existe, sin duda, pero es una consecuencia del volumen resultante, no una necesidad fundamental, como en las de gravedad. Y en cualquier caso, la economía de volumen puede ser notable y muy superior a la de las presas de contrafuertes.

El arqueamiento de la presa se concibe esencialmente según secciones horizontales. Las secciones verticales pueden tener sus paramentos rectos, pero lo más frecuente es que sean curvos, aunque con menor curvatura. Por ello es usual la denominación de presa bóveda, dado que la mayor parte de las presas arqueadas lo son tanto horizontal como verticalmente.

La doble curvatura es conveniente para mejorar la resistencia; pero, además, resulta casi automáticamente al tratar de ajustar al terreno los arcos óptimos: lo que ocurre es que podemos forzar a nuestra conveniencia (dentro de ciertos límites) la curvatura vertical para disminuir ciertos efectos y mejorar otros, según se verá más adelante. Con esta doble curvatura se dispone de más libertad de proyecto, al ser doble el juego de parámetros manejables. Al arquear la presa se consigue que, gracias a su forma, transmita el empuje hidrostático a los estribos. Es obvio y esencial que éstos han de poder resistir ese empuje transmitido para que sea factible la presa.

#### **2.2.16. Proceso del proyecto**

La complejidad del proyecto de una presa bóveda fuerza a realizarlo | etapas sucesivas. En una primera fase hay que definir una estructura que se adapte adecuadamente a la cerrada con unas dimensiones (espesores) previas aproximadas; y en una segunda, comprobar su comportamiento resistente y rectificar las formas o dimensiones previas según lo aconsejen los resultados de esta comprobación. El proceso es iterativo: la estructura previa obtenida con criterios simples no se ajustará en algunas zonas a las tensiones requeridas, sea por defecto resistente o por exceso de dimensiones, lo que indicará en qué sentido son aconsejables las correcciones. Hechas éstas, procede una nueva comprobación tensional que puede exigir nuevas correcciones, y así se procederá hasta conseguir un satisfactorio plexo tensional. Logrado éste, la estructura se completa en sus detalles de apoyos, coronación, etc., y de los desagües que afecten a la presa.

La primera fase se llama de encaje de la presa en la cerrada. Como se trata de una definición preliminar, se hace sobre hipótesis simples para lograrla cuanto antes. La comprobación ya se hace con métodos más complejos y fiables. Para reducir al mínimo el proceso iterativo citado las primeras comprobaciones suelen limitarse a los sistemas de carga normales, y una vez lograda una estructura adecuada, se comprueba para las combinaciones de cargas accidentales y extremas, rectificando si procediera.

#### **2.2.17. Encaje previo de la presa**

Aunque la presa bóveda es una estructura tridimensional, su trabajo resistente reside básicamente en su efecto arco. Por ello, en principio, puede considerarse constituida por una serie de arcos horizontales de 1 metro de altura, cada uno de los cuales está sometido en su trasdós a una presión uniforme del agua igual a la profundidad bajo la superficie. En realidad, al estar trabados unos arcos con otros por la coherencia del material, hay una interdependencia que hace trabajar a la estructura como un conjunto, por lo cual cada arco resiste una parte del empuje de su propia franja y transmite el restante al resto del conjunto, recibiendo también de él otras cargas por efecto recíproco. Pero en primera aproximación puede suponerse esa hipótesis simplificadora. Para un arco situado a una cota dada se fijan primero sus puntos de apoyo A y B en las laderas y con ellos la longitud L de la cuerda. Los puntos A y B han de estar suficientemente profundos en el terreno para que los arcos queden bien empotrados y sean estables contra el deslizamiento. Por tanto, la cuerda AB no es la definida por la línea de nivel del terreno, sino la que cumple la condición dicha.

Con esa cuerda se pueden trazar un número ilimitado de arcos, de los que hay que elegir uno que cumpla una serie de condiciones contradictorias. En

principio, cuanto más abierto es el ángulo, tanto mejor trabaja el arco, y por tanto menor es su espesor, pero a cambio, mayor es su desarrollo.

Entre  $110^\circ$ ,  $150^\circ$  ambos efectos se compensan aproximadamente, por lo que son los óptimos desde el punto de vista económico. Dentro de este margen de ángulos convendría, en lo posible, acercarse más a los más abiertos, para lograr arcos más flexibles y adaptables a cargas variadas, pero otra condición muy importante suele limitar esa tendencia, que es la incidencia en los estribos, para asegurar la estabilidad frente al deslizamiento.

Se hizo notar que una incidencia muy oblicua del arco en la ladera podría ser peligrosa, sobre todo si hay diaclasas desfavorablemente dispuestas. Recuérdese también el negativo efecto de la presión intersticial que, al disminuir la componente normal, hace más oblicua la resultante, disminuyendo la Resistencia al deslizamiento, efecto agravado por la también posible disminución de cohesión y ángulo de rozamiento del material de relleno de las diaclasas.

Es normal habitual suponer que las compresiones se transmiten en la roca a través de un cono de semiángulo  $30^\circ$ , por lo que hay que hacer que aparte exterior del macizo de apoyo quede comprendida dentro de ese ángulo. Si las líneas de nivel son sensiblemente paralelas al eje del cauce esa condición conduce a una incidencia mínima de  $30^\circ$  con la superficie (máxima de  $60^\circ$  con la normal) y un ángulo máximo de  $120^\circ$  para los arcos, con una incidencia de  $35^\circ$  se tendría un ángulo central de  $110^\circ$ , que es satisfactorio. El Bureau of Reclamation, por otra parte, considera como activa la roca hasta la recta que forma un ángulo de  $15^\circ$  con el eje del arco. Empotrando más los arcos en los estribos puede lograrse un aumento del ángulo central cumpliendo las condiciones dichas; por eso, y sobre todo para apoyar en roca consistente y no de comprimida, es siempre aconsejable empotrar profundamente los arcos en la roca. Por todo ello, en las laderas paralelas los ángulos suelen ser del orden de  $90^\circ$ .

Si las laderas son convergentes es más fácil lograr ángulos mayores en el centro con incidencia favorable en los estribos, y además se cumplen

las condiciones de roca activa con mayor holgura. Por eso conviene tratar de encajar la presa en una cerrada convergente siempre que sea posible. Una presa estribada en laderas consistentes y convergentes (aunque no lo sean mucho) y bien empotrada en la roca tiene la máxima garantía de resistencia.

La mayoría de los fallos o problemas que se han dado en las presas bóveda (pocos, afortunadamente) han tenido su origen en defectos de la estribación por lo que a ésta debe dársele absoluta prioridad. Sólo en segundo lugar hay que procurar la mayor curvatura, que contribuye al buen trabajo de los arcos su adaptación al sistema de cargas variable y a la economía del material. La bóveda forma un todo con sus apoyos, y es la resistencia de ese conjunto estructural la que cuenta.

#### **2.2.18. Arcos policéntricos y no circulares.**

Para resolver el antagonismo entre la curvatura de los arcos y su debida incidencia en el terreno hay soluciones que permiten compaginar ambas, utilizando arcos con directrices de curvatura variable, de forma que ésta sea máxima en el centro y más suave en los estribos; por ejemplo, con arcos circulares de tres o más centros (y radios). El arco total CD puede tener una buena flexibilidad gracias a la parte central de mayor curvatura AB (centro O), con dos zonas extremas CA y BD próximas a los estribos con centros respectivos en O' y O'' y mayores radios, con lo cual la incidencia en las laderas puede ser la adecuada, conjugándola con la economía y flexibilidad de los arcos.

Un efecto similar se consigue también empleando directrices distintas del arco de círculo: elipse, parábola, etc. En estos casos se consigue una variación continua de la curvatura, siendo máxima en el centro (vértice de la parábola o vértice del eje mayor de una elipse) y más suave en arranques, para lograr el doble objetivo de flexibilidad y buena incidencia en apoyos. También se usa la espiral logarítmica, que da una curvatura uniformemente creciente de arranques a clave.

Los arcos de curvatura variable, además, se ajustan mejor al antifunicular de las cargas reales del funcionamiento tridimensional, pues en las zonas próximas a los estribos las ménsulas verticales toman más parte del empuje hidrostático, como se verá.

### 2.2.19. Espesores de los arcos

Definidas las directrices de los distintos arcos, queda por fijar sus espesores. En teoría deberían fijarse suponiéndolos con un cierto grado de empotramiento en sus extremos, y así puede hacerse. Pero se trata de un dimensionamiento previo con hipótesis de carga bidimensionales no correctas, por lo que es preferible calcular los arcos con un método más simple y rápido. Por ello, puede emplearse la fórmula de los tubos delgados:

$$e = \frac{hR}{\sigma}$$

Siendo  $e$  el espesor,  $R$  el radio del trasdós,  $h$  la profundidad a la que está el arco por debajo del nivel máximo del embalse y a la carga de trabajo. (Atención a la uniformidad de unidades.) Esta fórmula está muy lejos de representar la forma de trabajo de los arcos de la presa, pues sólo es válida para formas circulares cerradas con cargas radiales uniformes y sin coacción, en cuyo caso la curva de presiones internas (definida por los puntos de aplicación de la resultante en las distintas secciones) coincide con la directriz del arco. Pero los de una presa se empotran en las laderas y reciben de éstas unas reacciones y momentos que distorsionan la línea de presiones internas, que pueden generar tracciones, y compresiones superiores al doble de la media. Además, la tridimensionalidad reparte la presión hidrostática de manera no uniforme. Pero este cálculo previo de espesores no tiene más objeto que obtener una primera definición de la estructura para someterla a comprobación con un programa que tiene en cuenta el efecto tridimensional. La rectificación de espesores con él es fácil y rápida, por lo que un proyectista avezado incluso puede definirlos por intuición para



empezar. El que no lo sea, puede aplicar la fórmula de los tubos que, pese a su incorrección, tiene la ventaja de 1 su sencillez, tomando como valor de la tensión de trabajo a la mitad o menos de la admisible para corregir el efecto de la flexión. Si la directriz es de  $M$  curvatura variable, el espesor puede calcularse para la zona de menor radio, y definir el resto con los criterios que se dan en § 10.15. En la coronación, la presión hidrostática es nula, pero el espesor debe tener un mínimo para el paso de vehículos o, al menos, para peatones; con ello se tiene también en cuenta desde el principio que en el trabajo tridimensional los arcos superiores reciben un empuje procedente de las ménsulas verticales, como se verá en el §10.13. Lo fundamental para el proyecto de una bóveda es la adecuada definición de las directrices de sus arcos y la óptima combinación de la correcta incidencia en los estribos y la máxima curvatura posible, lo que puede lograrse con arcos de curvatura variable. Los espesores de este tanteo previo pueden corregirse en fases sucesivas, pero la definición de la forma de la presa y su encaje en el terreno, aunque también susceptibles de rectificación, conviene sean lo más acertados posible desde el principio.

#### **2.2.20. Cerradas en u: presas arco-gravedad.**

En una cerrada con sección transversal en forma de U -esto es, con un cierto ancho en la parte inferior la cuerda de los arcos vana relativamente poco desde la coronación hasta el cauce; como consecuencia, los ángulos en el centro y los radios también variarán poco y los primeros pueden mantenerse entre los límites óptimos para cumplir la doble condición de curvatura y debida incidencia. En algunos casos la presa puede quedar constituida por una sección transversal constante con un eje de revolución, con paramentos curvos o rectos. De ello resulta una fácil definición geométrica y una mayor simplicidad de los encofrados.

Un caso particular son las presas arco-gravedad, con un ángulo en el centro en general inferior a  $90^\circ$ , por lo que no suelen plantear problema

de incidencia en los estribos. A cambio, su poca curvatura sólo les permite absorber parte del empuje hidrostático, por lo que es preciso que colabore también el peso, lo que les hace *ser más gruesas* y, al serlo, no se prestan, ni es necesario, a curvaturas variables. *Normalmente* tienen un perfil triangular, como las de gravedad pura, pero con *taludes más encrespados*, del orden de 0,4 a 0,6 (suma de ellos), gracias a la *colaboración de los arcos*.

### 2.2.21. Encaje de una bóveda en una cerrada en v

Formula de los tubos con la presión debida a su profundidad bajo el agua (a embalse máximo) aplicada en esa franja de 1 m. Se dibuja el arco completo en planta, terminándolo sin más en dos radios en ambas márgenes, dejando para una fase de detalle posterior (cuando ya se haya decidido el encaje definitivo) la fijación del mayor o menor empotramiento en la roca, conforme diremos más adelante.

Como las cuerdas van disminuyendo de arriba a abajo, una vez elegido un cierto margen de ángulos para los arcos, es evidente que el radio de éstos también irá disminuyendo al bajar. En general, va aumentando también el espesor, aunque esto no es fijo, pues depende del producto cuerda x presión.

- a. El arco inferior A'B'D'C" es suficientemente más grueso que el CABD y permite que los paramentos C'D' y A'B sean totalmente exteriores proyección del arco superior (a).
- b. El arco inferior no permite esto y no hay más remedio que admitir c parte de uno de los paramentos corte a la proyección vertical de algún, de los paramentos del arco superior, creándose entonces un desplome el paramento aguas abajo (b) o aguas arriba (c). Se comprende que algún caso, para suavizar este efecto, convenga promediario entre los de paramentos, para lo cual basta correr el centro del arco.

De aquí se deduce que al tantear una presa bóveda puede ser forzoso admitir desplomes. Estos pueden ser incluso convenientes, según veremos más tarde, pero si se quiere, pueden suprimirse o suavizarse de las siguientes formas:

- a. Haciendo más gruesos los arcos que provoquen este efecto, con la consiguiente repercusión económica y una mayor rigidez, lo que puede no convenir.
- b. Empleando arcos de curvatura e inercia variables, lo que ya hemos visto es conveniente y práctica muy generalizada.
- c. La 10-9a, según un plano radial cualquiera de la 8a.
- d. La 10-9b, en un plano radial en zona de clave de la 8b.
- e. La 10-9c, en un plano radial en la zona de arranques de la 8c.

Luego se comentarán los efectos estructurales de los desplomes, pues ahora sólo tratamos de su aparición por efecto del encaje.

### **2.2.22. Apoyo en los estribos**

Además de lo ya dicho sobre la incidencia, los arcos han de empotrarse perfectamente en la *roca sana*. No debe contarse con la roca superficial que, en general, está descompuesta o de comprimida y diaclasa. Después de prescindir de esta zona de poca resistencia, todavía deben adentrarse los arcos en la roca de forma que encuentren una buena «caja» en ella.

Se insiste: debe escatimarse el buen encaje de los arcos en el estribo rocoso. Del buen apoyo de una presa bóveda depende fundamentalmente capacidad resistente y de nada valdría una estructura perfecta con «pies de barro». En cambio, una presa bien estribada es capaz incluso de subsanar inconvenientes importantes de la estructura y resistir solicitaciones extraordinarias no previstas.

La forma en arco, *en efecto*, tiene una gran capacidad de adaptación a sistemas cambiantes de cargas, incluso bastante distintos del que ha servido su cálculo. Para cada sistema de cargas se forma en el arco una línea interna de presiones que actúa como antifunicular; y si en un caso extremo esa línea se acercase mucho al trasdós de clave y al intradós en arranques, podrían formarse zonas agrietadas, pero quedará un arco activo o resistente (en blanco) con una directriz distinta de la teórica y con un espesor *reducido*, pero sometido todo él a compresión y, por tanto, con gran capacidad de resistencia. Es obvio que al cambiar el sistema de cargas variaría el arco activo, pero se comprende que dentro de un mismo arco caben innumerables arcos activos y, por tanto, la posibilidad de resistir sistemas de cargas muy distintos. Y esto tanto más cuanto el arco tenga mayor curvatura, que es de las razones para procurar esta, mientras no se oponga a la buena incidencia en el escribo.

Todo esto demuestra el gran margen de que dispone la estructura por su

forma, pero presupone que los esfuerzos transmitidos puedan ser resistidos por

los apoyos. De aquí la gran importancia de asegurar estos, lo que plantea los

siguientes problemas, algunos de ellos ya conocidos:

### **1. Estabilidad al deslizamiento, que exige:**

- I. Una incidencia adecuada, para evitar el arranque de una cuña peligrosa
- II. Una cierta profundidad de empotramiento, para hacer mayor el volumen de la posible cuña deslizante, alejarse de posibles diaclasas superficiales y apoyar en roca más sana y no de comprimida;
- III. Un drenaje adecuado del escribo para disminuir las presiones intersticiales que rebajarían la componente normal en detrimento de la estabilidad.

- IV. Eventual tratamiento por inyecciones o incluso en algunos casos sustitución del material de relleno de las diaclasas para aumentar cohesión y el coeficiente de rozamiento.

## **2. Debida resistencia de la roca a la compresión.**

Si las cargas transmitidas son muy elevadas o si, a causa de la excentricidad de la resultante en el apoyo, la diferencia de compresiones es muy grande puede ser aconsejable poner una zapata, que al proporcionar una base mayor disminuya las tensiones y centre la resultante, haciendo aquéllas más regulares y disminuyendo los esfuerzos cortantes que, como es sabido, son proporcionales al gradiente de las cargas normales; además, al centrar la resultante puede hacerse desaparecer las tracciones o al menos disminuirlas. Esazapata se extendería a todo el contorno de la presa, constituyendo un zócalo de apoyo. Este se llama muy corrientemente pulvino entre los presistas, por ser un término italiano que ha tenido universal aceptación, quizá gracias a su sonora fonética.

En algunas presas italianas se combina este pulvino de apoyo con una junta entre él y la bóveda, al objeto de permitir mayor libertad de movimiento a ésta. Esta junta perimetral (giunto perimetralé) ha sido discutida fuera de Italia, pero los ingenieros italianos responden con un buen argumento: las presas que la tienen se han comportado bien, incluso con seísmos. De hecho, varias presas se fisuran en esas zonas.

### **2.2.23. Estribos de gravedad**

El contorno de estribación de la presa conviene sea lo más uniforme posible, para que la luz de los arcos, de la que depende la curvatura, varíe moderadamente con la altura, porque las variaciones bruscas de curvatura pueden originar fuertes esfuerzos cortantes. Asimismo, conviene la mayor simetría posible de la presa, porque la disimetría se traduce en esfuerzos cortantes y de torsión, como luego se verá.

(Aunque una bóveda rara vez será simétrica respecto al sol y, por tanto, para las deformaciones térmicas.)

Sin embargo, las cerradas no siempre son de pendiente uniforme ni simétricas. El zócalo puede cumplir la misión de uniformar o geometrizar el contorno, en el que la cerrada, se abre a partir de ciertas cotas en cada margen. En esos casos, si la necesidad de aprovechar al máximo las posibilidades de embalse lleva a coronar la presa por encima de los puntos de discontinuidad puede conseguirse una bóveda con las condiciones requeridas complementando las laderas con estribos artificiales que son presas de gravedad. Estas trabajan sometidas, por una parte a empuje hidrostático del embalse con el que están en contacto directo; pero, además reciben el empuje de los arcos, que es importante, pues es la resultante de la totalidad del empuje hidrostático sobre la mitad de la bóveda. Por ello conviene disponer los estribos en la forma (b), para que el empuje de los arcos sea sensiblemente paralelo a la coronación del estribo, al objeto de transmitirlo a la roca por compresión, evitando sobrecargar el empuje sobre el estribo con una fuerte componente transversal que se añadiría al empuje que recibe directamente del agua.

Sin embargo, hay casos en los que se adopta la disposición (c), a pesar de que en ésta hay una componente transversal del empuje. Esta disposición tiene la ventaja de permitir una mayor curvatura de los arcos. Si la disposición (b) no es posible más que costa de unos arcos muy rebajados, puede ser conveniente la (c), pues el mayor volumen de estribos puede venir compensando con la disminución de la bóveda.

Como siempre, debe estudiarse la estructura y la economía conjunta para decidir. Y dimensionar los estribos teniendo en cuenta la acción combinada de los empujes directos y transmitidos por los arcos, pues aquéllos, aunque resisten por su peso, tienen un trabajo más complejo que el de las presas de gravedad, cuyos empujes están todos en planos

normales a la coronación. En el 10.17 se comentarán otras soluciones para estos casos.

#### **2.2.24. Presas de bóvedas múltiples**

Las *presas de bóvedas múltiples* han sido ya citadas en lo que concierne a los contrafuertes. En cuanto a las bóvedas, éstas cumplen simultáneamente, sin conflicto, las dos condiciones de gran curvatura y buenaincidencia en los estribos. Como éstos son artificiales, las bóvedas se apoyan en ellos con la incidencia adecuada. Por la misma causa, los ángulos suelen ser de  $180^\circ$  o al menos bastante abiertos, cuando apoyan en unas cabezas salientes de los contrafuertes. Estas presas aprovechan mejor el material, por lo que son muy ligeras. Esta ventaja, como ya se dijo, es también su principal inconveniente, al que se añade la profusión de juntas, necesarias para prever los movimientos debidos a la temperatura, por eso sus apoyos en los contrafuertes no pueden ser con empotramiento, sino con junta, que ha de ser movable y estanca. Como se dijo, las bóvedas han de estar inclinadas para dar sobre los contrafuertes la componente vertical de peso estabilizador de agua que compense el gran aligeramiento.

**Ilustración 13:** *Presas de bóvedas múltiples*



Fuente: (Latessa, 2011)

Estas presas son propias de valles anchos y con moderadas alturas. Jugando con las luces entre contrafuertes deben tantearse varias soluciones para escoger la óptima. El carácter repetitivo de las bóvedas permite utilizar mejor los encofrados. Las bóvedas, por otra parte, son sencillas de definición, pues al no sufrir contradicción entre su curvatura y su incidencia, pueden ser circulares de solo centro, con ambos paramentos cónicos o cilíndricos.

Por motivos de excesiva esbeltez, cuando las luces y alturas son de cierta entidad puede ser aconsejable disponer un arriostramiento transversal. Esta es otra de las debilidades de estas presas: su escasa rigidez transversal, que las hace vulnerables a sollicitaciones de esta dirección como pueden ser los seísmos o la caída accidental de un bloque de la ladera, etc. Por otra parte, el fallo de una sola bóveda o contrafuerte acarrearía el de toda gran parte de la estructura, por efecto de «castillo de naipes».

#### **2.2.25. Cálculo de presas bóveda: antiguo método de las cargas de prueba**

La estructura bóveda es de las más complejas de analizar y calcular, en primer lugar, por su forma, cuya definición geométrica es complicada, con parámetros de doble curvatura en cada punto y variable de unos a otros espesores variables y límites no regulares, con frecuencia ni siquiera simétricos. Pero, además las condiciones de sustentación no son fáciles de expresar: se trata de roca, posiblemente heterogénea en el contorno quizá diaclasa da, estratificada y, en los casos más complejos, incluso con fallas o accidentes singulares. La única circunstancia simplificadora es la sobrecarga fundamental el agua que da sólo componentes normales al paramento y con intensidad regular y perfectamente conocida, pero a cambio, la magnitud de los empujes es muy importante. Las otras cargas sísmicas, térmicas, etc. son de más compleja actuación.

Se comprende que estructura tan difícil y al propio tiempo tan comprometida dados los males que se derivarían de su fallo haya representado



un complicado problema que hasta hace muy poco no se ha podido resolver más que con una cierta aproximación, pues sólo ahora se dispone de ordenadores que hacen alcanzable realizar operaciones muy complejas en un tiempo razonable. Es interesante dar una breve reseña de la evolución histórica de los métodos de cálculo. Los más primitivos se limitan a considerar solo la resistencia de los arcos horizontales, suponiéndolos independientes y empotrados en las laderas y con la sobrecarga correspondiente al empuje hidrostático uniforme debido a la profundidad de cada arco. Para tener en cuenta la posibilidad de que el empotramiento no fuera perfecto, se repetía el cálculo suponiendo apoyo con giro libre y se dimensionaban los arcos de forma que las cargas fueran aceptables en ambas hipótesis o en las intermedias. Un avance fundamental fue el método preconizado por el suizo Stucky hacia los años 30 y que con ligeras variaciones y mejoras ha venido usándose hasta ya bien entrado el decenio de los 60 con el nombre de *trial load* o «cargas de prueba». La gran duración de su vigencia y sobretodo lo funcional e instructivo de su concepto hacen que merezca la pena exponerlo brevemente, porque servirá para ver cómo trabaja la estructura. Los métodos actuales, por otra parte, se le asemejan, si no en el mecanismo matemático, sí en el conceptual del funcionamiento de la estructura.

En este método se concibe ésta formada por una serie de elementos horizontales (arcos) y verticales (ménsulas), trabados entre sí y colaborando conjuntamente en la resistencia. Un punto A cualquiera puede considerarse como perteneciente a la vez al arco horizontal y a la ménsula vertical que pasan por él, ambos supuestos de espesor unidad.

Por otra parte, el empuje hidrostático en cada punto del paramento aguas arriba puede considerarse compuesto de dos sumados: uno que carga sobre la ménsula y otra sobre el arco. Según esto, la ley de empujes sobre una ménsula no será triangular, sino de otra forma no

conocida, por el momento y distinta, por supuesto, de otra ménsula. Y la presión sobre un arco no será uniforme, sino variable, debido a la parte de esta presión que toman las distintas ménsulas. No hay ninguna regla para conocer este reparto, por lo que puede empezarse por suponer uno más o menos arbitrario o intuitivo, o siguiendo ciertas reglas genéricas que luego se verán, basados en la forma de trabajar la estructura.

Con el reparto de presiones supuesto, y dividida la estructura en un número, concreto y limitado de arcos y ménsulas, se calculan cada uno de los arcos y ménsulas y más concretamente los corrimientos de cada uno de los puntos comunes. Es obvio que un punto como el A tiene un solo corrimiento, pero como se ha considerado como perteneciente separadamente a una ménsula y a un arco, se habrán obtenido dos corrimientos distintos para él. Observando y analizando la diferencia de corrimiento encontrada en cada punto se puede deducir de qué manera parece aconsejable cambiar las leyes supuestas para acercar ambos corrimientos en todos los puntos. Con estas leyes corregidas se repite el cálculo, y lógico es que la diferencia de corrimientos disminuya por lo menos en la mayoría de los puntos. Y así se sigue hasta que esas diferencias sean aceptables, ya que es prácticamente imposible que se llegue a acertar con un reparto de presiones entre ménsulas y arcos que de identidad de corrimientos en todos los puntos.

Conseguida una igualación de corrimientos suficiente, se produce a calcular las tensiones en diversos puntos de arcos y ménsulas, para comprobar si son o no correctas. Si lo son, la estructura queda comprobada y aceptada; si no se interpretan los resultados para colegir las correcciones a hacer en la forma y dimensiones de la bóveda para que las tensiones sean más adecuadas. Y hacer esas correcciones de espesores, curvatura o forma, en general es preciso empezar de nuevo, pues todo retoque, aunque sea parcial, repercute en el conjunto. Eso sí

con la ventaja de disponer de los resultados anteriores para disminuir el número de tanteos.

Se observará que el proceso es laboriosísimo (y su nombre cargas de prueba justificado) y de aquí que antes de disponer de los modernos ordenadores hubiera que aceptar muchas simplificaciones para hacerlo factible. Para ello, se limitaba el número de ménsulas y arcos, considerando a lo sumo tres ménsulas y con frecuencia solo la central y cinco o pocos más arcos. Además, había que conformarse con una igualación de corrimientos no muy exigente. Los corrimientos tienen seis componentes: según los tres ejes y tres Dada la complejidad del cálculo, otra simplificación casi obligada era conformarse con realizar el llamado «ajuste radial», esto es, la relativa igualación de corrimientos en sus componentes según los radios de los arcos. Los ajustes de esfuerzo cortante, flexión, torsión, etc., raramente se tenían en cuenta; si acaso en presas extraordinarias y a costa de mucho personal, máquinas calculadoras (entonces elementales) y tiempo (varios meses de cálculo).

La aparición de los ordenadores se tradujo en una primera fase en la posibilidad de emplear el trial load con más fidelidad y rapidez: no sólo se podía aumentar el número de ménsulas y arcos, sino que los cálculos eran muchísimo más rápidos y, por consiguiente, se podían afinar más los ajustes. La mayor facilidad del cálculo permitía hacer otros ajustes además del radial, contribuyendo todo ello a una mayor garantía de los resultados, lo que podía traducirse en un mejor afinamiento de dimensiones y formas, con la consiguiente economía. De todas formas, este método, aunque enormemente facilitado por los ordenadores, adolece siempre de la necesidad de tantear el reparto de cargas, con la consiguiente pérdida de tiempo hasta llegar a uno que dé resultados coherentes para distintos corrimientos. Por eso se pensó en seguida en utilizar los ordenadores en la resolución *directa* del problema por medio de un sistema de ecuaciones. En vez de partir de unos coeficientes de reparto arbitrarios de la presión, puedan considerarse como incógnitas

y plantear las ecuaciones que igualan los Pimientos de ménsulas y arcos en cada punto. El sistema de ecuaciones se resuelve matricialmente y se obtienen los coeficientes de reparto y, de ellos, la tensiones corrimientos. Este proceso ha de reiterarse en principio para seis Cimientos (tres lineales y tres giros), aunque puede limitarse a los dos o tres más significativos (radial, flexión y torsión). Para cada uno resultan unos coeficientes de reparto, pues éstos no son reales e invariables, sino ficticios, meros instrumentos de cálculo para analizar la estructura en sus movimientos posibles.

#### **2.2.26. Aplicación del método de los elementos finitos.**

Con la generalización del método de los elementos finitos a tres dimensiones el cálculo de una presa bóveda puede abordarse directamente en su conjunto. La presa se divide en elementos hexaédricos en su masa y prismáticos triangulares o tetraédricos en su contorno, para ajustarse a su forma. En los primeros años sólo se usaban los hexaédricos, incluso en los bordes, lo que daba lugar a fuertes distorsiones, por discontinuidad, que era forzoso tolerar e interpretar suavizando las diferencias a estima. Además, los elementos abarcaban todo el espesor de la presa y aun así era difícil controlar el número de ecuaciones e incógnitas, que en seguida superaba la capacidad de los ordenadores. Por ello un tiempo convivieron los dos métodos (ménsulas y arcos elementos finitos), pues el primero permitía una mayor división y precisión a igualdad de envergadura del sistema, gracias a que juegan resultados integrales de ménsulas y arcos. La potencia actual de los ordenadores permite ya abordar el problema, pero el desarrollo sigue siendo complejo, con considerable diferencia con el proceso bidimensional usual en presas de gravedad.

El cálculo mediante elementos finitos permite:

- a) Plantear con rigor el funcionamiento estructural tridimensional.

- b) Analizar mejor el caso de bóvedas gruesas, dividiendo el espesor en varias capas de elementos entre paramentos.
- c) Adaptarse a la forma del contorno gracias al uso de elementos prismáticos o tetraédricos, aunque en el resto se usen los hexaédricos.
- d) Tener en cuenta las características mecánicas del terreno de apoyo, e incluso de sus anomalías: fallas, anisotropía, etc. Esto tiene particular interés en estas presas, dada la concentración de esfuerzos que transmite a la zona de apoyo y la influencia de la respuesta de éste en la distribución y magnitud de las tensiones.

Desde el punto de vista conceptual, el planteamiento del método de los elementos finitos a presas arco. Sin embargo, a la hora de llevar a la práctica su aplicación hay que tener en cuenta algunas peculiaridades que se analizan a continuación.

Estados de carga. Las cargas a que se va a ver sometida una presa arco son las mismas a que está sometida cualquier presa de fábrica. Su modelización se realiza mediante fuerzas concentradas, presiones en paramentos, temperaturas impuestas en nodos o aceleración de masa, acciones todas ellas fácilmente intraducibles en el cálculo. Analizando la génesis de la presa como estructura se observa que hay acción el peso propio, que actúa desde la colocación de la primera tongada del material, de forma que su desarrollo va realizándose de forma paulatina con el crecimiento de la presa. Cuando ésta ha alcanzado su altura el peso propio ya se ha manifestado totalmente.

Las restantes acciones actúan cuando la estructura ya ha sido terminada y las juntas se han inyectado.

Por tanto, a efectos de cálculo estructural, la presa tiene dos comportamientos diferentes:

- a) Frente a la acción del peso propio se trata de un conjunto de ménsulas separadas unas de otras, aunque unidas a través de la cimentación.
- b) Para el resto de las acciones la presa se comporta como un conjunto monolítico.

#### Finura de malla: Tipos de elementos

Un modelo bidimensional de una presa de gravedad puede realizarse con la finura de malla que se desee, pues la sencillez del modelo hace que en ningún caso pase de tener algunos centenares de nudos y elementos. En el caso de una modelo tridimensional esto no es así: en seguida se alcanzan miles de nudos (de tres grados de libertad). Es, por tanto, necesario pensar detenidamente el modelo para renunciar a lo superfluo, de tal forma que esta renuncia no quite validez a los resultados. Aunque nunca hay reglas generales y solamente la experiencia puede decir cada caso qué camino es el más adecuado, se dan a continuación algunas indicaciones que pueden servir como puntos de partida.

#### Refinamiento *de* la malla

En ningún caso deben realizarse modelos que tengan un solo elemento en el espesor de la presa, pues los resultados que proporcionan en tensiones son totalmente falsos, especialmente en la zona de contacto presa-cimiento, que es la de mayor interés. En presas delgadas suele ser suficiente disponer dos elementos en el espesor de la presa. En presas más gruesas, especialmente las de tipología arco-gravedad, es necesario recurrir a cuatro o más elementos en el espesor.

#### Elementos multinudo

Cuando se empezó a extender el método de los elementos finitos el elemento utilizado era el hexaedro isoparamétrico de 8 nudos (nudos en los vértices), cuyas funciones de forma son polinomios de tercer grado.

El gran inconveniente de este elemento estriba en que en la zona de unión con la cimentación es necesario recurrir a formas degeneradas (prismas triangulares o tetraedros), que tienen peor comportamiento (especialmente los segundos, cuyas funciones de forma son de primer grado).

Actualmente cada vez tiene mayor utilización los elementos hexaédricos isoparamétricos de 20 nudos (nudos de vértices, centros de arista y centros de cara: sus funciones de forma son polinomios de cuarto grado) de forma son polinomios de cuarto grado). A igualdad 4. número de elementos, la utilización del paralelepípedo de 20 nudos, en lugar del paralelepípedo de 8, dispara el número total de nudos del modelo, retinando zonas en las que no se necesita excesiva precisión.

#### Elementos incompletos

Para resolver esta situación puede acudir a un modelo mixto, con elementos de 20 nudos en el cuerpo de presa (en todo él o en zonas especialmente tensionadas) y elementos de 8 nudos en el resto, en particular en el terreno. Los nudos de esquina y los nudos de centro de arista o de cara, no tienen un mismo comportamiento y que no deben unirse nudos de diferente tipo, por lo que es necesario crear una zona de transición que está formada por elementos llamados incompletos.

#### Huecos en el hormigón

En general la existencia de huecos de dimensiones moderadas puede obviarse a la hora de realizar el modelo de una presa arco. Sin embargo, cuando estos huecos alcanzan unas dimensiones considerables es necesario tenerlos en cuenta por la concentración de tensiones que llevan asociada. En estos casos el modelo se complica notablemente, resultando casi siempre necesario recurrir al empleo de elementos multinudo.

#### Formas

En modelos planos es relativamente sencillo mantener los elementos dentro de límites adecuados en sus formas; basta con evitar ángulos muy alejados del recto en los elementos cuadrangulares y buscar la proximidad a la forma equilátera en los triangulares. La relación entre las dimensiones de los lados en un rectángulo no es un factor importante, pues pueden alcanzarse valores 1:10 e incluso 1:20 sin que los resultados se vean afectados en su precisión, ni en movimientos ni en tensiones. En el caso de los modelos tridimensionales la entrada en el juego de una nueva dimensión complica notablemente la situación, pues aparece un nuevo efecto que debe de considerarse: la torsión relativa entre caras paralelas. Este efecto, que tiene una gran influencia en las tensiones, puede aparecer en zonas de transiciones bruscas.

#### **2.2.27. Funcionamiento estructural: influencia de la rigidez de la coronación**

El concepto analítico de considerar la presa formada por familias de elementos entrelazados (arcos y ménsulas) no sólo ha sido útil para el cálculo, sino que proporciona una imagen intuitiva muy eficaz para «ver» cómo se comporta una estructura tridimensional tan compleja, gracias a secciones transversales típicas. En realidad, aun con el método de los elementos finitos, las tensiones pueden adjudicarse a arcos o ménsulas para el análisis estructural que se desarrolla a continuación en este y los siguientes apartados. La primera y quizá la más importante consecuencia de este análisis es la influencia de la rigidez de la coronación en el reparto de cargas entre ménsulas y arcos y su repercusión en el estado tensional de la presa.

Una ménsula está sometida a una parte del empuje hidrostático (la restante se la llevan los arcos), luego se deformará con unos corrimientos crecientes desde su pie a su cresta y, según esto, en la coronación tendría los corrimientos máximos. Pero si ahora se considera el arco de coronación, éste no tiene empuje hidrostático (que, en su punto más alto, es cero), luego no debería deformarse. La contradicción



procede de que al pensar en la bóveda como compuesta de ménsulas y arcos se ha supuesto que la presión hidrostática en cada punto se divide «aritméticamente» en dos partes, una que carga a la ménsula y otra al arco. No es incorrecto pensar en que la presión se reparte entre ménsula y arco, pues es obvio que lo que cargue una va en descargo del otro. Pero esta subdivisión del empuje es «algebraica»; esto es, que una de las componentes puede ser negativa, cargando entonces el otro elemento con más de la presión total.

Con este nuevo concepto del reparto de cargas el funcionamiento estructural de la presa en su parte alta es claro: los arcos superiores se deforman porque las ménsulas cargan sobre ellos, de lo que resulta un reparto de la presión a lo largo de una ménsula, con un empuje negativo en la parte superior que se contrarresta con una presión positiva que la ménsula ejerce sobre los arcos. En esa parte las ménsulas se apoyan sobre los arcos superiores, transmitiéndoles la consiguiente carga, y reciben recíprocamente de los arcos una reacción de apoyo.

En realidad, las ménsulas no son propiamente tales, puesto que no sólo están empotradas en su pie, sino que trabajan como apoyadas también en su otro extremo (b). Pero este apoyo sólo se ve al considerar su funcionamiento real, porque geométricamente sí son ménsulas. Algunas de ellas lo son también funcionalmente: se comprende que el efecto analizado es máximo en la zona de las ménsulas centrales, pues en ella es máxima la flecha de los arcos superiores.

Es obvio que otro procedimiento para aminorar la influencia de la coronación es reducir su rigidez, puesto que es el origen del fenómeno, y hay ingenieros que son partidarios de ello. En realidad, no puede decirse que una u otra solución sea mejor, pues lo que alivia la parte baja de la ménsula va en mentó de la parte alta, y hay que buscar el efecto óptimo en el conjunto la solución depende de las circunstancias concretas del caso y también de las preferencias personales del proyectista. De todas formas, el alivio de la rigidez superior es relativo y

tiene un límite. En líneas generales puede decirse que en cerradas más abiertas suelen ser preferibles arcos superiores más rígidos, con el consiguiente desplome; en valles estrechos, en los que los arcos trabajan más, las ménsulas precisan menos alivio en la parte baja y pueden aligerarse los arcos superiores, que de todas maneras producirán algún alivio a las ménsulas.

#### **2.2.28. Otras influencias mutuas entre ménsulas y arcos**

Otra causa de tracciones en las ménsulas puede ser la diferencia sensible de deformabilidad entre arcos contiguos, lo que puede darse sobre todo en la parte baja de la presa. Y también por diferencias de deformación entre los arcos y la roca del pie. Se pueden corregir haciendo en desplome el paramento aguas arriba en la parte baja, para que el peso propio, al correrse hacia la zona tracciones, haga desaparecer éstas. Si hay este desplome hacia aguas arriba, con embalse vacío el efecto se invierte, y la disminución del peso propio puede conducir a tracciones aguas abajo. Pero este efecto siempre es menos importante que aguas arriba, pues en el paramento en contacto con el agua una tracción puede degenerar en grieta y, a través de ella, aumentarse el defecto por la presión intersticial, mientras que en el de aguas abajo no se da este peligro. Además, si se ve conveniente un cierto desplome hacia aguas arriba en el pie de algunas ménsulas las puede en muchos casos hacerse de forma que no produzca tracciones con embalse vacío. Y si no se pueden evitar, cabe construir unos contrafuertes aguas arriba de trazos en los que descansa la ménsula con embalse vacío, evitando esas tracciones. Estas «muletas» no gustan a los proyectistas, por razones obvias, más mentales que reales, pues estando en la parte baja es raro que se vean, incluso con embalse mínimo. Y en todo caso, tienen su razón funcional.

Como se ve, tanto razones de geometrización como de evitar tracciones conducen a la curvatura vertical de la presa, e incluso a desplomes en ciertas zonas. La doble curvatura es, además, muy conveniente, pues

contribuye al trabajo resistente de la estructura. Este dispositivo ha permitido la utilización de algunas cerradas muy anchas, incluso en U. De hecho, en algunas presas se han producido grietas en la zona baja de las ménsulas, lo que indica que puede ser conveniente preverlo en la forma dicha. Aunque es obvio, no es superfluo insistir en que este refuerzo de la acción de los arcos presupone su adecuada incidencia y empotramiento en los estribos, particularmente en los arcos superiores, en los que por la misma gran apertura de la cerrada resulta más difícil.

### **2.2.29. Influencia de la curvatura y espesor de los arcos**

Ya se vio la utilización de arcos de curvatura variable para lograr simultáneamente una buena incidencia en los apoyos y la adecuada curvatura en el centro. Queda por completar la visión con la influencia del espesor en el comportamiento estructural, de todo lo dicho antes resulta que:

- a) Las ménsulas centrales se apoyan en su parte superior en los arcos. Por tanto, éstos reciben un empuje mayor que el hidrostático en su parte central.
- b) En las zonas laterales las ménsulas cargan menos o nada sobre los arcos, que están sometidos casi exclusivamente al empuje hidrostático o parte de él.

De todo ello resulta el interés de lograr un buen trabajo de los arcos en su parte central, sobre todo arriba, para lo que conviene una curvatura lo mayor posible. En la zona próxima a los apoyos pueden tener más espesor, para centrar la resultante y repartir mejor los esfuerzos sobre el terreno. Este mayor grosor coincide con el que precisan las ménsulas que, en esa parte cercana a los estribos, toman proporcionalmente más carga hidrostática que en el centro. Por otra parte, la curvatura creciente hacia la clave es favorable a la resistencia, pues se aproxima más al anti funicular de las cargas, con lo que los arcos trabajan mejor y las ménsulas quedan más aliviadas. Por eso se usan cada vez más las

directrices de curvatura variable continua: parábola, elipse (en el extremo del eje mayor) y espiral logarítmica. Los arcos de un solo centro están en desuso, salvo en presas de menor entidad, o en las de arco-gravedad o en algunos valles en U.

En los valles anchos en V la variación de curvatura de arranques a clave suele ser  $> 2$  en los arcos superiores y va disminuyendo hacia abajo, si el contorno de las laderas es convexo. Con laderas casi planas o cóncavas (en vertical) no suele disminuir el coeficiente de variación de curvatura al bajar la cota en valles en U la variación de curvatura de arranques a clave suele ser mucho menor que *la citada*, o nula (radio constante).

Aunque su adaptación al anti funicular es menos perfecta que con las curvas de radio variable continuo, se usan también los arcos de tres centros, que tienen la ventaja de su sencillez geométrica, lo que simplifica su replanteo en obra y su construcción, similar a la 10-4, pero disimétrica, para mayor generalidad). Pueden lograrse todos los efectos deseados haciendo que la parte BGFC sea de espesor constante con centro O, y que la AHGB (y la similar del otro lado) tengan centros en O" y O" para los paramentos AB y CD, y los arcos del intradós HG y FE el mismo centro O que la zona central GF, con lo que el paramento de intradós es circular de un solo centro, pero la directriz del arco tiene menor curvatura en estribos, al propio tiempo que el espesor va aumentando a partir de BG y FC. Además, al quedar los puntos H y E más hacia el intradós se favorece el centrado de la resultante que, como se sabe, se acerca al intradós en arranques. Los arcos de tres centros, que proporcionan una parte central de espesor constante, se adaptan bien a cerradas anchas. En ellas, el aumento de espesor en arranques con círculos u otras curvas puede llegar al doble en los arcos superiores e ir disminuyendo hacia abajo hasta un 20 o 30 % más que en clave en los arcos medios.

### 2.2.30. Funcionamiento estructural en cerradas anchas

El desarrollo adquirido por las presas en muchos países obliga a la utilización de cerradas que hace años se consideraban impropias para ubicar en ellas una bóveda. La técnica ha ido superando las dificultades y hoy puede llegarse a relaciones coronación (cuerda)/altura del orden de ocho, pero aperturas tan extremas exigen correcciones estructurales, ya que la acción de los arcos es menor. De no tomar esas medidas, las ménsulas tomarían la mayor parte de la carga, y para evitar o minimizar las tracciones deberían ser gruesas en la parte inferior, y se llegaría a una presa arco-gravedad, que es lo que ocurría en otras épocas. Para recuperar el funcionamiento en bóveda y el ahorro consiguiente hay que reforzar los arcos superiores, con lo que se aliviará el trabajo de la parte inferior de la ménsula. Por el contrario, conviene disminuir el espesor de los arcos inferiores para hacerlos más flexibles. Ambas medidas simultáneas conducen a ménsulas de espesor relativamente poco variable con la altura; un ejemplo es la presa de *Kariba* (río Zambeze), de 130 m de altura en la que el máximo espesor de la ménsula central (20 m) está a medida altura, y no defiere mucho de la coronación y pie junto al zócalo; este de cargas se ensancha después para servir de transición en la transmisión de cargas a la roca. Otra disposición, aunque todavía poco usada, es poner una junta abierta en el pie aguas arriba de las ménsulas más altas, lo que equivale a aceptar la tendencia a la tracción y salir al paso de ella. No se trata de la junta perimetral, usada en varias presas italianas (§ 10.8), sino de una junta parcial en la zona de presunta tracción, que sólo afecta a parte del espesor en algunas ménsulas, aunque responde a un concepto similar.

Para que la junta se mantenga estable deben reforzarse sus dos labios con armaduras rectangulares horizontales de gran cuantía y rematar su extremo interior con otra armadura vertical para fijarlo e impedir el progreso de la junta (no dibujada es importante impedir la penetración de agua por ella, que provocaría una subpresión desfavorable, por lo

que en su boca junto al paramento se debe colocar un cierre flexible (wáter-stop) que impida la entrada de agua sin coaccionar el movimiento de la junta. El conjunto debe completarse con una galería convenientemente armada en el extremo interior de la junta para control y eventual drenaje complementario de la impermeabilización. Otros prefieren no realizar la junta abierta, sino simplemente ejecutar una junta horizontal normal entre tongadas de hormigón con refuerzos de armaduras arriba y abajo en la forma dicha; de esta forma la junta está inicialmente cerrada, pero si lo pide el trabajo de la estructura se abrirá; al dejarla preparada se localiza el sitio por el que se deja el juego, evitando que se forme una grieta en otro de forma incontrolada e irregular.

#### **2.2.31. Cerradas irregulares y presas disimétricas**

Ya se trató este tema en la irregularidad de la cerrada puede resolverse con estribos artificiales de gravedad, que permiten hacer una bóveda regular, independiente en cierto modo de la forma de la cerrada. Sin embargo, el cambio brusco del espesor de la bóveda al mucho mayor del estribo representa, como toda discontinuidad, un posible origen de concentración de tensiones. Por ello, puede ser mejor, en la medida en que sea factible, una transición en forma de prolongación de los mismos arcos con un ensanchamiento gradual gracias a las formas geométricas citadas, hasta alcanzar el ancho del macizo de gravedad.

#### **2.2.32. Modelos reducidos**

En las presas bóvedas los modelos reducidos tienen su plena y más indicada aplicación y por eso han sido las que más han contribuido a su desarrollo tecnológico. En las de gravedad, e incluso en las de contrafuertes, gracias a las posibilidades del cálculo por elementos finitos y al trabajo bidimensional predominante puede prescindirse de ellos en mucho más complicado y exige un número de elementos varias veces superior a un problema plano, y ello se traduce en un menor grado de precisión. Por eso el modelo se hace casi imprescindible en presas

de cierta altura (100 m o más) o con problemas de apoyo, y sobre todo en cerradas anchas (relación cuerda/altura  $> 3$ ), en las que es importante optimizar la interacción entre arcos y ménsulas, y ello independientemente de hacer además el cálculo. (En las cerradas estrechas la acción predominante de los arcos puede facilitar el cálculo sin modelo, aunque éste siempre es conveniente.) En presas importantes el modelo geo mecánico es muy aconsejable, y puede ser imprescindible, dada la influencia que la constitución del terreno de contorno tiene en el trabajo de la estructura.

En los modelos el peso propio se simula por medio de pesos aplicados en puntos espaciados adecuadamente, y el empuje del agua con gatos hidráulicos aplicados al paramento, con tuerzas concordantes con la ley hidrostática. Las tensiones se miden con extensómetros situados en puntos seleccionados, y se miden también corrimientos. Los modelos, además de proporcionar datos sobre el estado tensional normal, suministran otra información límite muy interesante, que es el ensayo en rotura. En general, ésta se obtiene aumentando gradualmente el empuje hidráulico con los gatos, dejando invariable el peso propio. La realidad es que este tipo de rotura es sólo convencional, pues no responde a ninguna hipótesis de posible sobrecarga viable, pero es muy significativo en el sentido de demostrar hasta qué punto la bóveda es capaz de resistir incluso cargas extremas y desequilibradas, y hasta imprevisibles. En cerradas anchas la rotura suele producirse en forma de grieta horizontal en el paramento de intradós hacia el cuarto superior de la altura, debida a las tracciones en las ménsulas por efecto de la reacción de los arcos de coronación. Esto sucede con empujes del orden de 5 a 7 veces el normal, lo que da idea de la gran capacidad resistente. Pero después de formada la grieta la bóveda continúa resistiendo separada en dos: la inferior, como bóveda con coronación en la grieta y mayores corrimientos radiales, al faltarle el apoyo de la parte superior; y ésta,

trabajando en conjunto prácticamente como arco, con notable incremento del empuje sobre los apoyos. Si éstos resisten, la presa, aun con la grieta, sigue resistiendo más tiempo.

Todo esto demuestra la extraordinaria capacidad de una bóveda para resistir cualquier sistema de cargas, con tal de tener unos apoyos resistentes y una adecuada incidencia en ellos. Ya se hizo notar esto antes hablando sólo de los arcos y ahora se confirma con el trabajo tridimensional de la bóveda con su doble curvatura. Parodiando la frase de Arquímedes sobre la palanca podríamos decir: «Dadme unos buenos apoyos, y con una bóveda resistiré cualquier empuje.»

Los resultados de los ensayos en rotura indican la importancia de cuidar particularmente los apoyos de la parte superior, en la que suele ser más difícil lograr una buena incidencia. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 82)

### **2.2.33. Coeficientes de seguridad**

La Guía n.º 2 recomienda los expuestos en el Cuadro del y sus observaciones complementarias que, como ahí se dijo, son comunes a todas las presas de hormigón.

#### **A. Efecto de la temperatura: cierre de juntas**

Las presas bóveda, como las de gravedad, se suelen construir por ménsulas verticales, conjuntas abiertas entre ellas. Antes de cargarlas con agua hay que dejar cerradas esas juntas e incluso inyectarlas para que toda la estructura quede bien trabada. Esta operación hay que hacerla en el momento en que el hormigón tenga su temperatura mínima, para asegurar que no puede haber después una contracción mayor que pudiera dar tracciones o incluso abrir de nuevo las juntas. De esta forma los esfuerzos de temperatura son siempre de dilatación y, por consiguiente, tienden a producir compresiones, aunque por efecto de los estribos hay una flexión que da también tracciones. Pero estas son mucho menores y más localizadas que si el cierre de juntas se



hiciera con temperaturas más altas, pues en este caso, al bajar la temperatura y contraerse la presa, los esfuerzos serían casi totalmente de tracción. A veces es preciso adelantar esta operación, aunque no se den las circunstancias ideales de temperatura. Así sucede cuando se prevea la posibilidad de que se produzca un llenado parcial del embalse, bien deseado o accidental, por efecto de una avenida que rebose la ataguía; de no estar trabadas las ménsulas entre sí podrían producirse en ellas tracciones peligrosas. Otra circunstancia que puede exigir el adelanto del sellado es la necesidad de descargar las ménsulas del efecto del peso propio de sus voladizos. En ambos casos, en cierta fase de la obra hay que proceder a un sellado previo suficiente para que la estructura trabaje tridimensionalmente; y en una época posterior, ya con las condiciones adecuadas de temperatura, se completa la operación con una inyección de las juntas. Estas deben estar dispuestas siempre de forma que puedan reinyectarse en cualquier momento. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 85)

#### **2.2.34. La filtración y el drenaje**

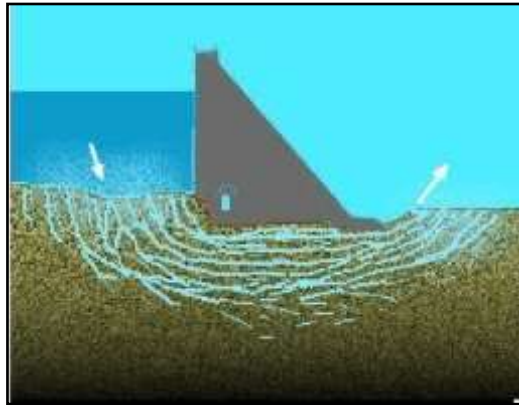
El flujo de agua infiltrada a través de una presa de materiales sueltos o de su cimiento produce los siguientes efectos:

**Ilustración 14:** *Drenaje en presas de tierra*



Fuente: (Morodías, 2018)

**Ilustración 15.** *Filtración de presas de gravedad*



Fuente: (Morodías, 2018)

Uno directo, de pérdida de agua, que suele ser el menos importante y más fácil de controlar o subsanar.

Un estado de presiones internas con componentes opuestas al efecto estabilizador del peso. Además, al estar mojados los materiales, disminuye su cohesión y su resistencia al rozamiento, añadiéndose estos efectos al de las componentes desestabilizadoras de las presiones internas.

El paso del agua a través de las zonas con materiales finos tiende a arrastrar esas partículas, con el consiguiente peligro de erosión interna progresiva. Este fenómeno se llama sifonamiento. De los tres efectos, el último es el más peligroso, porque afecta directamente a la integridad misma de la presa. El sifonamiento es, después del vertido sobre la presa, la causa más importante de accidentes o roturas de este tipo de presas. Además, es el más difícil de controlar de los tres enunciados, lo que refuerza el interés del tema, al que concederemos la atención que merece. Los efectos desestabilizadores de la presión intersticial siguen en importancia al sifonamiento, porque son más controlables con los dispositivos adecuados y hasta cierto punto previsibles en los cálculos de estabilidad.

En cuanto a la pérdida de agua, sólo tiene valor económico. De ser excesiva, deberá disminuirse con impermeabilizaciones complementarias, pero en principio más por el peligro de sifonamiento

que representa que por la propia pérdida, pues, en última instancia, siempre cabe recuperar el agua filtrada bombeándola al embalse.

Como ya se dijo, hay varios métodos para determinarla: el más usado y general es el gráfico, que suele ser suficiente para la mayor parte de las presas, que son las de altura moderada o media (hasta algunas decenas de metros de altura); otros métodos requieren medios especiales, y pueden ser convenientes o indispensables en presas de gran altura o con problemas específicos de cimentación; pero aun en esos casos el método gráfico puede ser útil para una definición previa que ahorre tanteos más lentos y costosos. Los tanteos se simplifican si se conocen algunas particularidades de la red de corriente que se exponen en los apartados siguientes, y pueden complementarse en C.6, C.7, C.30, C.34 y C.47. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 87)

#### **2.2.35. Modelos analógicos**

Estos modelos son de dos tipos principales, hidráulicos y eléctricos.

Los modelos hidráulicos reproducen la filtración de una forma similar a la real del prototipo, tanto en la presa como en el cimiento. En general se un modelo bidimensional de la sección mayor de la presa, o de dos secciones significativas, si hubiera cierta heterogeneidad del cimiento. Este se reproduce hasta la profundidad que se considere suficiente para simular el fenómeno conjunto de la filtración (normalmente basta una profundidad del orden de la altura de la presa). La permeabilidad del modelo es siempre mayor que la del prototipo (suele emplearse arena), pues gracias a las propiedades de la red de corriente formas exteriores y las condiciones en los límites externos o en las fronteras internas entre medios distintos son los que fijan la red, y no la permeabilidad (que no figura en la ecuación de Laplace), que sólo influye en la velocidad. La mayor permeabilidad da lugar a mayores velocidades, lo que facilita la observación del fenómeno y la medición de potenciales y velocidades (que luego hay que traducir a las reales). Incluso cabe variar los taludes

utilizando una proporción de afinidad, de forma similar a lo dicho (aunque por otro concepto) si se viera útil para la ejecución del modelo con el empleo de determinados materiales.

La mayor dificultad se encuentra al intentar reproducir medios de distinta permeabilidad (las permeabilidades absolutas no cuentan, pero sí las relativas, pues influyen en la refracción o ruptura de las l.d.c.). Para resolverla se acude a veces a deformaciones geométricas del modelo de efecto equivalente (CAO). Otro factor a tener en cuenta es la influencia de la capilaridad que es relativamente mayor en el modelo que en el prototipo; para disminuirla se emplea agua con detergente o se trata la arena con silicona para hidrofugarla. La gran utilidad de los modelos hidráulicos es que permiten ver y medir directamente el fenómeno en una reproducción física bastante similar a la real. Los modelos eléctricos reproducen, por analogía, la ecuación de Laplace, que es común a todos los campos físicos con redes armónicas: hidráulicos, eléctricos, magnéticos, etc. La utilidad de los modelos eléctricos reside en que las intensidades y tensiones son fáciles de medir, y la instalación es más simple y de espacio más reducido que la hidráulica, que requiere un depósito, bombas, circuitos de tuberías, etc., además del propio canal del modelo.

En la reproducción eléctrica, que es bidimensional, los potenciales son tensiones y las caudales intensidades. La sección se reproduce con las condiciones eléctricas semejantes de su contorno. Si hay zonas de distinta permeabilidad se traducen en el modelo con materiales de distinta conductividad, que es fácil de reproducir, y es una ventaja de los modelos eléctricos. Estos se aplican mejor a flujos confinados. En los de régimen libre (la mayoría en presas) es mejor el modelo hidráulico o la solución numérica. Cabe también un uso combinado de los dos modelos. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 89).

### 2.2.36. Estimación de las presiones y del caudal

Conocida la red de corriente por el o los procedimientos idóneos, se obtiene la velocidad en cada punto por medio de la ecuación, e integrando a lo largo de una sección curva equipotencial, se calcula el caudal filtrante. Si se quiere conocer el caudal en una zona concreta, basta limitar la integración entre las dos l.d.c. que la comprendan.

Las isóbaras se obtienen como se dijo con las cuales se conoce la presión interna en cualquier punto. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 89)

### 2.2.37. Influencia de la capilaridad

Todos los métodos descritos prescinden de la capilaridad. Esta introduce en la realidad ciertas correcciones a la red, pues permite que en ciertas zonas puedan producirse tracciones, que no han sido tenidas en cuenta en lo anterior. El efecto más importante es quizá la posible ascensión de la superficie libre. Es sabido que en suelos con finos los niveles capilares pueden mantenerse algunos metros por encima del nivel estático, pero en arcillas pueden alcanzar kilómetros. Por supuesto, estos casos extremos se refieren a niveles históricos o geológicos.

«*colgados*», que no es el caso de las presas, en las que el embalse oscila cierta frecuencia y hay órganos de control y drenaje.

Este efecto, aunque teóricamente posible, en la realidad suele ser mínimo en las presas porque, además de las razones dichas, la succión capilar suele venir acompañada por un descenso de la humedad y una entrada del aire progresiva, cuyos efectos se acrecen por la circulación del agua. Por todo ello, en las presas, la capa capilar, si existe, no está saturada, por lo que participa poco en el movimiento general. En la práctica se suele prescindir de este efecto en el cálculo de la red, y la experiencia ha corroborado que es suficientemente correcto. Sólo en algunos casos puede ser necesario tener en cuenta la capilaridad en el

cálculo de tensiones reales en puntos o zonas de la presa. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 92)

### **2.2.38. Drenaje: espaldón permeable**

El drenaje es, en apariencia, una contradicción con la función impermeabilizadora del núcleo de la propia presa, si es homogénea e impermeable. Pero se ha visto que es un complemento insustituible en la mayoría de los casos, de la misma forma que los frenos de un vehículo opuestos a la marcha de este son necesarios para garantizarla con seguridad. El drenaje hace bajar la línea de saturación, la aleja del talud aguas abajo, disminuye el gradiente en esa zona y reduce las presiones intersticiales. Su único defecto es que incrementa la filtración, pero esto es de menor importancia, dado el gran margen de impermeabilidad que tienen los núcleos, y más las presas homogéneas.

La forma más sencilla de conseguir el drenaje es con un espaldón francamente permeable aguas abajo del núcleo. El efecto drenante se produce en cuanto la permeabilidad del espaldón es del orden de 10 a 20 veces mayor que la del núcleo, pero para que sea no sólo sensible, sino eficaz, se precisan desproporciones mucho mayores: al menos 100, y más bien 400 cuando el núcleo es delgado (C.7), si se quiere conseguir un descenso radical de la línea de saturación de forma que su salida en el paramento esté próxima a su pie. Cuando el espaldón es muy permeable, el agua filtrada cae libremente, como si saliera a la atmósfera; la l.d.s. es simplemente la necesaria para que el agua recorra la base del espaldón. El caso opuesto,  $k_1/k_2 = 1$  es el de una presa homogénea sin drenaje.

Esto se refiere a un espaldón isótropo, pero la compactación y el propio funcionamiento del drenaje tienden a dar una anisotropía con mayor permeabilidad horizontal que vertical. La anisotropía encauza la filtración y dificulta el descenso de la l.d.s. Si el cimientado es permeable, el efecto de la anisotropía puede ser aún más acusado. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 94)

### 2.2.39. Capa drenante

Con frecuencia el material disponible para espaldones no es tan permeable como para producir el deseado efecto drenante, y hay que acudir a una capa drenante intermedia entre el núcleo y el espaldón, con salida a través de un dren horizontal en la base, formando en conjunto un dren en L.

El dren ha de proyectarse de forma que evacúe con amplitud la filtración procedente del núcleo y eventualmente del espaldón, cuyo caudal se obtiene de la red de filtración. En rigor, para calcular la capacidad necesaria de filtración del dren habría que conocer también su red de filtración propia, pero suele bastar conocer aproximadamente el gradiente entre los extremos del dren y su permeabilidad para conocer la velocidad de filtración y la sección necesaria. En principio, se aconseja tomar la permeabilidad mínima obtenida en el laboratorio y adoptar, además, un coeficiente de seguridad 2 en el cálculo de la sección. Y si fueran previsibles asientos importantes por efecto del cimiento, este coeficiente debe ampliarse en consecuencia.

Si se quiere evaluar mejor la capacidad de evacuación del drenaje, hay que afinar, en primer lugar, la estimación de los caudales de filtración en el peor de los casos. Debe estudiarse la posibilidad de fisuración del núcleo, fracturación hidráulica o segregación de los materiales. La línea de saturación no debe superar la parte superior del dren. Existe el error de creer que una suficiente permeabilidad del dren es bastante para asegurarlo, pero en este caso es un problema que afecta no solo a la micro geometría del diseño, sino a su macro geometría.

Se suele calcular, según la ley de *Darcy*, con un adecuado coeficiente de seguridad. Para drenes gruesos, se presenta el problema de la turbulencia que disminuye la capacidad de transporte respecto de los presupuestos de la ley de *Darcy*. Suponiendo esta ley, la posición de la línea de saturación en los drenajes, según *Dupuit* y según *Kozeny-Casagrande*, este último que se corresponde con el anterior,

prescindiendo del término de segundo grado. La forma de la superficie de saturación es la de una parábola de segundo grado.

En los materiales gruesos es dudoso que pueda considerarse válida una ley lineal como la de *Darcy* para expresar la velocidad en función del gradiente hidráulico. Parece que esa ley se cumple sólo por debajo de un cierto número de Reynolds.

Efectuando determinados análisis sobre modelos teóricos con distintas formas del canal que forman los poros se puede determinar la línea que separa el campo de validez de la ley de Darcy. El gradiente crítico, más allá del cual empiezan a jugar un papel significativo los efectos no lineales, es proporcional a la inversa de la tercera potencia del tamaño de grano  $d_w$ .

En papel doblemente logarítmico, por una recta. Para dar una idea de los tamaños reales a que pueden afectar estos efectos no lineales, en la parte alta, se incluyen los materiales representados por estos tamaños. Se ve que pueden afectar a tamaños superiores a la arena gruesa y, desde luego, a las gravas medias y gruesas a partir de gradientes no muy altos. Los efectos no lineales de una ley de flujo a través de materiales granulares pueden expresarse en forma binomia. Una línea curva se ajustaría mejor, pero se ha pensado que una línea recta responde mejor a los análisis teóricos y es suficiente, al menos en un primer paso. Los coeficientes que definen la ley binomia son «a» y «b». Wittmann (1986) demostró que existen relaciones bastante claras entre estos coeficientes que, por supuesto, no son adimensionales y el tamaño de grano  $d_w$ .

En relación con la capacidad de drenaje de las capas drenantes de una presa, no tiene tanto interés el modelo específico de la ley de flujo no lineal a aplicar en cada caso, sino que basta conocer la reducción sobre la permeabilidad para obtener la permeabilidad aparente. De los estudios realizados por Cedergreen podríamos deducir un valor  $x$  por el



que hay que multiplicar la permeabilidad según Darcy para obtener la permeabilidad aparente  $K$ . El factor de reducción  $\alpha$  depende, como podría esperarse, del gradiente hidráulico y del tamaño de grano del material en cuestión.

Se obtiene este coeficiente de reducción de la permeabilidad. Según se ve, los efectos no lineales son despreciables para materiales del tipo de arenas finas y medias, incluso para gradientes iguales o superiores a 10. Pero si  $d_w$  es, por ejemplo, de 10 mm, el coeficiente de permeabilidad bajo un gradiente  $I = 1$ , es aproximadamente la décima parte del que correspondería según la ley de Darcy.<sup>3</sup> (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 97)

#### **2.2.40. Pantallas de impermeabilización del cimiento**

Como ya dije, una presa de materiales sueltos puede asentarse sobre un cauce de acarreo, pero con la consiguiente impermeabilización. Cuando el espesor de éstos es de pocos metros (no mayor de 10, en principio) puede lograrse con una prolongación del núcleo hasta empotrarlo en la zona de suficiente impermeabilidad. Pero si la profundidad de ésta sobrepasa ese límite, o la presa no tiene núcleo, hay que acudir a otros tratamientos, tablestacas, pilotes secantes, cortina o pantalla inyectada, trinchera de lodos o zampeados.

Ninguno de ellos se consigue una impermeabilización total, pero si una pérdida de carga en el flujo de filtración localizada en una cierta zona que produce un descenso brusco de las líneas equipotenciales y que, al concentrar el gradiente en esa zona, lo reduce aguas abajo, con la consiguiente disminución de presiones intersticiales, velocidades y caudal filtrante, el efecto de una pantalla impermeabilizadora (de cualquier género) en la red de corriente. Se llama *eficacia* de una pantalla a la pérdida de carga que produce respecto a la total, siempre inferior al 100 %, que correspondería a la estanqueidad total inalcanzable.

Las tablestacas son poco efectivas, del 10 al 20 % inicialmente, llegando hasta el 20 o 40 % al cabo de unos años (5 a 20) por retención de finos y corrosión de las juntas. Se pueden usar tablestacas en doble T para mayor rigidez, o una doble fila de tablestacas simples, y en ambos casos se rellena o inyecta el espacio interior para aumentar la estanqueidad. Se ha llegado a profundidades de unos 50 m, pero la opinión más generalizada es que hay otros medios más efectivos y económicos de impermeabilización (incluso las pantallas incompletas, que luego veremos, pueden ser de eficacia similar). Además, en terrenos con bolos la hinca resulta difícil, y en ocasiones imposible, por lo que en ellos indudablemente son preferibles otros procedimientos. En cambio, en obras provisionales (ataguías) en las que la impermeabilidad y duración exigidas son menores, se siguen usando, porque es un procedimiento rápido, y la permeabilidad se puede ir corrigiendo con inyecciones o vertidos de arcilla hasta el punto que resulte suficientemente satisfactoria.

La trinchera de lodos (slurry trench) se usa con espesores de acarreo menores de 25 m. La trinchera, de 1 a 3 m de ancho, se excava con una draga mecánica, empezando por un extremo de la presa y siguiendo hasta el otro. La contención de las paredes se logra con lodo bentonítico (procedimiento que, como se ve, se emplea en todas estas técnicas), que luego se sustituye por una mezcla de grava arena y arcilla o bentonita, que se coloca también con la draga, desplazando sucesivamente al lodo. Hay que tener un cuidado particular para evitar la tendencia a la segregación del material de relleno. La cortina o pantalla inyectada puede llegar a profundidades aun superiores, hasta 150 m. los barrenos se disponen en varias filas, con distancias entre 2 y 3 m, y encamisados, para evitar derrumbes, se usa con preferencia el llamado tubo de manguitos desarrollado por la compañía soletanche, que permite inyectar a diferentes profundidades sin influir el orden de ejecución, lo que proporciona una gran flexibilidad para acoplarse a la circunstancias y hacer refuerzos posteriores cuando sean necesarios.

Se aplican presiones altas de inyección para provocar la formación de grietas y la penetración de la lechada por ellas, con el consiguiente aumento del volumen tratado e impermeabilidad. El producto inyectado suele ser una mezcla de arcilla, bentonita y cemento, con aditivos para facilitar la fluencia de la pasta. Para rellenar los huecos mayores se añade arena fina, para asegurar mejor su taponamiento y ahorrar volumen de la mezcla más rica y costosa. Se suele hacer la inyección con lechadas de finura creciente del exterior al interior de la cortina, de forma que la parte exterior sirva de contención y, a su resguardo, vaya aumentando la eficacia de la inyección hacia el interior. Se evita así que la lechada más penetrante pueda expandirse excesivamente, con la consiguiente carestía y pérdida de eficacia.

Otro procedimiento para alcanzar grandes profundidades en la pantalla continua. Se perfora una trinchera con elementos metálicos paralelos a una distancia de 0,45 a 0,80 m, mantenimiento las paredes durante la perforación con lodo bentonítico, que luego se va sustituyendo de abajo arriba por hormigón o mezcla de áridos y cemento o de cemento o arcilla con bentonita. En la presa francesa de Serre-Poncon, se alcanzaron los 100 m de profundidad, gracias a lo cual pudo realizarse esta presa de 120 m de altura cuyo proyecto venía de muy antiguo, frenado por la imposibilidad de conseguir esa profundidad de tratamiento.

Una mayor impermeabilidad puede conseguirse construyendo dos pantallas paralelas, inyectando después el terreno intermedio o excavándolo al amparo de las pantallas y rellenándolo con una mezcla de baja permeabilidad; este último sistema tiene la ventaja de un mejor control del material y de su puesta en obra. (Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019, pág. 100)

### 2.3. Definiciones de términos

Las bases conceptuales que a continuación se detallan son recopiladas del “”, a continuación, se detalla:

- a) **Presas.** Obra, generalmente de hormigón armado, para contener o regular el curso de las aguas, Lugar donde las aguas están detenidas o almacenada, natural del curso de las aguas. Lugar donde las aguas están detenidas o almacenadas, natural o artificialmente. (Real Academia Española, 2017).
- b) **Presas tipo arco.** Una presa de arco es un hormigón presa que se curva ascendente en el plan. El arco de la presa está diseñada para que la fuerza del agua en contra de ella, conocida como la presión hidrostática , presiona contra el arco, la compresión y el fortalecimiento de la estructura, ya que empuja a su fundación o pilares.
- c) **Presas de gravedad.** Una presa de gravedad es una presa de grantamaño fabricada con mampostería, hormigón o piedra. Están diseñadas para contener grandes volúmenes de agua. Mediante el uso de estos materiales, el peso de la presa por sí sola es capaz de resistir la presión horizontal del agua empujando contra ella.
- d) **Comportamiento estructural.** El comportamiento estructural es la forma como responde toda una estructura en términos de desplazamientos y deformaciones, ante la aplicación de fuerzas externas; las relaciones matemáticas existentes entre las fuerzas generalizadas y los desplazamientos generalizados son conocidas usualmente como relaciones constitutivas de la estructura.
- e) **Líneas de influencia.** Las líneas de influencia desempeñan un papel importante en el diseño de puentes, vigas carrilera de grúas-puente, cintas transportadoras, y cualquier otro tipo de estructura en las que el punto de aplicación de las cargas se mueve a lo largo de su luz. Estas cargas se denominan cargas móviles

## 2.4. Hipótesis

### 2.4.1. Hipótesis general

La mayor diferencia se relaciona con la estabilidad en el comportamiento estructural entre presas tipo arco y presas por gravedad, Huancayo 2019.

### 2.4.2. Hipótesis específicas

- a) El mayor aporte del comportamiento estructural de la presas tipo arco es que la carga hidráulica lo distribuye en toda el área de contacto, Huancayo 2019.
- b) El mayor aporte del comportamiento estructural de la presa por gravedad genera una mayor presión hidráulica, Huancayo 2019.
- c) Las presas tipo arco asimila más la carga hidráulica que las presas por gravedad, Huancayo 2019.

## 2.5. Variables

### 2.5.1. Definición conceptual de la variable

**Variable independiente (X):**

**Presas tipo Arco y Presas por Gravedad**

(Lucas Cabello & Miraval Trinidad, 2019) Denominan presa a una barrera de hormigón que tiene una finalidad de poder embalsar la cantidad de agua producida por el cauce fluvial logrando elevar el nivel del agua para tomar beneficios en la captación.

**Variable dependiente (Y):**

**Comportamiento Estructural**

(Canovas del Castillo, 2018) Afirma que: el comportamiento estructural es una manera de responder una estructura sobre los desplazamientos y las deformaciones, sobre la aplicación de fuerzas externas y sobre las interrelaciones matemáticas sobre las fuerzas generalizadas.

### **2.5.2. Definición operacional de la variable**

**Variable Independiente (X): Presas tipo Arco y Presas por Gravedad.**

– Las presas tipo y presas por gravedad son estructuras que permitirán tener un mejor aprovechamiento hidráulico pero las condiciones topográficas y sobre las condiciones hidráulicas que serán planteadas.

**Variable dependiente (Y): Comportamiento Estructural.** – El comportamiento estructural estará definido por las cargas actuantes, y sobre el comportamiento dinámico que tendrá la presa.

### 2.5.3. Operacionalización de la variable

VARIABLES	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTO	ESCALA				
						1	2	3	4	5
1: Variable Independiente  Montaje y lanzamiento	El montaje de un puente está definida a la colocación de la superestructura siendo apoyados en la cimentación manteniendo criterios constructivos acordes a la zona y en función al proceso de lanzamiento.	El puente modular está definido por el proceso constructivo estipulado o siguiendo técnicas y criterios constructivos en toda la ejecución del puente manteniendo la configuración estructural del puente modular.	Resistencia de los perfiles	Ficha técnica	NTP. 341.154	X				
			Concreto en dados	Diseño de mezcla	Dosificación	X				
			Sistema de lanzamiento	Proceso constructivo	Especificaciones técnicas	X				
1: Variable Dependiente  Puente Modular	El montaje y lanzamiento del puente modular estarán referidas a la luz del puente y la configuración estructural sobre los perfiles empleados.	El puente modular es una estructura de construcción provisional de proceso constructivo a corto plazo lo cual permitirá conectar dos puntos inaccesibles que están separadas por un río, esta estructura está constituida por perfiles de acero que llevan una carga distribuida a la cimentación del puente.	Luz del puente	Configuración estructural	Comportamiento estructural	X				
			Tiempo de ejecución	Proceso constructivo	Plazos	X				
			Modelamiento estructural	Modelamiento	Esfuerzos y desplazamientos	X				



## **CAPÍTULO III: METODOLOGIA**

### **3.1. Método de investigación**

Según (Rodríguez Peñuelas, 2010, pág. 55). *“A través del método cuantitativo se puede centrar diferentes hechos y causas sociales que permiten ser un fenómeno social que a través de preguntas e inventarios y o a través de demográficos puedan ser analizados estadísticamente logrando verificar, aprobar y poder rechazar relaciones entre las variables definidas operacionalmente, ya que puede representar estudios cuantitativos basada con datos estadísticos y a través de un análisis numérico sustentable”.*

La presente investigación tuvo una aplicación *Cuantitativa* ya que los resultados que se obtendrán serán cuantificables.

### **3.2. Tipo de investigación**

Según (Hernández y Col, 2006, pág., 98), menciona: *“Una investigación será del tipo aplicada cuando la metodología empleada nace de una in formación existente, corroborando que presenta antecedentes directas o indirectas”.*

La presente investigación es *Aplicada* ya que se está utilizando la ciencia y teoría existente para el desarrollo del mismo.

### 3.3. Nivel de investigación

Según (Mario Tamayo y Tamayo, 2014, pág. 95), la metodología de nivel Explicativo el cual comprende la descripción, registro, análisis e interpretación de la naturaleza actual, y la composición o proceso de los fenómenos. El enfoque se hace sobre conclusiones dominantes o sobre grupo de personas, grupo o cosas, se conduce o funciona en presente con una investigación tipo explicativo.

La presente investigación es de tipo explicativo ya que pretende dar a conocer la comparación del comportamiento estructural de presas tipo arco y por gravedad.

### 3.4. Diseño de investigación

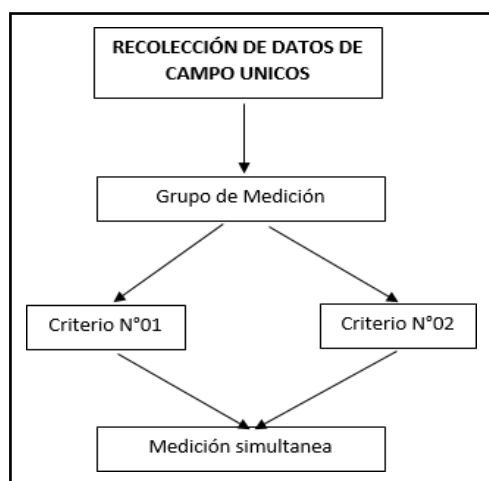
La presente investigación es de diseño de la investigación No Experimental.

Según (Hernández Fernández y Bonilla, 2010, pág. 120) menciona: “El método de investigación no experimental es aquella en donde se puede manipular las variables, ya que se basa fundamentalmente en las observaciones de los diferentes fenómenos en un contexto natural para poder ser analizados en un tiempo prolongado”.

Para poder observar un fenómeno tal y como se muestra en el modelamiento estructural, no se está manipulando las variables intencionalmente o deliberadamente ninguna de las variables para la presente investigación.

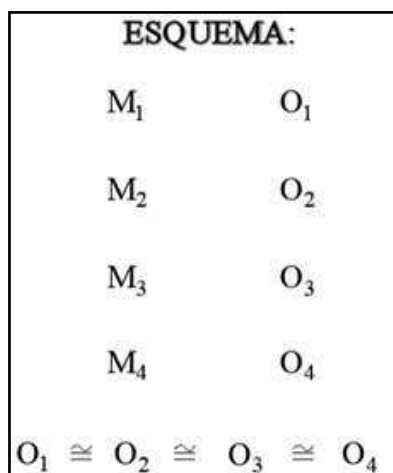
Siendo el diseño esquematizado explicado de la siguiente manera:

**Ilustración 16.** Esquema del diseño de la investigación



Fuente: (Morodías, 2018)

**Ilustración 17. Esquema del método No Experimental**



Fuente: (Morodías, 2018)

En la ilustración se representan que  $M_1$ ,  $M_2$ ,  $M_3$ ,  $M_4$  son representaciones de la muestras analizadas (Zona de Pomacancha) y los valores de  $O_1$ ,  $O_2$ ,  $O_3$ ,  $O_4$  representan a la información recolectadas en cada una de las muestras evaluadas, siendo los valores de O las observaciones utilizadas las partes de criterios técnicos empleados en el análisis de muestras ya que estas observaciones se basarán en resultados o sobre la información evaluada podrán ser iguales (=), diferentes ( $\neq$ ) o en algún punto semejante (-) con respecto a una situación.

### 3.5. Población y muestra

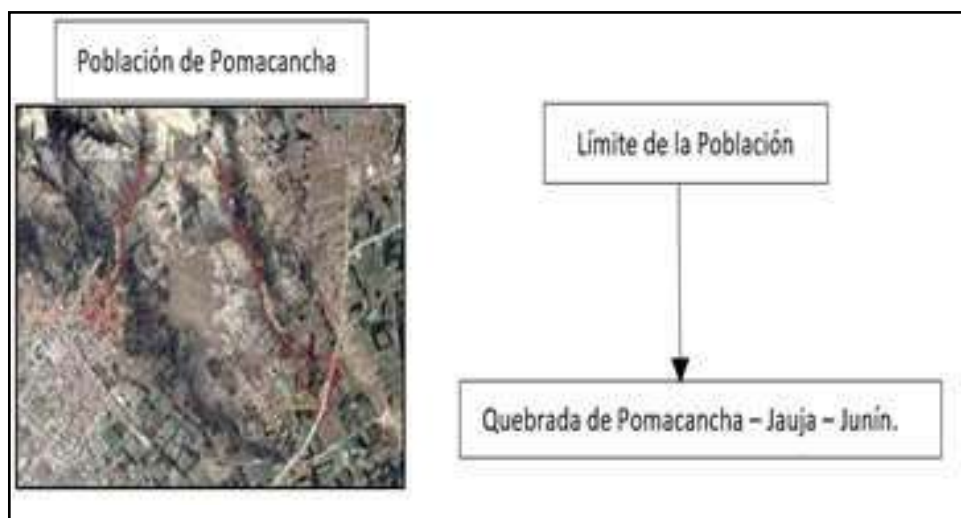
En la presente investigación fue desarrolla en los siguientes lineamientos de población y muestra.

#### 3.5.1. Población

Según (Valderrama Mendoza, 2015), *“La población está definida por un numero o conjunto de elementos, objetos o seres que puedan presentar atributos o algún parentesco en común que sean sensibles a la observación.”*

La población está definida por el sector de Pomacancha:

### Ilustración 18. Representación de la Población



Fuente: Google Earth 2020

La presente investigación tiene en consideración como población a toda la quebrada del distrito de Pomacancha – en el distrito de Pomacancha, provincia de Jauja, región Junín en el 2020.

### Ilustración 19. Vista satelital de la zona de Pomacancha



Fuente: Google Earth 2020

#### 3.5.2. Muestra

Según (Hernández Sampieri, Fernández Collado, & Baptista Lucio, 2014, pág. 125) mencionan: *“La muestra es un subgrupo de la población o también denominado un subconjunto de todos los elementos utilizados con características similares al que se ha denominado población”*.

## **A. Método de muestreo**

El tipo de muestreo no probabilístico e intencional, en donde el investigador puede seleccionar las muestras aleatoriamente basadas en un criterio subjetivo y de forma arbitraria, siendo este tipo de muestreo el más concerniente y dependiente por parte de la experiencia del evaluador. Por lo cual se utilizarán los métodos de observación cuantitativa; ya que las investigaciones se basan en las muestras evaluadas en la zona indicada y con un criterio específico sobre los materiales usados.

### **3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

Los instrumentos utilizados en la presente investigación fueron los ensayos de mecánica de suelos analizados, los estudios geomecánicos realizados.

- a. Topografía del terreno
- b. Presión Hidráulica
- c. Áreas a intervenir
- d. Perfil estratigráfico.
- e. Caudal

Se ha escogido como información como:

- a. Plano topográfico
- b. Fotos geológicas
- c. Muestra de suelos
- d. Sondeo estratigráfico
- e. Brújula
- f. Wincha
- g. Picota
- h. Libreta de campo
- i. Lupa

de la investigación. Se empleará una recolección de datos para las diferentes muestras pertenecientes a la zona evaluada y los criterios establecidos o requeridos en el diseño.

**Fotografía 1.** *Caudal del rio en época de estiaje*



**Fotografía 2.** *Zonas a regar y lograr un abastecimiento del agua*



### **3.7. Procesamiento y análisis de datos**

El esquema estructural se basa en un cálculo tridimensional que puede simplificarse si se calculan como un entramado de ménsulas y arcos que actúan de forma independiente, pero con compatibilidad de movimientos en los puntos de cruce.

Como primera aproximación podemos emplear el cálculo del espesor del arco a cada cota con la fórmula de los tubos delgados. Sin embargo, solamente valdría en el caso de presas arco sin empotramiento en la base como la presa del Vado en Castro ido.

El comportamiento real de una presa bóveda dista mucho de ser el de un arco puro. Los esfuerzos tenderán a transmitirse movilizando el mínimo de energía elástica posible y ello no será siempre a través de los arcos, sino que puede realizarse a través de las ménsulas, sobre todo cerca de la cimentación.

Por tanto, la presa bóveda debe considerarse como un conjunto de ménsulas limitadas por planos radiales y un conjunto de arcos, limitados por planos verticales. Cada una de estas ménsulas se apoyará en una serie de arcos.

Al disponer los arranques de menor curvatura, aumentan las flexiones en los mismos, por lo que es práctica común aumentar su espesor, generalmente hacia aguas abajo. Conseguiremos de esta manera centrar la resultante y mejorar la transmisión de esfuerzos al cimiento. Luego de la recolección de la información, se evaluará los diferentes comportamientos estructurales del relave producida por los agentes externos en la muestra estudiada.

### **3.7.1. Consideraciones previas**

El proceso de selección más adecuado que se realizara para la Presa Pomacancha, es propio de cada caso, este se acomete en las primeras fases de la ingeniería de la presa e involucra aspectos de distinta índole como son técnicos (geomorfológicos, hidrológicos), económicos y ambientales.

De manera general, y atendiendo a su comportamiento estructural, las presas de fábrica se pueden agrupar en dos grandes tipos:

**Tabla 1. Consideraciones previas de las presas evaluadas**

Presas de fábrica	Características	Tipología
<b>Presas de gravedad</b>	Se caracterizan por soportar la acción hidrostática del embalse que cierran exclusivamente mediante el peso de la propia presa. Así, la presa trabaja como una estructura isostática que, en forma de ménsula, canaliza los esfuerzos inducidos por el embalse, en dirección vertical hacia su cimiento, quedando contenidos todos los esfuerzos en planos transversales al eje de la presa.	Presas de gravedad no aligeradas (Presas con sección tipo triangular - LEVY- o trapecial) Presas de gravedad aligeradas
<b>Presas arco</b>	En virtud de su forma arqueada, transmiten los esfuerzos al cimiento no solamente en dirección vertical, sino que también lo hacen en dirección horizontal hacia las laderas.	Presas arco-gravedad (Presas con curvatura horizontal exclusivamente)

Presas de fábrica	Características	Tipología
	Funcionan, por lo tanto, como ménsula y a la vez como arco, trabajando como estructuras hiperestáticas, que aprovechan de manera más racional la capacidad portante de la cimentación y reparten las reacciones en la cimentación más uniformemente a lo largo de ella.	Presas bóveda o cúpula (Presas de doble curvatura)

Fuente: Bach. Morales Mamani Lorena

**Fotografía 3. Ensayo de corte directo**





Para el caso de la presa Pomacancha, según los estudios geológicos, geotécnicos e hidrológicos se tiene las siguientes características:

- a. Su geología regional está conformada por la formación Parihuanca (conformado por arcilla) y la formación Chulec (conformado por calizas, micriticas, oolíticas y limo arcillitas).
- b. Dentro de la geología local se encontró la presencia de depósitos aluviales (terrazas).
- c. Los estudios realizados dentro del eje de la presa Pomacancha, determinaron que:
- d. Se encontró un depósito aluvial de 4 a 15 metros de profundidad a partir del nivel del terreno.
- e. Se tiene un basamento rocoso de caliza con profundidad de 15 a 30 metros.

Las propiedades del basamento rocoso son:

*Tabla 2. Propiedades Geotécnicas Presa Pomacancha*

<b>Propiedades Geotécnicas</b>	
RCS	120 Mpa
Módulo de deformación (e)	35 Gpa
Peso unitario	2.50 gr/cm <sup>3</sup>
Permeabilidad	10 e-5 cm/s
RQD	75%
Capacidad portante	8 a 10 kg/cm <sup>2</sup>
Angulo de fricción	42°

Fuente: Bach. Morales Mamani Lorena

**Fotografía 4. Clasificación de suelos**



Los niveles determinados según el estudio hidrológico, determinaron que:

*Tabla 3. Niveles de la Presa Pomacancha*

<b>NIVELES DE LA PRESA</b>	
Lecho del rio	3812.00 msnm
NAMI	3818.00 msnm
NAMO	3828.00 msnm
NAME	3828.80 msnm
Nivel de coronación	3831.00 msnm

Fuente: Bach. Morales Mamani Lorena

### **3.7.2. Presa de Gravedad Pomacancha**

La Presa de Gravedad Pomacancha propuesta es caracterizada por resistir el empuje del agua mediante su propio peso. Este peso moviliza un esfuerzo de rozamiento en la cimentación que contrarresta el esfuerzo desestabilizador de la carga hidrostática procedente del embalse.

La presa de gravedad se definirá por la sección tipo. Esta sección tipo, a su vez, suele tener una forma trapecial que queda determinada por los siguientes parámetros:

- I. Posición del vértice resistente, siendo este vértice la intersección imaginaria de los parámetros de la presa.
- II. Pendiente de los parámetros de la presa.
- III. Pendiente de la línea de contacto de la presa con la cimentación.
- IV. Anchura de coronación de la presa.

Al rectángulo que se levanta por encima del triángulo resistente se le denomina castillete y materializa el paso por coronación en la presa. Es habitual que la necesidad de paso de vehículos determine un ancho mínimo de coronación, siendo unos 6-8 m un valor habitual.

**Fotografía 5. Límites de consistencia**



**Fotografía 6. Cálculo de contenido de humedad**



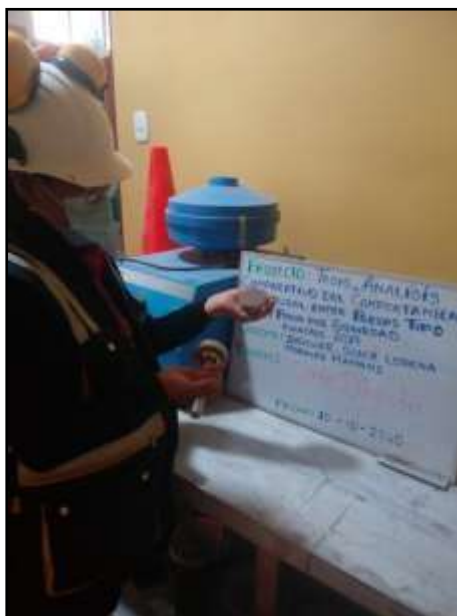
- 0 Los taludes de los paramentos de una presa de gravedad suelen  
, sumar 0,75.  
8 El paramento de aguas arriba se suele disponer vertical o casi  
0 vertical. Esto es debido a que interesa que el paramento de  
· aguas arriba permanezca lo más comprimido posible para reducir  
las filtraciones en la medida de lo posible.

de la presa con el cimiento suele tener una ligera pendiente que profundiza hacia aguas arriba, esto con el objeto de generar un componente tangencial del peso que sea estabilizador. Pendientes fuertes en esta línea de contacto suelen dar lugar a complicaciones constructivas poco recomendables y a excesos de excavación.

L  
a  
l  
í  
n  
e  
a  
d  
e  
c  
o  
n  
t  
a  
c  
t  
o

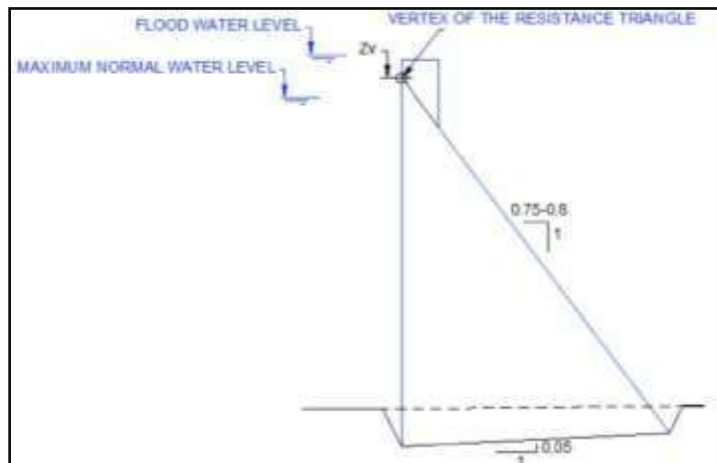
La posición del vértice resistente es usual que se ubique a una cota intermedia entre la de coronación de la presa y la del Máximo Nivel Normal de agua, siendo este nivel el máximo nivel que tendrá el embalse durante la explotación ordinaria.

**Fotografía 7. Cálculo de la capacidad portante**



De este modo, la sección tipo de una presa de gravedad, en condiciones normales se asemeja a la siguiente:

**Ilustración 20.** Sección tipo de una presa de gravedad



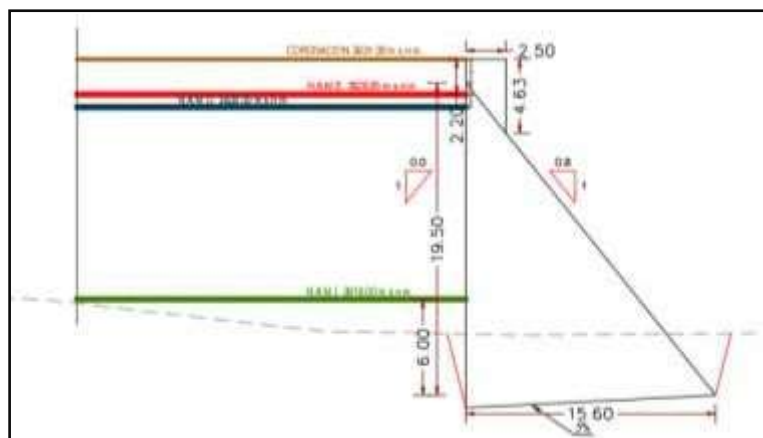
Fuente: Bach. Morales Mamani Lorena

Existen diversas razones que introducen variantes sobre esta geometría:

- Una cimentación más deformable de lo habitual (módulo de elasticidad por debajo de 5 GPa). En estos casos suele ser habitual tender más los paramentos de la presa o abrir más la base de la cimentación. Por lo que en nuestro caso no se dio ya que el módulo de deformación que tiene el cemento es del 35 GPa
- Una sollicitación sísmica elevada, que puede propiciar medidas de diseño del mismo tipo.

A continuación, se muestra la geometría que se obtuvo bajo las recomendaciones mencionadas anteriormente:

**Ilustración 21.** Geometría de la Presa



Fuente: Bach. Morales Mamani Lor

### 3.8. Técnicas y análisis de datos

El control de avenidas es de gran importancia, para lo cual generalmente son necesarias presas altas. Sin embargo, en 1958 se terminó una presa de 20.10m de altura con vertedor de demasías de concreto para el control de avenidas en el río Little cerca de Charlton, Mass. En esta estructura se utilizó un solo canal para gastos pequeños. El proyectista de cualquier presa debe hacer suposiciones básicas con respecto a las condiciones de su emplazamiento y sus efectos en la estructura que se proponga.

Las investigaciones en el emplazamiento proporcionan al ingeniero mucha información para evaluar estas suposiciones, que son las bases para hacer un proyecto seguro de la presa. Algunas suposiciones importantes para el proyecto de presas pequeñas incluyen la subpresión, las medidas para controlar las filtraciones, la degradación del canal y la erosión del pie de la presa del lado de aguas abajo, las condiciones de la cimentación y la calidad de la construcción. Se hacen suposiciones adicionales sobre las cargas producidas por el azolve, la presión del hielo, las aceleraciones sísmicas, y las fuerzas de las olas. En grado en que afectan estos factores es el proyecto, depende principalmente del tipo de presa, de las presiones máximas del agua, y del carácter del material de cimentación. El proyectista debe evaluar estos factores para cualquier presa tomando en cuenta amplios factores de seguridad. Coeficientes de seguridad Los coeficientes de seguridad deben considerarse a la luz de las condiciones económicas. Los coeficientes de seguridad amplios dan por resultado una estructura más costosa; sin embargo, si se usan coeficientes de seguridad pequeños pueden producirse fallas, lo que a su vez puede dar por resultado costos elevados. Sólo podrán obtenerse los factores de seguridad adecuados haciendo una buena determinación de las fuerzas de deslizamiento, vuelco y de las produzcan esfuerzos excesivos dentro de la presa.

## **CAPITULO IV: RESULTADOS**

### **4.1. Análisis Estructural de la presa de gravedad Pomacancha**

Se realizó el análisis estructural de la Presa Pomacancha de la sección y plano de deslizamiento que se consideran más desfavorables, y también aquellas que tienen singularidades, bien por la geología o bien por el diseño de la sección.

Las secciones más desfavorables suelen ser las correspondientes al cauce, ya que son las más altas y están sometidas a una sollicitación más elevada. En este caso, en las laderas no hay ningún punto que presente una geología más desfavorable, ni tampoco hay quiebros en la sección tipo.

Entre las secciones más altas se analizan las secciones por el vertedero, que tienen unas condiciones ligeramente más desfavorables al no contar con la cuña de coronación maciza.

La geología no tiene planos de estratificación horizontal, por lo que se toma como plano de estudio el de contacto presa-cimiento.

Según la normativa se analizaron bajo las siguientes situaciones, los cuales se muestran a continuación:

#### 4.1.1. Situaciones normales (KR = 1,5 Y KC = 5)

##### a) Embalse vacío

No es una situación crítica en presas de gravedad. No se estudia. Es una situación determinante en bóvedas y arcos con influencia del térmico.

##### b) Embalse lleno

###### - Determinación de las fuerzas activas:

**Peso de la Presa:** En el cual se considera solo la geometría triangular, del cuerpo de la presa omitiendo la coronación, el cual se obtiene con la siguiente fórmula:

$$P_1 = \frac{1}{2} b \cdot H \cdot \gamma_h$$

En el cual se tiene un peso de 365.04 tn.

###### - Empuje del Agua:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot H_a^2 \cdot \gamma_h$$

En el cual se tiene un peso de 176.72 tn.

###### - Subpresión:

El cual se considera una presión igual a la altura de la presa.

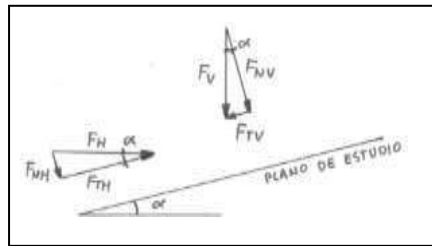
$$E_a = \frac{1}{2} \cdot H_a^2 \cdot \gamma_h$$

En el cual se tiene un peso de 146.64 tn.

#### 4.2. Cálculo de la reacción normal y del empuje desestabilizador Aplicación de la corrección por tener el cimientto inclinado:

La inclinación del plano de contacto presa-cimiento hace que las fuerzas horizontales y verticales se descompongan según las direcciones tangencial y ortogonal al cimientto. Esta descomposición debe ser tenida en cuenta en el estudio de la estabilidad.





Así pues, si el cimientto está inclinado un ángulo  $\alpha$ , las fuerzas horizontales se pueden descomponer en: · Componente tangencial:  $F_{TH} = F_H \cdot \cos \alpha$  y Componente normal:  $F_{NH} = F_H \cdot \sin \alpha$ .

Del mismo modo, se pueden descomponer las fuerzas verticales: ·Componente tangencial:  $F_{TV} = F_V \cdot \sin \alpha$  · Componente normal:  $F_{NV} = F_V \cdot \cos \alpha$ . Cuando el ángulo  $\alpha$  es muy pequeño, el seno se puede aproximar a la pendiente y el coseno a la unidad. Por ejemplo, para una pendiente del 5% se obtiene:  $p = 0,05 \rightarrow \alpha = 2,86^\circ$ .

$\sin 2,86 = 4,99 \times 10^{-2} \rightarrow$  que se aproxima a la pendiente  $\sim 0,05$   $\cos 2,86 = 0,998 \rightarrow$  que se aproxima a la unidad  $\sim 1$

La reacción normal (N) se obtiene aplicando  $\sum F_N = 0$ :  $N = P \cdot \cos \alpha + E_a \cdot \sin \alpha - S$ , con el cual se tiene el valor de 227.24 tn.

El empuje desestabilizador (E) es la resultante de las fuerzas tangenciales al cimientto:  $E = E_a \cdot \cos \alpha - P \cdot \sin \alpha$ , el cual tiene un valor de 194.97 tn.

#### 4.2.1. Comprobación de la estabilidad

La condición de estabilidad está dada por la siguiente ecuación:

$$E \leq \frac{N \cdot \operatorname{tg} \varphi}{K_R} + \frac{c \cdot L_c}{K_c}$$

Con el cual se tiene el valor de la segunda parte de la ecuación que es de 440.72 tn, el cual es mayor a 194.97 tn, el cual nos dice que se tiene una estabilidad por encima del crítico.

#### 4.2.2. Situaciones Accidentales (KR = 1,2 y KC = 4)

##### a) Embalse vacío y sismo

Al estar situada la presa en una zona de sismicidad baja, no es necesaria la comprobación de la estabilidad en situaciones con sismo. adicionalmente, como ya se indicó para la situación a del caso de situaciones normales, la situación con embalse vacío no es crítica en presas de gravedad.

### b) Embalse lleno y sismo

La presa está situada en una zona de sismicidad baja, por lo que el análisis seria el mismo de la situación b del caso de situaciones normales.

### c) Embalse lleno a nivel de avenida de proyecto

#### - Determinación de las fuerzas activas:

**Peso de la Presa:** En el cual se considera solo la geometría triangular, del cuerpo de la presa omitiendo la coronación, el cual se obtiene con la siguiente formula:

$$P_1 = \frac{1}{2} b \cdot H \cdot \gamma_h$$

En el cual se tiene un peso de 365.04 tn.

#### - Empuje del Agua:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot H_a^2 \cdot \gamma_h$$

En el cual se tiene un peso de 190.13 tn.

#### - Subpresion: El cual se considera una presión igual a la altura de la presa.

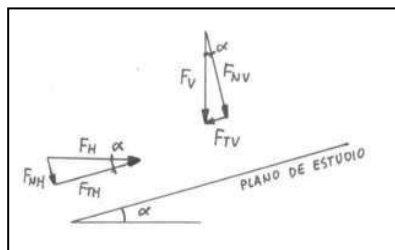
$$E_a = \frac{1}{2} \cdot H_a^2 \cdot \gamma_h$$

En el cual se tiene un peso de 146.64 tn.

### 4.3. Cálculo de la reacción normal y del empuje desestabilizador.

#### 4.3.1. Aplicación de la corrección por tener el cimientado inclinado:

La inclinación del plano de contacto presa-cimiento hace que las fuerzas horizontales y verticales se descompongan según las direcciones tangencial y ortogonal al cimientado. Esta descomposición debe ser tenida en cuenta en el estudio de la estabilidad.



Así pues, si el cimientado está inclinado un ángulo  $\alpha$ , las fuerzas horizontales se pueden descomponer en: · Componente tangencial:  $F_{TH} = F_H \cdot \cos \alpha$  y Componente normal:  $F_{NH} = F_H \cdot \sin \alpha$ .

Del mismo modo, se pueden descomponer las fuerzas verticales: · Componente tangencial:  $F_{TV} = F_V \cdot \sin \alpha$  · Componente normal:  $F_{NV} = F_V \cdot \cos \alpha$ . Cuando el ángulo  $\alpha$  es muy pequeño, el seno se puede aproximar a la pendiente y el coseno a la unidad. Por ejemplo, para una pendiente del 5% se obtiene:  $p = 0,05 \rightarrow \alpha = 2,86^\circ$ .

$\sin 2,86 = 4,99 \times 10^{-2} \rightarrow$  que se aproxima a la pendiente  $\sim 0,05$   $\cos 2,86 = 0,998 \rightarrow$  que se aproxima a la unidad  $\sim 1$

La reacción normal (N) se obtiene aplicando  $\sum F_N = 0$ :  $N = P \cdot \cos \alpha + E_a \cdot \sin \alpha - S$ , con el cual se tiene el valor de 227.24 tn.

El empuje desestabilizador (E) es la resultante de las fuerzas tangenciales al cimientado:  $E = E_a \cdot \cos \alpha - P \cdot \sin \alpha$ , el cual tiene un valor de 171.87 tn.

### 4.3.2. Comprobación de la estabilidad

La condición de estabilidad está dada por la siguiente ecuación:

$$E \leq \frac{N \cdot \operatorname{tg} \varphi}{K_R} + \frac{c \cdot L_c}{K_c}$$

Con el cual se tiene el valor de la segunda parte de la ecuación que es de 552.18 tn, el cual es mayor a 171.87 tn, el cual nos dice que se tiene una estabilidad por encima del crítico

### 4.3.3. Situaciones Extremas (KR = 1,1 y KC = 3)

Las situaciones de cálculo y los coeficientes de seguridad en condiciones extremas no están definidos en la normativa vigente, hoy en día los fija el proyectista. En las futuras NTS, los coeficientes son: KR = 1,1 y KC = 3,3.

#### a) Embalse lleno a nivel de coronación

##### - Determinación de las fuerzas activas:

**Peso de la Presa:** En el cual se considera solo la geometría triangular, del cuerpo de la presa omitiendo la coronación, el cual se obtiene con la siguiente fórmula:

$$P_1 = \frac{1}{2} b \cdot H \cdot \gamma_h$$

En el cual se tiene un peso de 365.04 tn.

##### - Empuje del Agua:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot H_a^2 \cdot \gamma_h$$

En el cual se tiene un peso de 220.50 tn.

##### - Subpresión:

El cual se considera una presión igual a la altura de la presa.

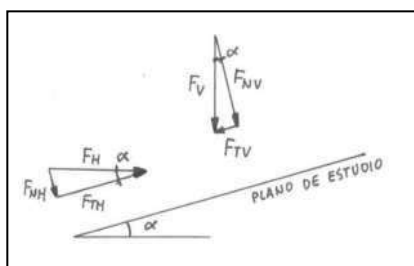
$$E_a = \frac{1}{2} \cdot H_a^2 \cdot \gamma h$$

En el cual se tiene un peso de 146.64 tn.

#### 4.4. Cálculo de la reacción normal y del empuje desestabilizador.

##### 4.4.1. Aplicación de la corrección por tener el cimiento inclinado:

La inclinación del plano de contacto presa-cimiento hace que las fuerzas horizontales y verticales se descompongan según las direcciones tangencial y ortogonal al cimiento. Esta descomposición debe ser tenida en cuenta en el estudio de la estabilidad.



Así pues, si el cimiento está inclinado un ángulo  $\alpha$ , las fuerzas horizontales se pueden descomponer en: · Componente tangencial:  $F_{TH} = F_H \cdot \cos \alpha$  y Componente normal:  $F_{NH} = F_H \cdot \sin \alpha$ .

Del mismo modo, se pueden descomponer las fuerzas verticales: · Componente tangencial:  $F_{TV} = F_V \cdot \sin \alpha$  · Componente normal:  $F_{NV} = F_V \cdot \cos \alpha$ . Cuando el ángulo  $\alpha$  es muy pequeño, el seno se puede aproximar a la pendiente y el coseno a la unidad. Por ejemplo, para una pendiente del 5% se obtiene:  $p = 0,05 \rightarrow \alpha = 2,86^\circ$ .

$\sin 2,86 = 4,99 \times 10^{-2} \rightarrow$  que se aproxima a la pendiente  $\sim 0,05$   $\cos 2,86 = 0,998 \rightarrow$  que se aproxima a la unidad  $\sim 1$

La reacción normal (N) se obtiene aplicando  $\Sigma F_N = 0$ :  $N = P \cdot \cos \alpha + E_a \cdot \sin \alpha - S$ , con el cual se tiene el valor de 229.43 tn.

El empuje desestabilizador (E) es la resultante de las fuerzas tangenciales al cimiento:  $E = E_a \cdot \cos \alpha - P \cdot \sin \alpha$ , el cual tiene un valor de 202.25 tn.

#### 4.4.2. Comprobación de la estabilidad

La condición de estabilidad está dada por la siguiente ecuación:

$$E \leq \frac{N \cdot \operatorname{tg} \varphi}{K_R} + \frac{c \cdot L_c}{K_c}$$

Con el cual se tiene el valor de la segunda parte de la ecuación que es de 633.91 tn, el cual es mayor a 202.25 tn, el cual nos dice que se tiene una estabilidad por encima del crítico.

#### 4.4.3. Embalse lleno a nivel de coronación y sismo

Aunque la Presa Pomacancha está situada en una zona de baja sismicidad se procede a continuación a analizar su estabilidad, ya ubicada en una zona con aceleración sísmica media Zona 3 igual a 0,35 g.

Los pesos, el empuje del agua y la subpresión son los calculados anteriormente:

$$P = 365.04 \text{ tn.}$$

$$E_a = 220.50 \text{ tn.}$$

$$S = 146.64 \text{ tn.}$$

Efecto del sismo sobre la estructura. Se considera un empuje sísmico horizontal (ESH) que se

añade al empuje del agua y un empuje sísmico vertical (ESV) que se resta al peso de la estructura.

ESH = P \* ac, siendo la aceleración de diseño de 0.20 g. Por el cual se tiene que: ESH = 73.01 tn.

$$ESV = 2/3 * ESH, \text{ ESV} = 48.67 \text{ tn.}$$

#### 4.5. El efecto del sismo sobre el embalse (ESW)

Se da con el empuje hidrodinámico que produce el agua almacenada en el embalse sobre el paramento de aguas arriba tiene forma parabólica. El punto de aplicación de la fuerza resultante está a 2/5 Ha y su valor se determina mediante la fórmula de Westergaard:

$$E_{SW} = \frac{2}{3} C_W \cdot H_a^2 \cdot a_c$$

En donde  $C_W$  es el coeficiente de Westergaard, dado por la siguiente

donde  $C_W$  es el coeficiente de Westergaard:

$$C_W = \frac{0,817}{\sqrt{1 - 0,72 \left( \frac{H_a}{304,8 T} \right)}}$$

En el cual se tiene a  $T$  como el periodo de oscilación del sismo.

( $T=1s$ ). Con el cual se tiene que  $C_W = 0.84$  y  $E_{SW} = 39.89$  tn.

Con el cual tenemos la reacción normal y el empuje desestabilizador:

$$N = P + 0,05 (E_a + E_{SH} + E_{SW}) - E_{SV} - S = 332.19 \text{ tn.}$$

$$E = E_a + E_{SH} + E_{SW} - 0,05 (P - E_{SV}) = 277.69 \text{ tn.}$$

#### 4.5.1. Comprobación de la estabilidad

La condición de estabilidad está dada por la siguiente ecuación:

$$E \leq \frac{N \cdot \text{tg } \varphi}{K_R} + \frac{c \cdot L_c}{K_c}$$

Con el cual se tiene el valor de la segunda parte de la ecuación que es de 847.98 tn, el cual es mayor a 277.69 tn, el cual nos dice que se tiene una inestabilidad por encima del crítico

#### 4.6. Modelamiento en Sap 2000 v22:

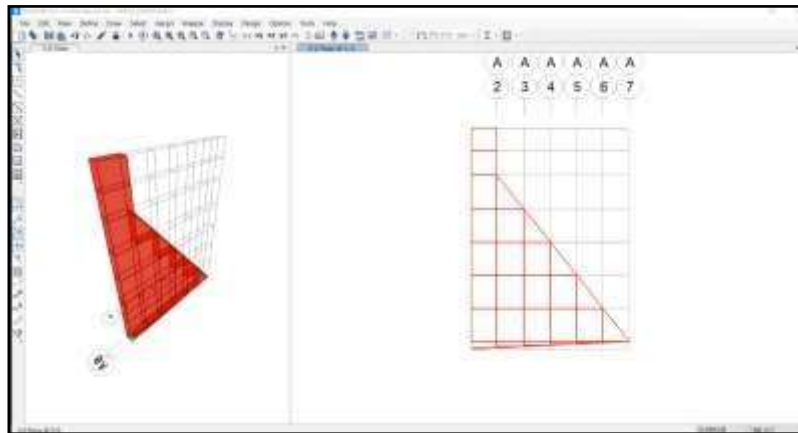
Para el desarrollo del modelo estructural se trabajó con el Software SAP 2000 V22, en los cuales se realizaron los siguientes pasos:

a. Definición de grillas:





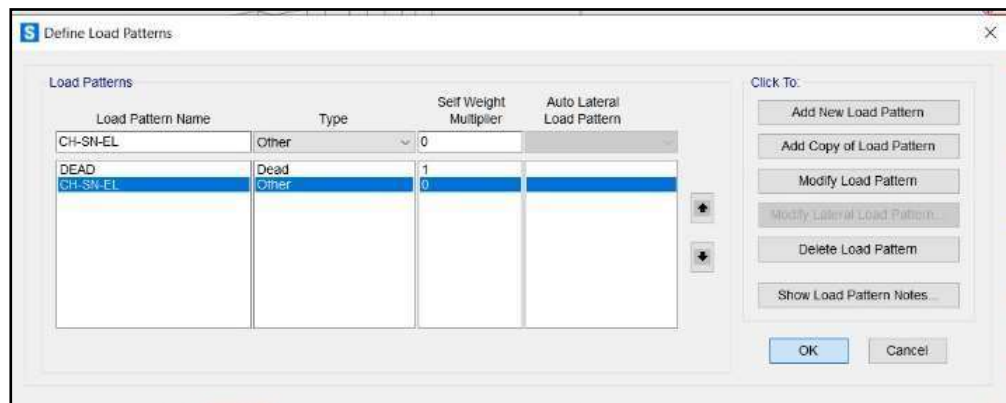
c. Modelamiento de la presa Pomacancha con elementos solidos:



Fuente: SAP 2000 V.22

d. Creación de los casos de carga

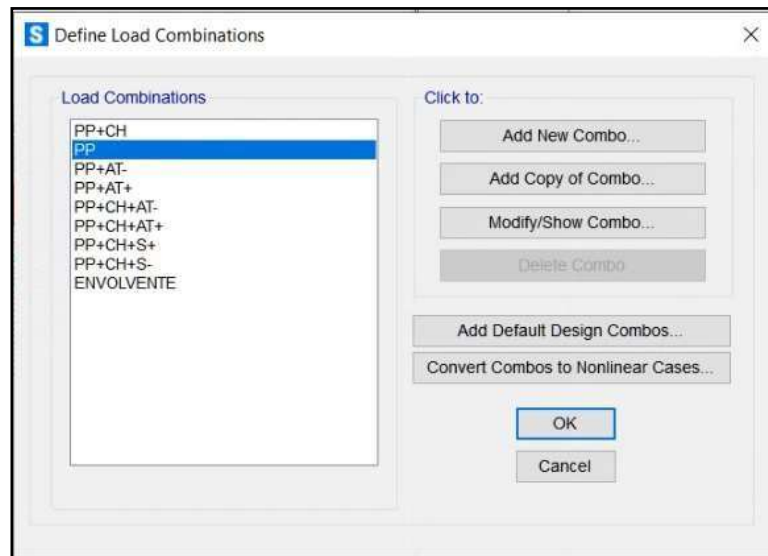
**Ilustración 25.** Creación de los casos de carga



Fuente: SAP 2000 V.22

e. Definición de las combinaciones de carga

**Ilustración 26. Combinaciones de carga**

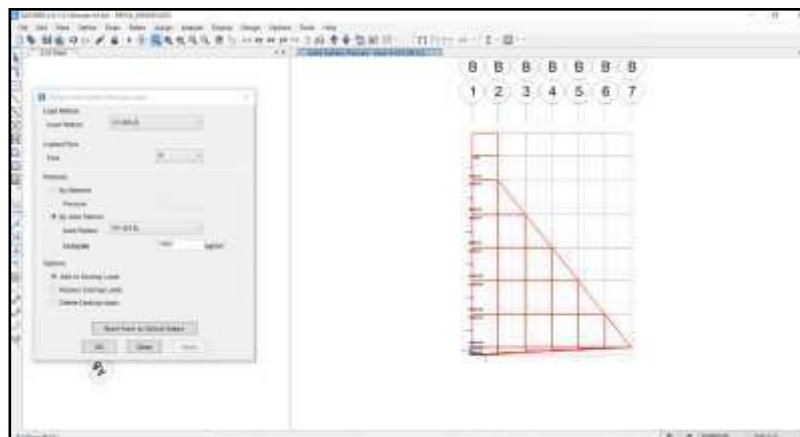


Fuente: SAP 2000 V.22

f. Asignación de cargas

Presión Hidráulica

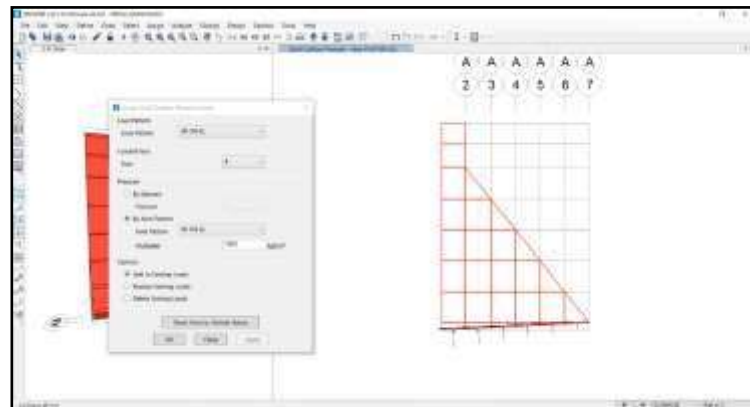
**Ilustración 27. Asignación de cargas**



Fuente: SAP 2000 V.22

Supresiones

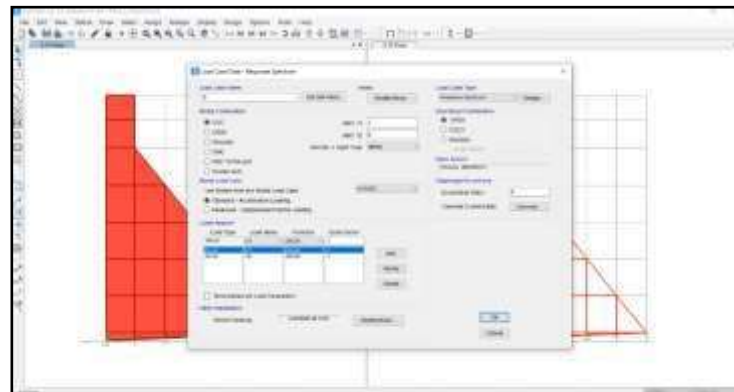
**Ilustración 28. Supresiones**



Fuente: SAP 2000 V.22

Carga Sísmica

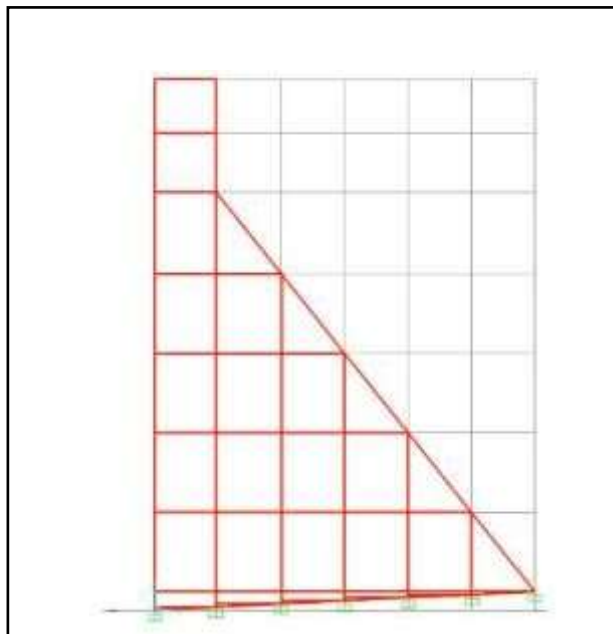
**Ilustración 29. Carga Sísmica**



Fuente: SAP 2000 V.22

g. Asignación de restricciones a la base y lados de la presa

**Ilustración 30.** Restricciones a la base y lados de la presa

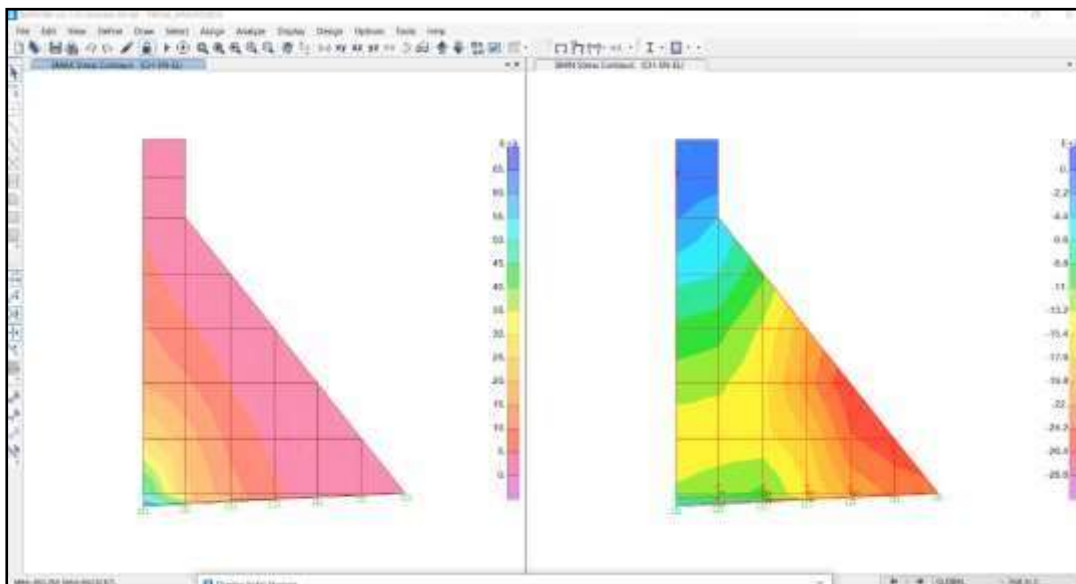


Fuente: SAP 2000 V.22

#### 4.6.1. Esfuerzos resultantes del modelamiento:

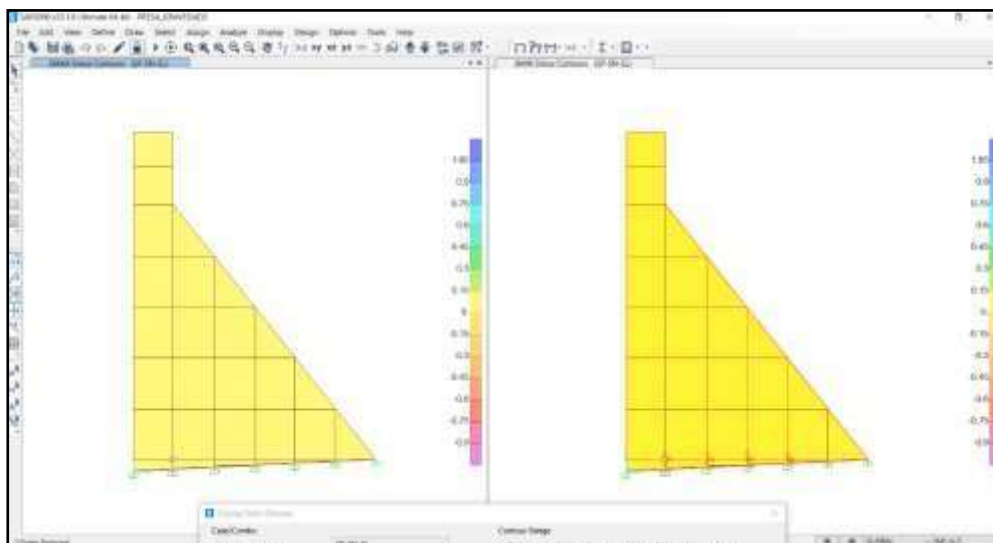
##### 4.6.1.1. Esfuerzo máximos y mínimos (Ton/m<sup>2</sup>) Por: PP+CH+SP

**Ilustración 31.** Esfuerzo máximos y mínimos



Fuente: SAP 2000 V.22

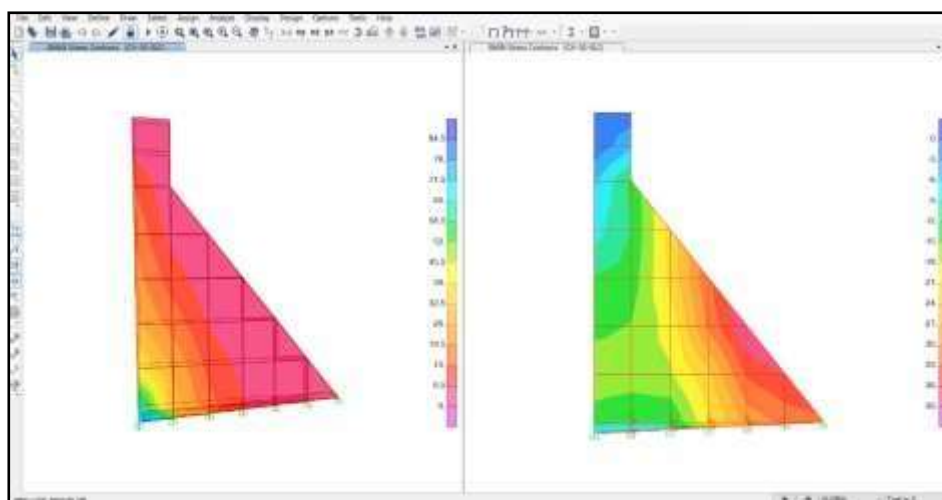
**Ilustración 32. Distribución de cargas en la presa**



Fuente: SAP 2000 V.22

4.6.1.2. Esfuerzo máximos y mínimos (ton/m<sup>2</sup>) por: PP+CH (a nivel de coronación)

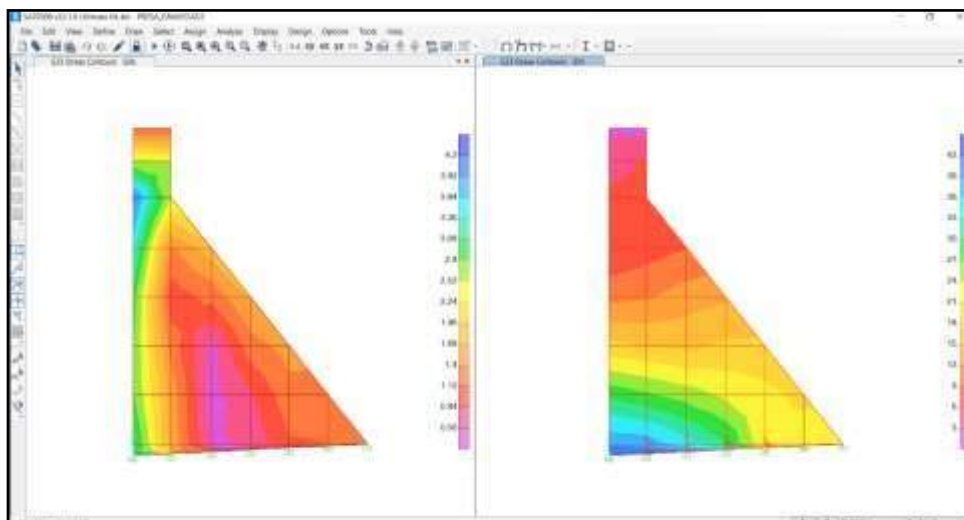
*Ilustración 33. Esfuerzo máximos y mínimos*



Fuente: SAP 2000 V.22

4.6.1.3. Esfuerzo máximos y mínimos (ton/m<sup>2</sup>) por: PP + CH + Sismo en dirección XX y YY

**Ilustración 34.** Esfuerzo máximos y mínimos (ton/m<sup>2</sup>) por: PP + CH + Sismo



Fuente: SAP 2000 V.22

#### 4.7. Presas Tipo Arco Pomacancha

La Presa Pomacancha propuesta se caracterizará por tener, al menos, una acusada curvatura en planta. Esta se puede establecer en un ángulo mínimo entre los radio- vectores extremos a cota de coronación de unos 80-90°.

1. **Ángulos menores** podría decirse que dan lugar a presas curvadas en planta, pero a los que los preceptos de diseño que a continuación se exponen son de difícil aplicación.
2. **Ángulos de unos 120°** son los óptimos desde un punto de vista del comportamiento estructural de la presa.

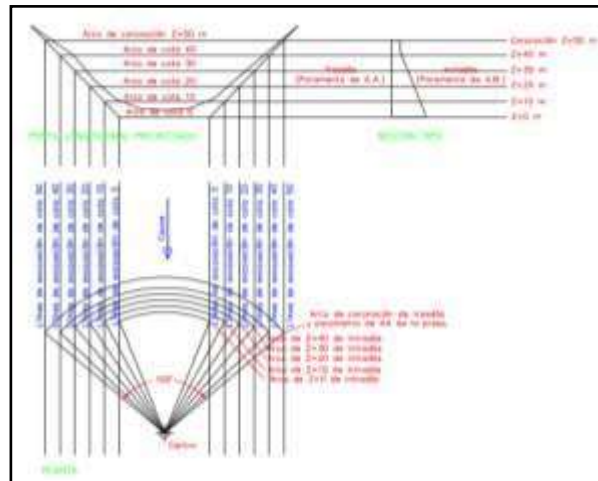
Se denomina encaje al primer tanteo de la forma geométrica de la presa en la cerrada, que posteriormente se afina por aproximaciones.

Podría decirse que, para cada geometría y características resistentes de una cerrada, existe una presa bóveda que consigue la mejor distribución de su volumen para obtener unas tensiones admisibles (búsqueda de la forma antivelaria).

Tradicionalmente y siendo una dicotomía claramente superada, pero de interés a efectos pedagógicos, existen dos tipos de definición geométrica de una presa arco:

1. **Presas arco de centro constante.** En este caso la sección tipo se mantiene. El volumen de la presa se engendra haciendo girar esa sección tipo alrededor de un eje vertical que pasa por el único centro existente. (ver gráfico siguiente).

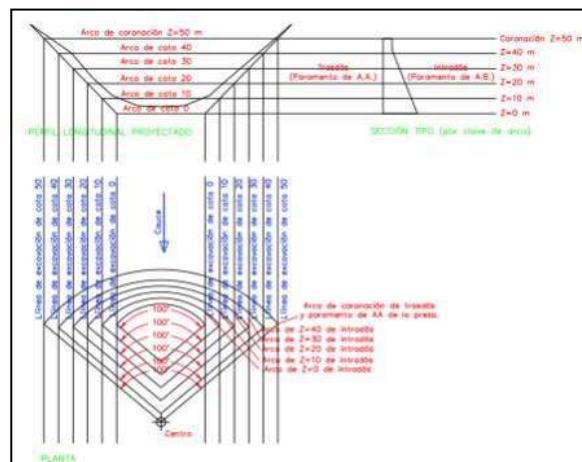
**Ilustración 35. Presas arco de centro constante**



Fuente: SAP 2000 V.22

2. **Presas arco de ángulo constante.** Se refiere el ángulo al que forman los dos radio- vectores extremos correspondientes a cada arco. En este caso, la sección tipo se corresponde únicamente con la sección de clave de la presa. Hacia laderas, tal y como se aprecia en planta esta sección tipo evoluciona a espesores mayores. Tenemos secciones horizontales de arcos que tienen un mínimo espesor en clave, y este espesor crece hacia las laderas o arranques. (ver gráfico siguiente)

**Ilustración 36. Presas arco de ángulo constante**



Fuente: SAP 2000 V.22

La definición analítica de la posición de los centros se suele reflejar tanto en un caso como en el otro junto a la sección tipo:

*Ilustración 37. Posición de los arcos de Presa tipo Arco*



Fuente: SAP 2000 V.22

Al día de hoy, las presas arco se diseñan con **radio y ángulo variable**, de tal modo que la evolución de la posición de los centros con la profundidad no es lineal.

Además, en el caso de presas arco se suelen emplear curvas distintas a los arcos de un único centro en planta. Las curvas que se suelen emplear son:

- Los arcos de tres centros
- Las parábolas
- Las elipses
- Las espirales logarítmicas

No obstante, que la forma de representar gráficamente las presas es la mostrada en los esquemas precedentes, se está exponiendo que:

- En la generalidad de los casos la sección tipo o sección máxima no es trapezoidal, sino que **contiene los consabidos desplomes**, de tal modo que la definición de ambos paramentos es algo más compleja.
- Lo habitual es emplear curvas apuntadas en planta por lo que la definición analítica de evolución del centro con la profundidad se sustituye por la **evolución de la longitud de** los semiejes en el caso de las elipses, o de las distancias focales en el caso de las parábolas.



En el caso de las **presas de arcos de círculo de tres centros**, se emplea un centro para la parte central de la presa, de menor radio (y por tanto mayor curvatura), y otros dos centros, uno correspondiente cada ladera, de mayor radio (y por tanto menor curvatura).

#### 4.8. Predimensionamiento de la Presa Tipo Arco

Para el pre dimensionamiento da Presa Pomacancha Tipo Arco se procedió con los siguientes pasos:

- a. Se tiene de acuerdo a la topografía la longitud de la corona de  $L=171.56$  m con una altura de  $H=21.00$  m, con el cual se obtiene una cuerda  $L1$  de 74.31 m que está ubicada a 9.45 m (0.45 H).
- b. Se determina la dimensión de la base con la siguiente ecuación:

$$e_b = \sqrt[3]{0.0012H * L * L1 * \left(\frac{H}{122}\right)^{122}}$$

Con el cual se tiene  $e_b = 6.19$  m , se asume un valor de 7.00 m.

- c. Se determina la dimensión de la corona con la siguiente ecuación:

$$e_0 = 0.001(H + 2 * L)$$

Con el cual se tiene  $e_0 = 3.64$  m, se asume un valor de 4.00 m.

- d. Se determina la dimensión del espesor intermedio con la siguiente ecuación:

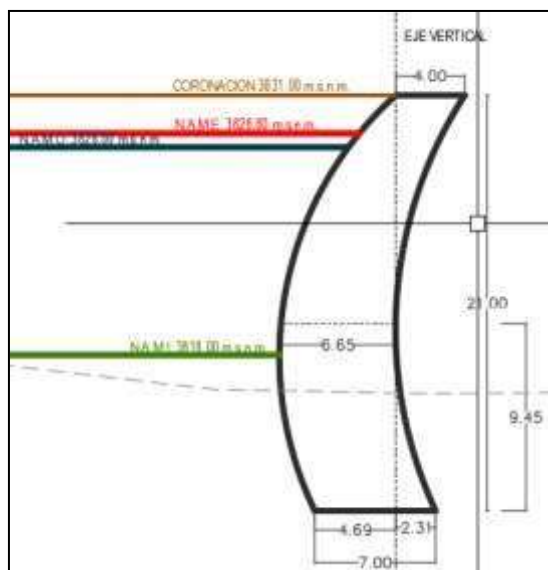
$$e_{b1} = 0.95 * e_b$$

Con el cual se tiene  $e_{b1} = 6.65$  m.

- e. La ubicación del eje vertical se tiene a  $0.67 * e_b$ , el cual es de 4.69 m.
- f. Se determina la longitud del radio de rotación el cual está dada por  $0.70 * L @ 0.80 * L$ , el cual es de 120.09 m @ 137.25 m; por lo que asumimos el valor de 125.00 m.

A continuación, se muestra la geometría que se obtuvo con los valores calculados:

**Ilustración 38.** Geometría de la sección de la presa tipo arco



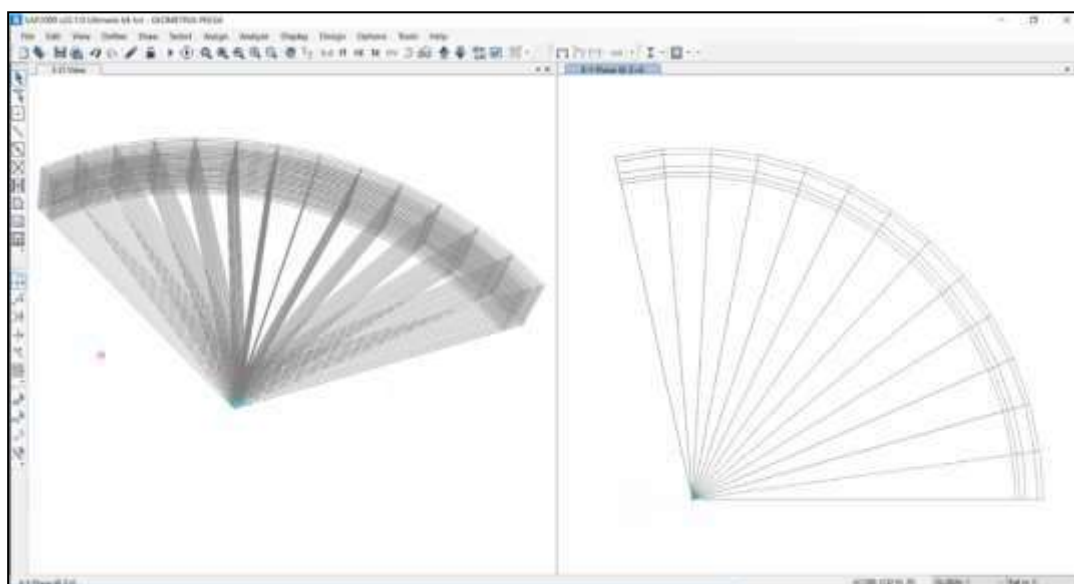
Fuente: SAP 2000 V.22

#### 4.8.1. Modelamiento de la Presa Tipo Arco en SAP 2000 V22:

Para el desarrollo del modelo estructural se trabajó con el Software SAP 2000 V22, en los cuales se realizaron los siguientes pasos:

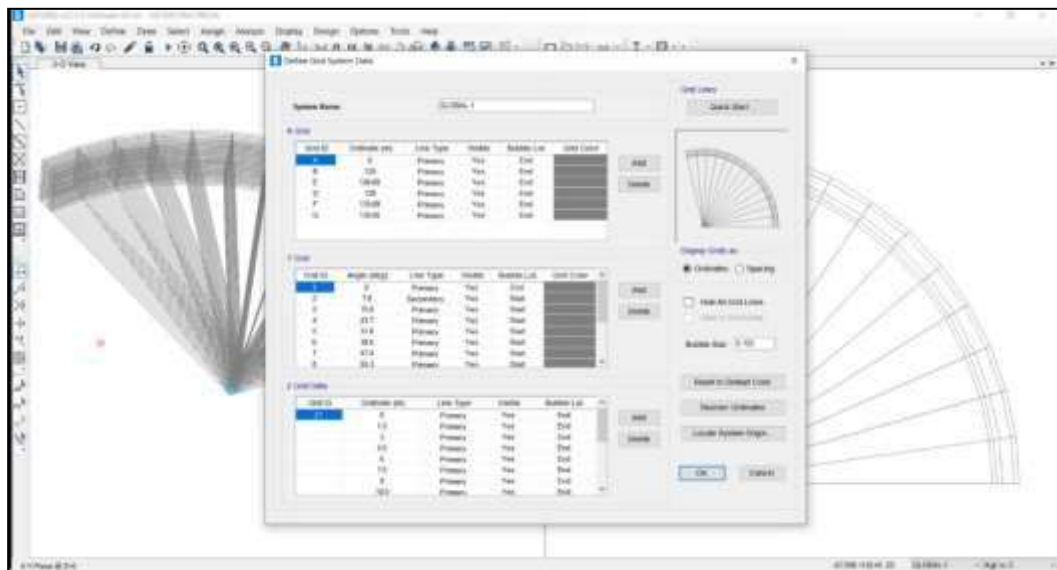
- a. Definición de grillas:

**Ilustración 39.** Definición de grillas en Presa tipo Arco



Fuente: SAP 2000 V.22

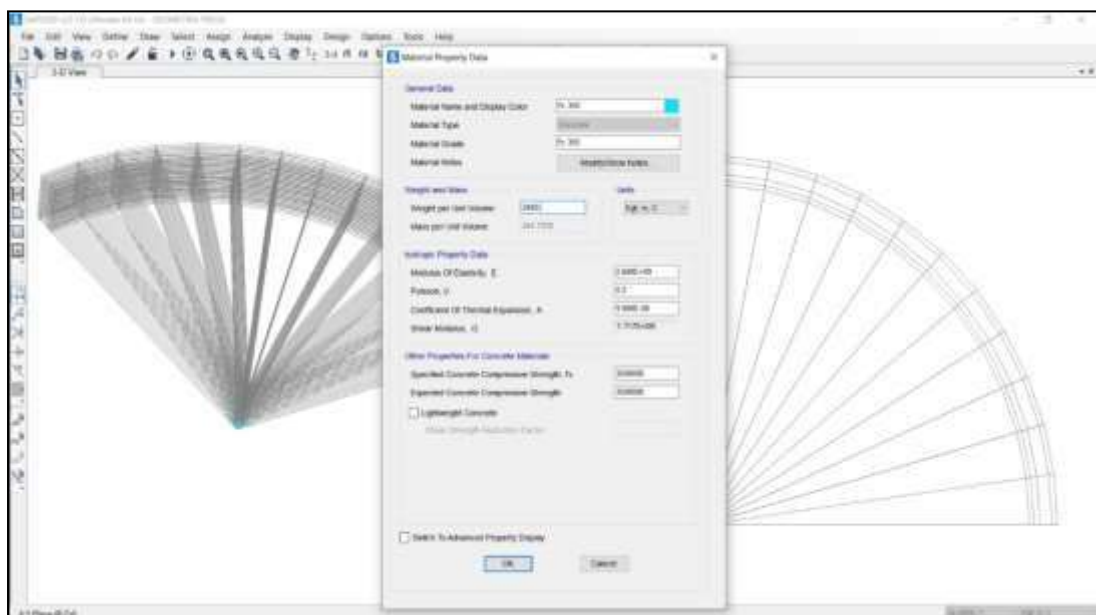
**Ilustración 40. Modelado de Presa tipo Arco**



Fuente: SAP 2000 V.22

- b. Definir las propiedades del material y creación del solido:

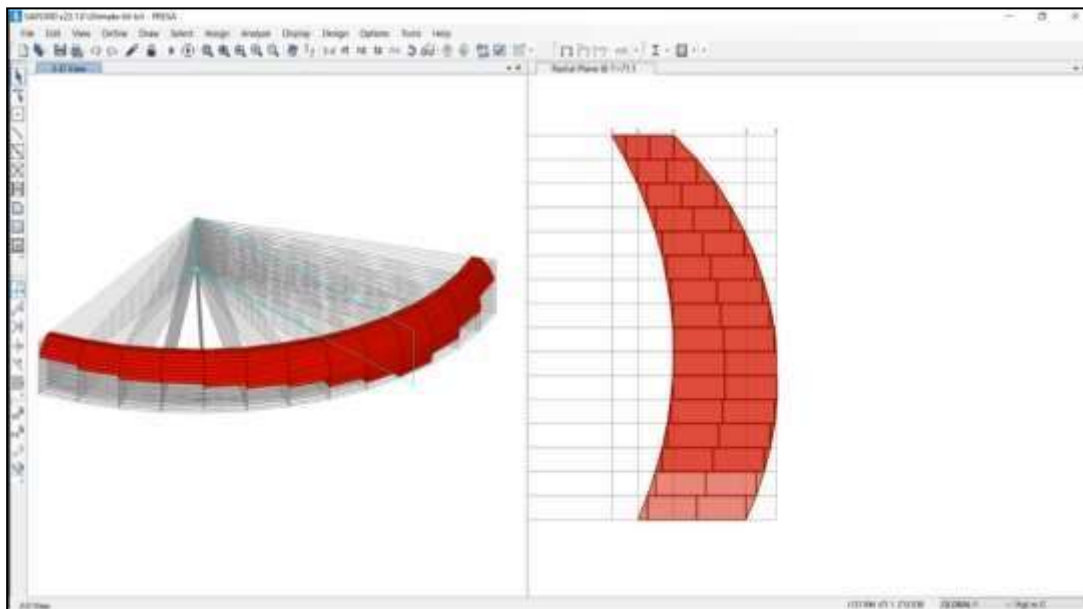
**Ilustración 41. Propiedades del material de Presa Tipo Arco**



Fuente: SAP 2000 V.22

c. Modelamiento de la presa Pomacancha con elementos solidos:

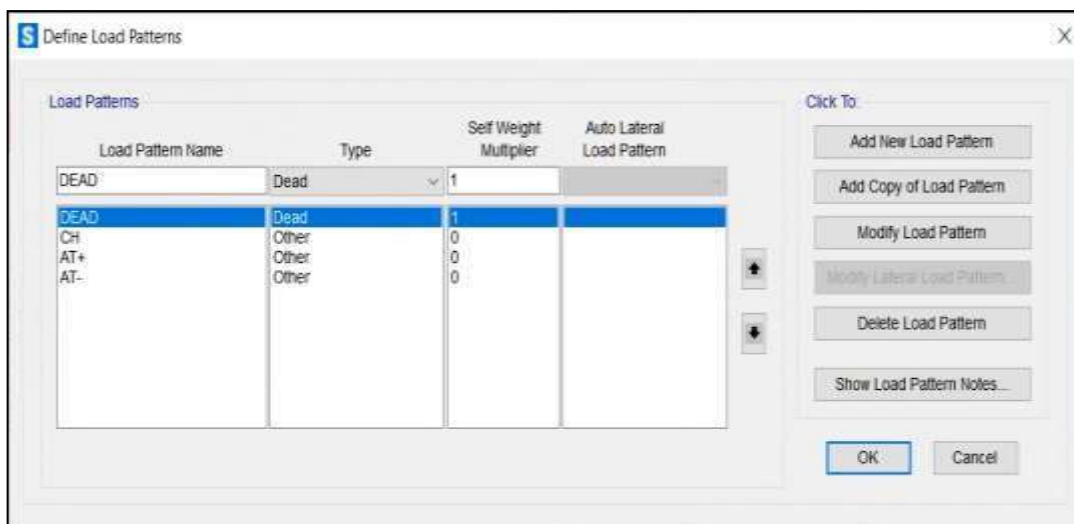
**Ilustración 42.** Modelamiento de la Presa Pomacancha con elementos solidos



Fuente: SAP 2000 V.22

d. Creación de los casos de carga:

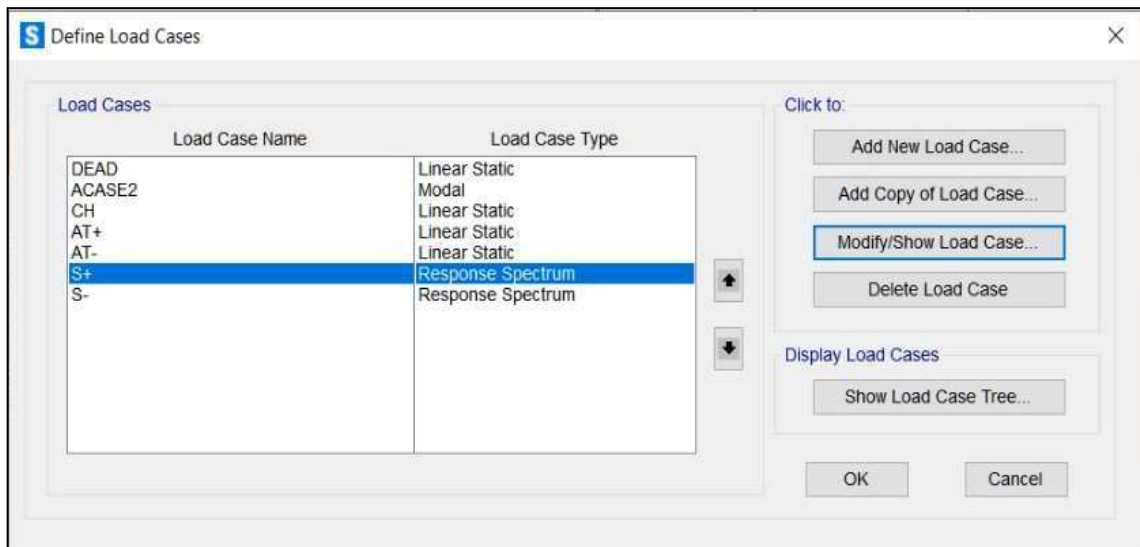
**Ilustración 43.** Definición de cargas



Fuente: SAP 2000 V.22

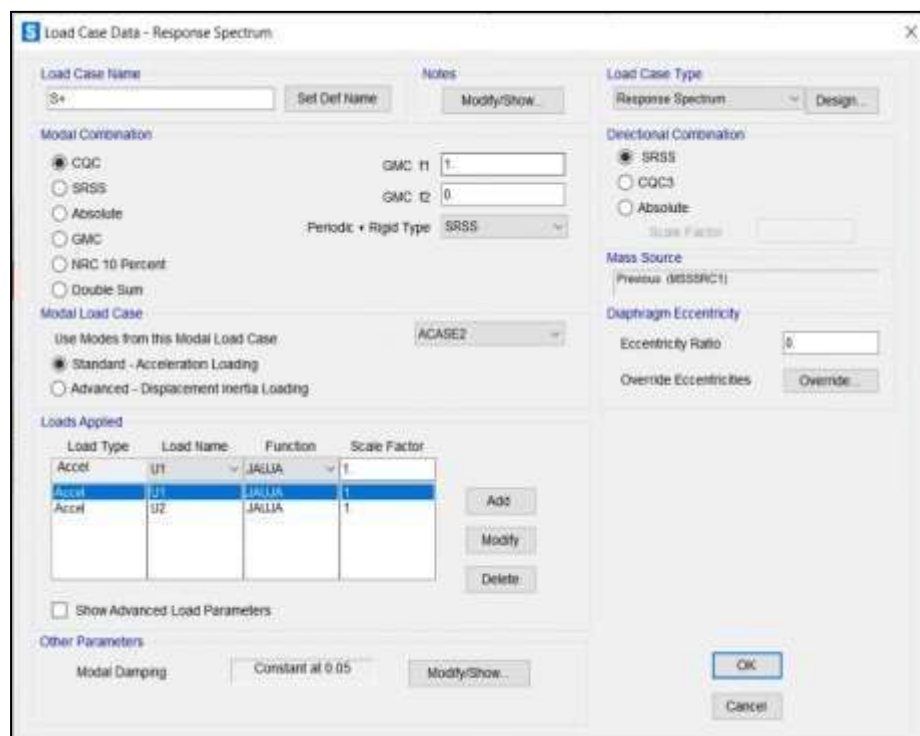
e. Respuestas espectrales:

**Ilustración 44.** *Respuestas espectrales de la Presa*



Fuente: SAP 2000 V.22

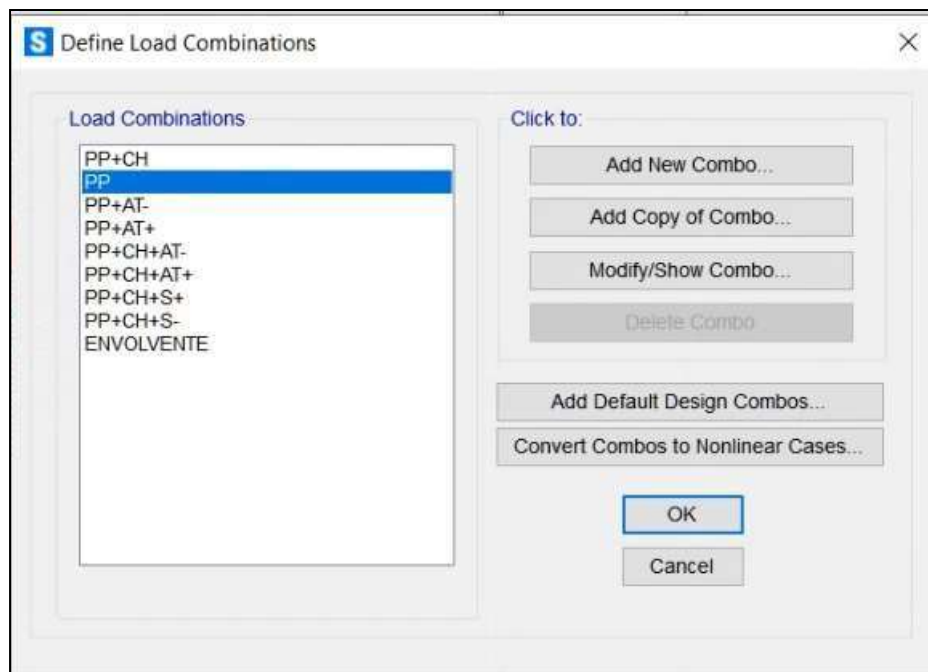
**Ilustración 45.** *Definición de cargas en presa Tipo Arco*



Fuente: SAP 2000 V.22

a. Definición de las combinaciones de carga

**Ilustración 46.** Definición de las combinaciones de carga

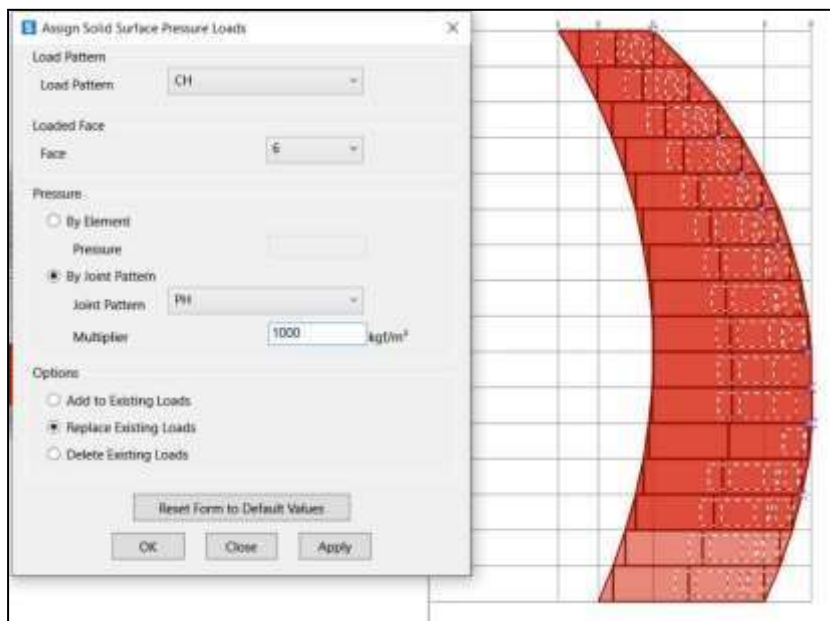


Fuente: SAP 2000 V.22

b. Asignación de cargas

Presión Hidráulica

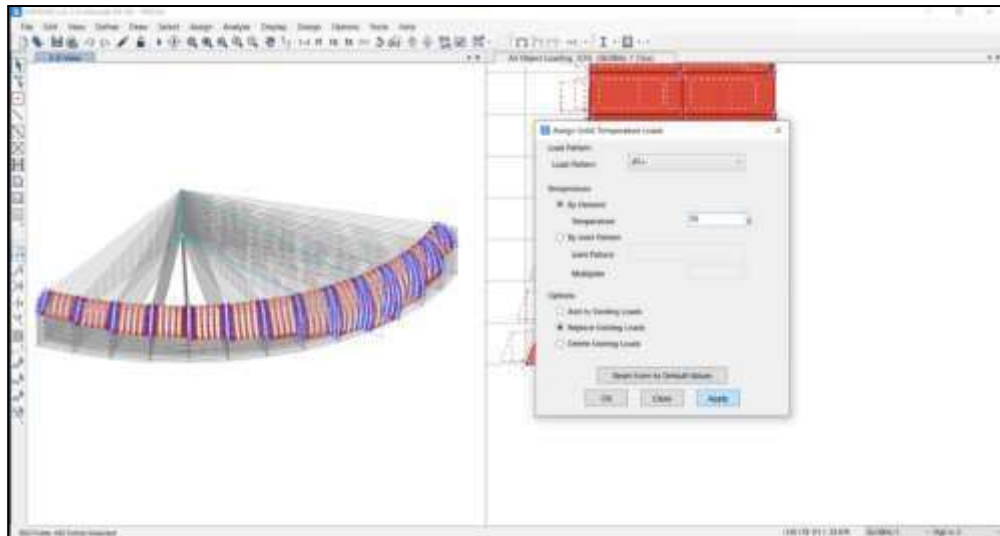
**Ilustración 47.** Presión Hidráulica



Fuente: SAP 2000 V.22

## c. Temperatura Máxima

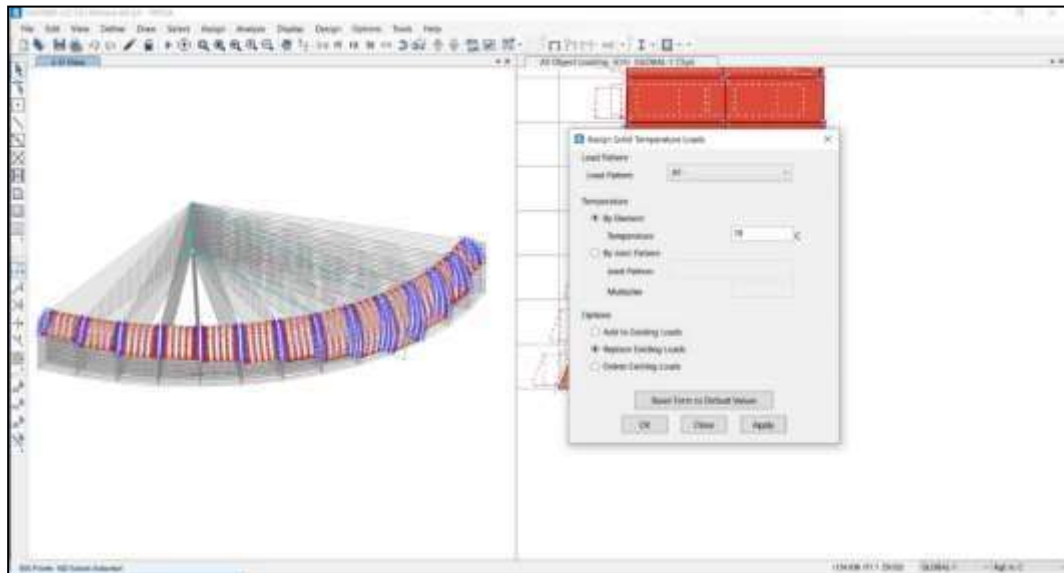
Ilustración 48. Temperatura Máxima



Fuente: SAP 2000 V.22

## d. Temperatura Mínima

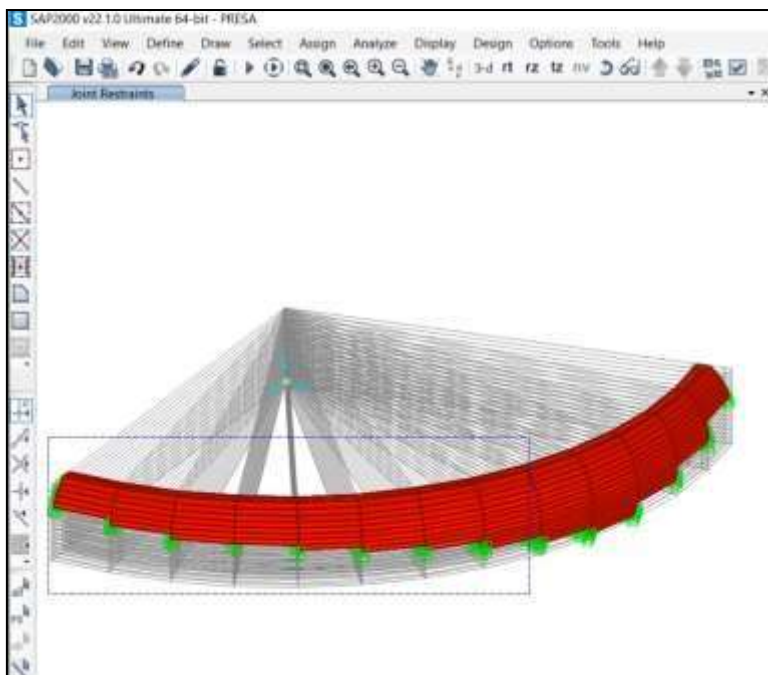
Ilustración 49. Temperatura Mínima



Fuente: SAP 2000 V.22

- e. Asignación de restricciones a la base y lados de la presa

**Ilustración 50.** Asignación de restricciones a la base y lados de la presa

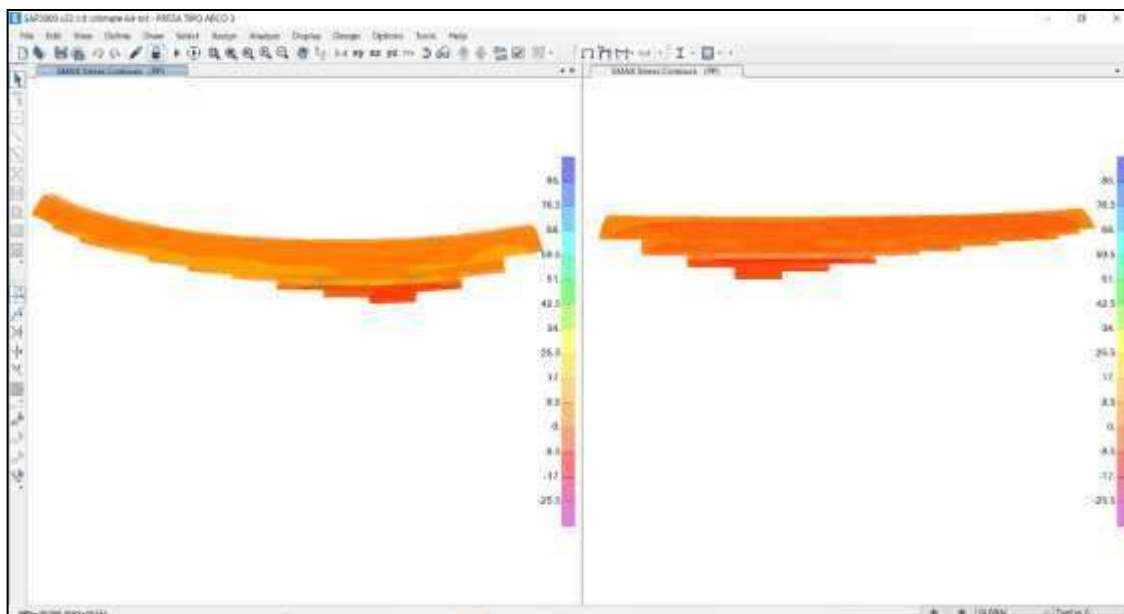


Fuente: SAP 2000 V.22

#### 4.8.2. Esfuerzos resultantes del modelamiento:

- a. Esfuerzo máximos y mínimos (Ton/m<sup>2</sup>) por: PP

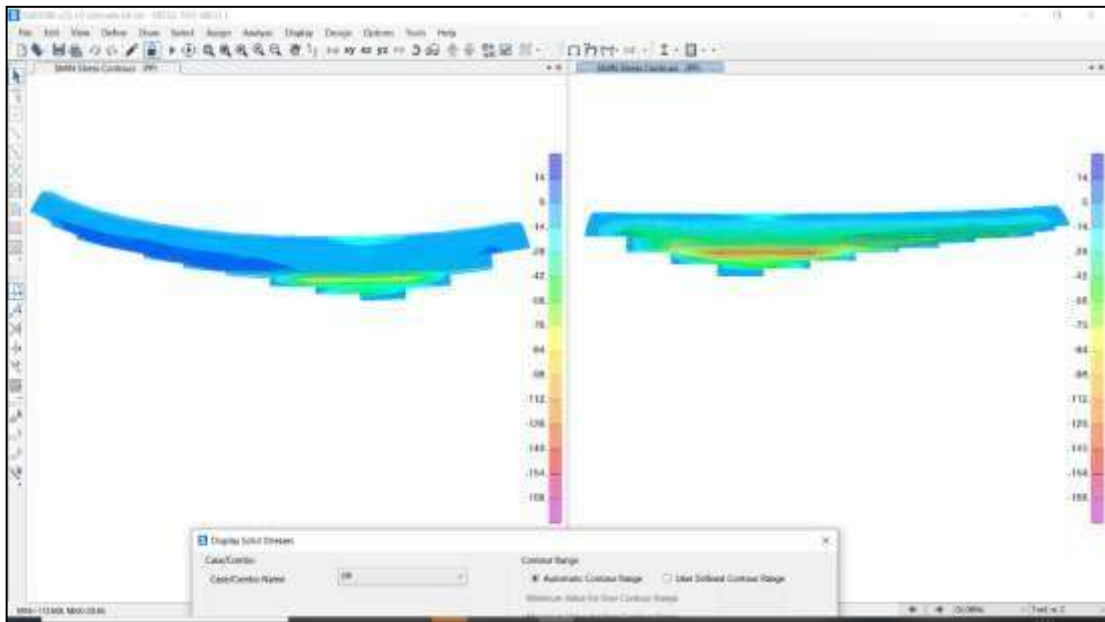
**Ilustración 51.** Esfuerzo máximos y mínimos



Fuente: SAP 2000 V.22



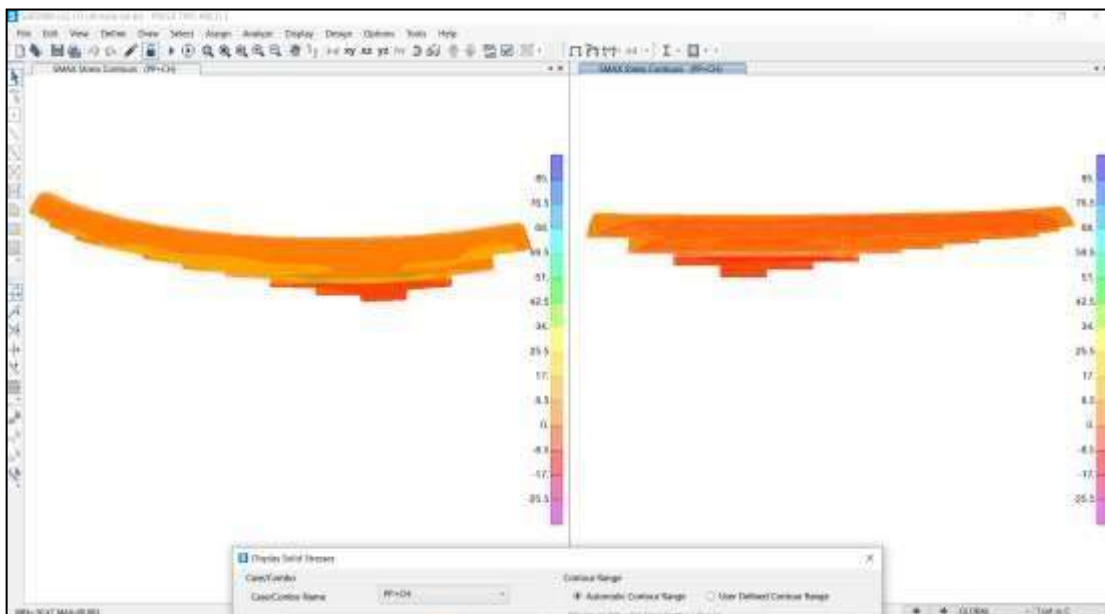
**Ilustración 52. Simulación de respuesta de cargas**



Fuente: SAP 2000 V.22

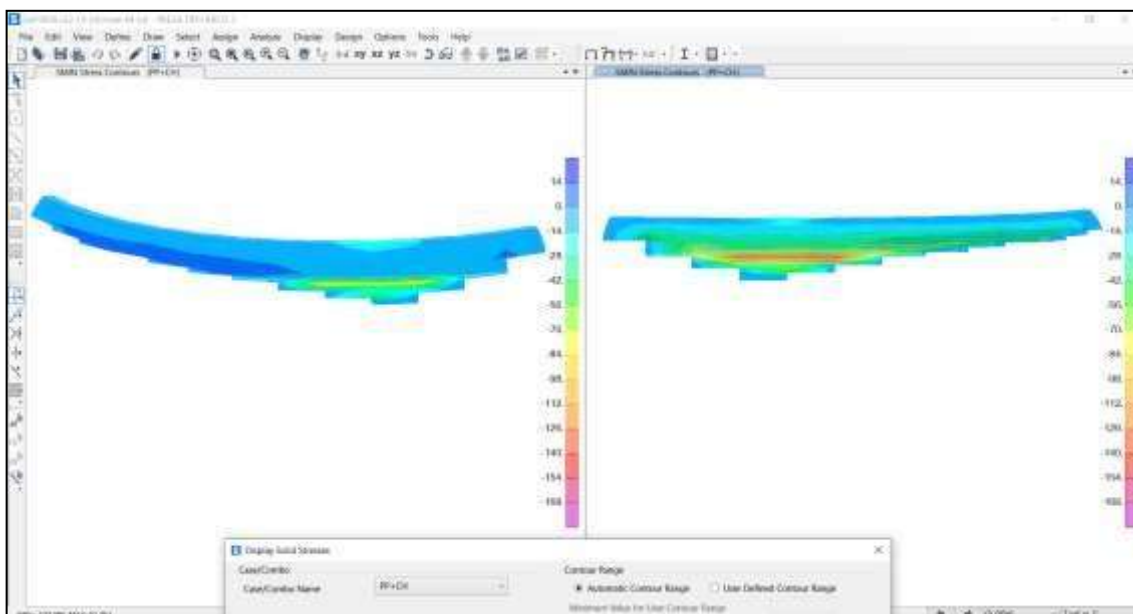
**b. Esfuerzo máximos y mínimos (Ton/m<sup>2</sup>) por: PP+CH**

**Ilustración 53. Esfuerzo máximos y mínimos (Ton/m<sup>2</sup>) por: PP+CH**



Fuente: SAP 2000 V.22

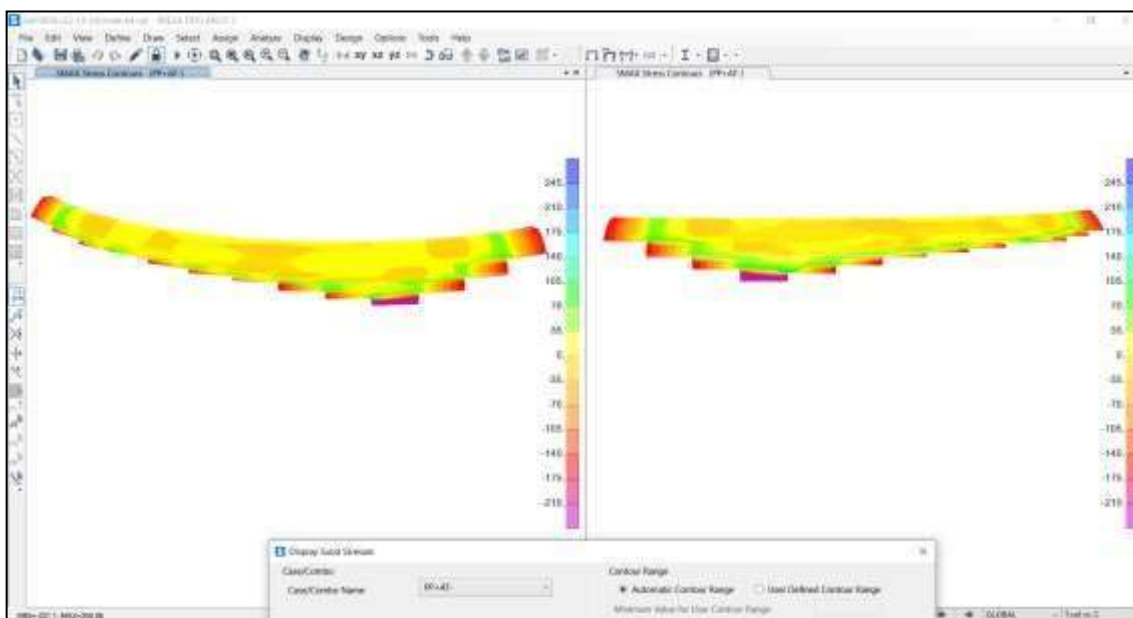
**Ilustración 54.** Distribución de cargas de la Presa



Fuente: SAP 2000 V.22

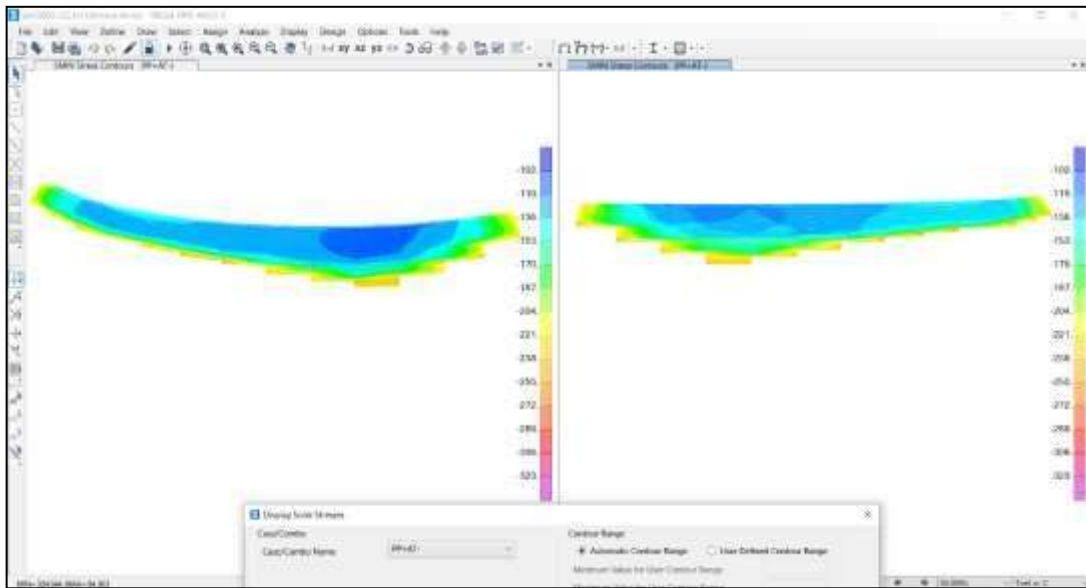
**c.** Esfuerzos Máximos y Mínimos (Ton/m<sup>2</sup>) por: PP+AT-

**Ilustración 55.** Esfuerzos Máximos y Mínimos (Ton/m<sup>2</sup>) por: PP+AT-



Fuente: SAP 2000 V.22

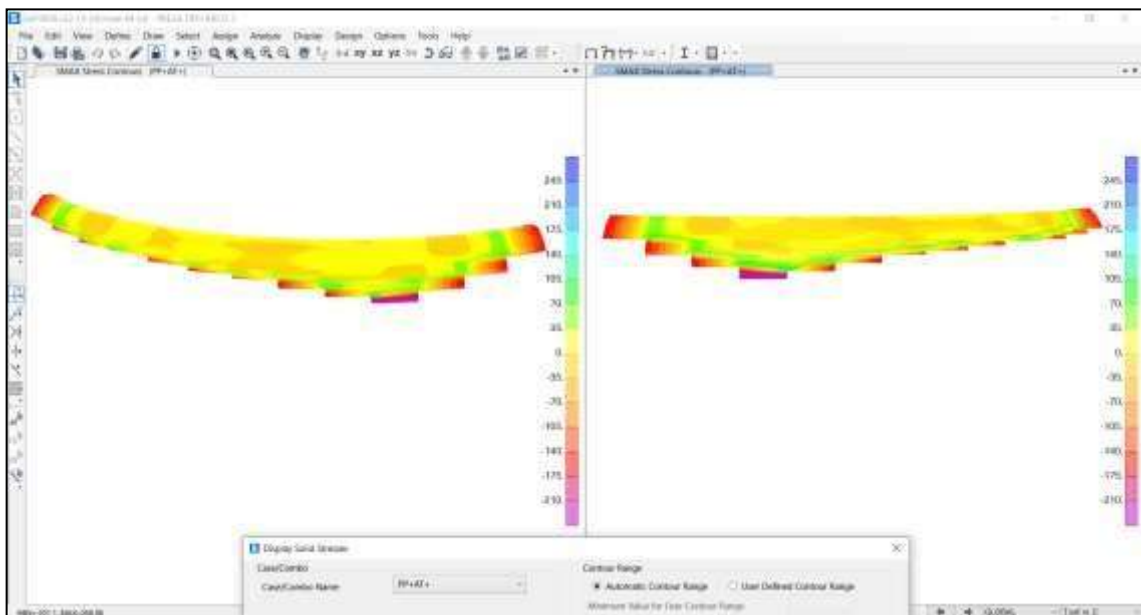
**Ilustración 56.** Distribución de cargas de presa tipo Arco



Fuente: SAP 2000 V.22

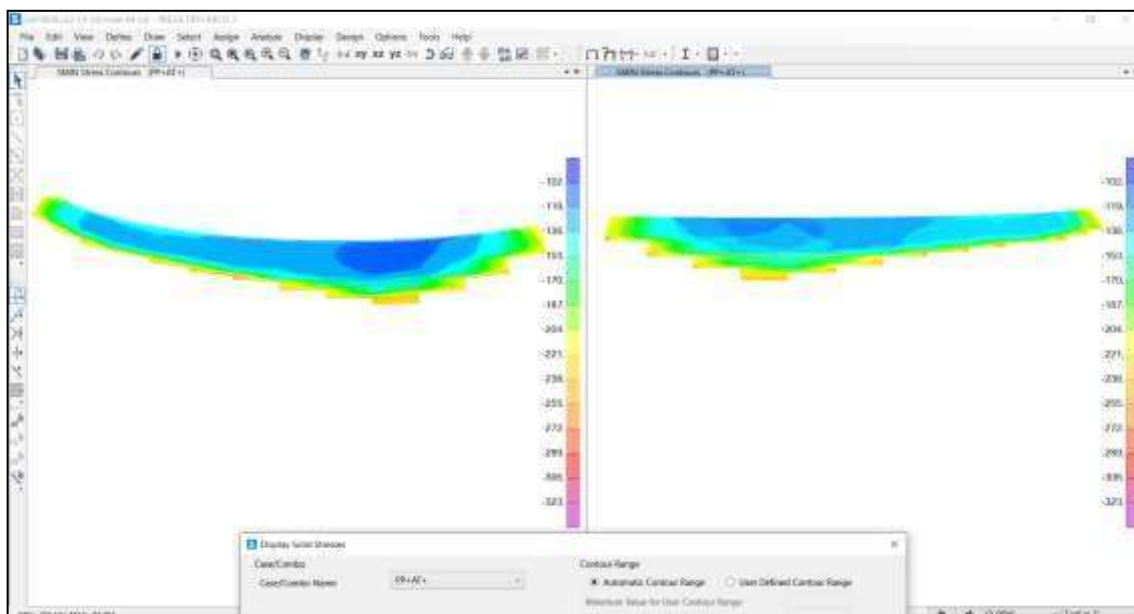
**d.** Esfuerzo Máximos y Mínimos (Ton/m<sup>2</sup>) POR: PP+AT+

**Ilustración 57.** Esfuerzo Máximos y Mínimos (Ton/m<sup>2</sup>) POR: PP+AT+



Fuente: SAP 2000 V.22

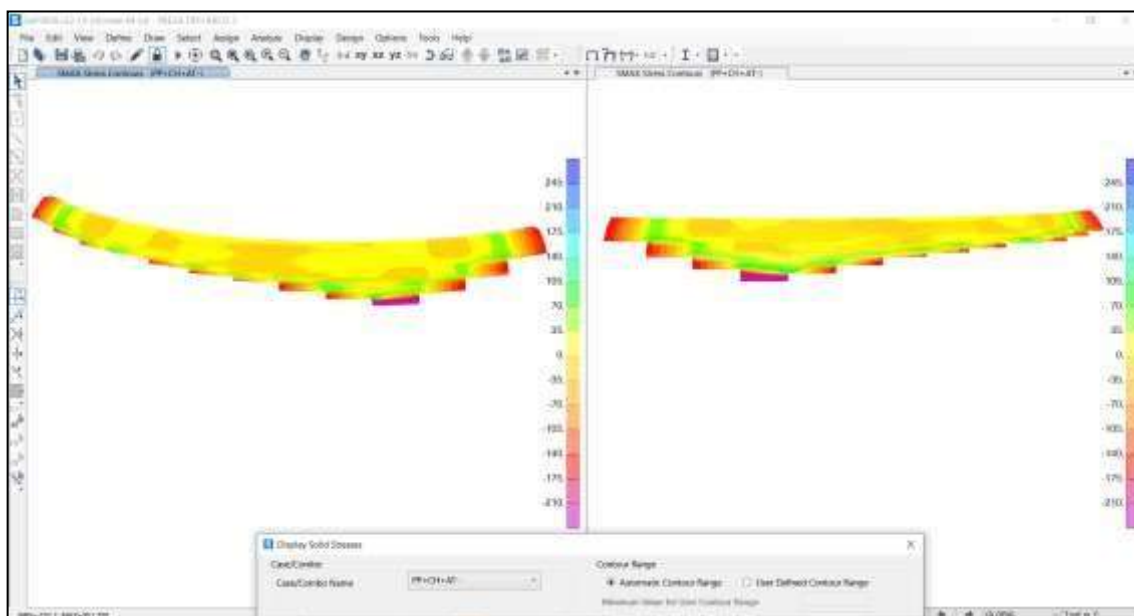
**Ilustración 58.** Esfuerzo Máximos por: PP+AT+



Fuente: SAP 2000 V.22

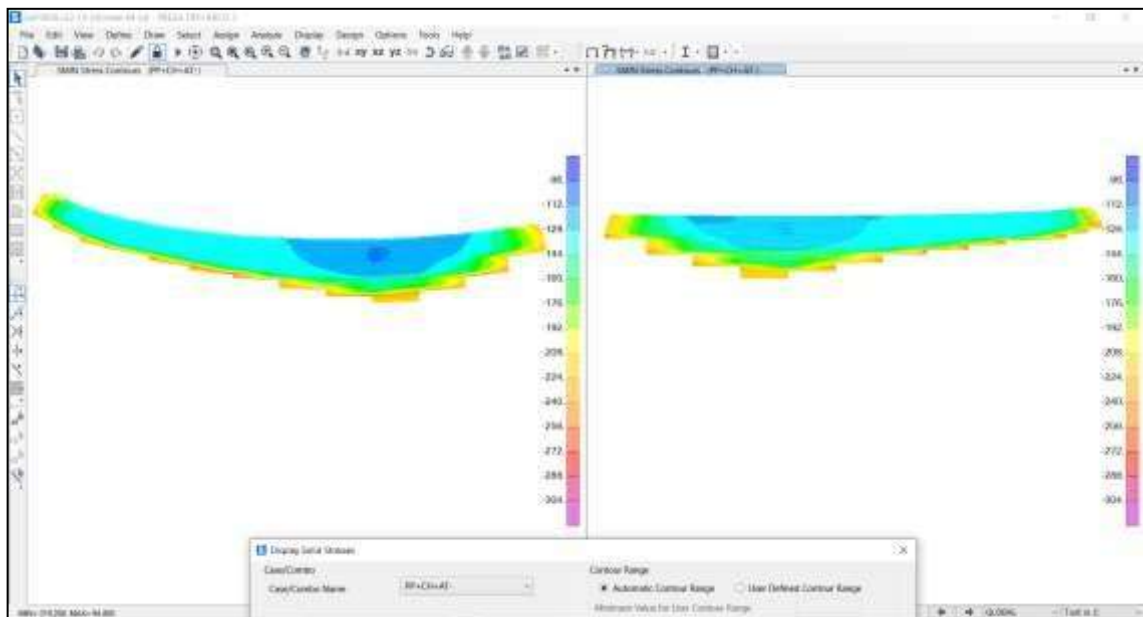
- e. Esfuerzo máximos y mínimos (ton/m<sup>2</sup>) por: PP+CH+AT-

**Ilustración 59.** Esfuerzo máximos y mínimos (ton/m<sup>2</sup>) por: PP+CH+AT-



Fuente: SAP 2000 V.22

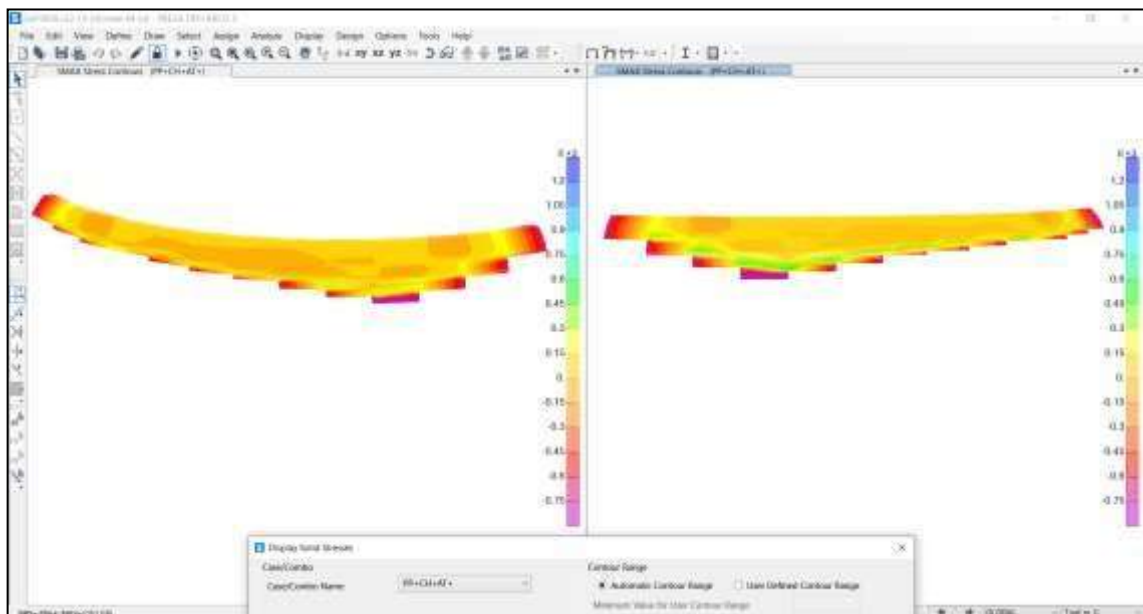
**Ilustración 60.** Esfuerzo máximos y mínimos PP+CH+AT-



Fuente: SAP 2000 V.22

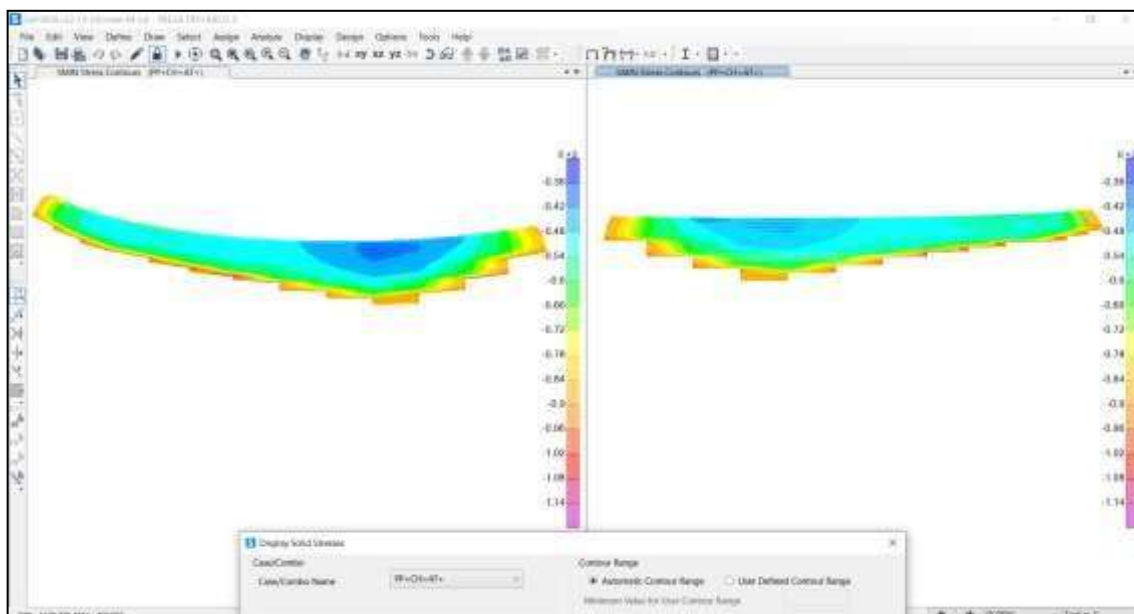
- f. Esfuerzo máximos y mínimos (ton/m<sup>2</sup>) por: PP+CH+AT+

**Ilustración 61.** Esfuerzos máximos por: PP+CH+AT+



Fuente: SAP 2000 V.22

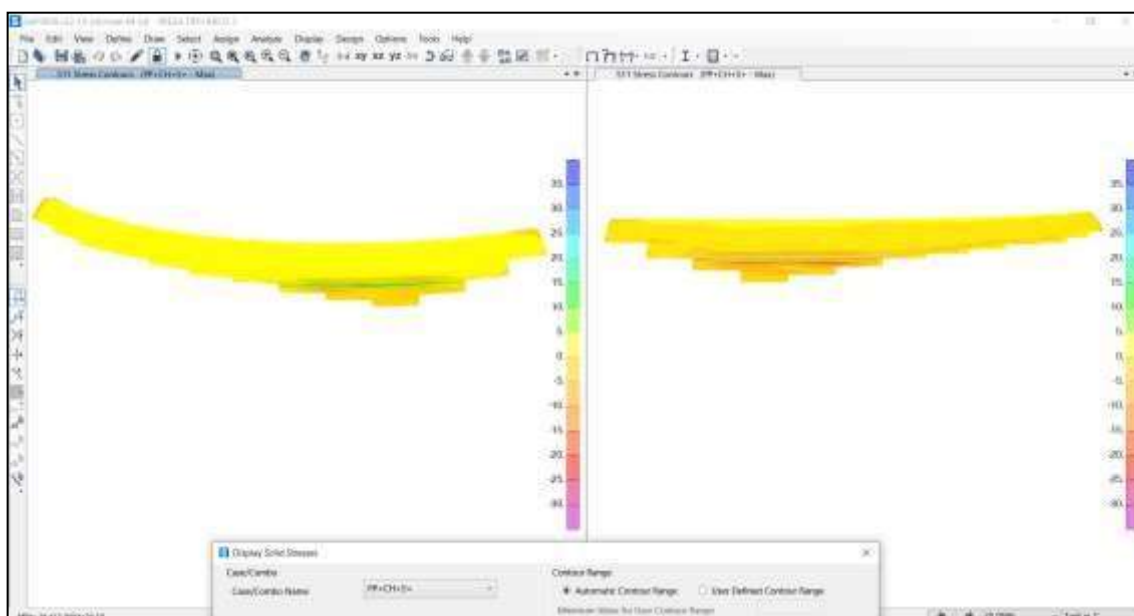
**Ilustración 62.** Esfuerzos mínimos por: PP+CH+AT+



Fuente: SAP 2000 V.22

- g.** Esfuerzo máximos y mínimos (Ton/m<sup>2</sup>) por: PP+CH+Sismo en dirección XX

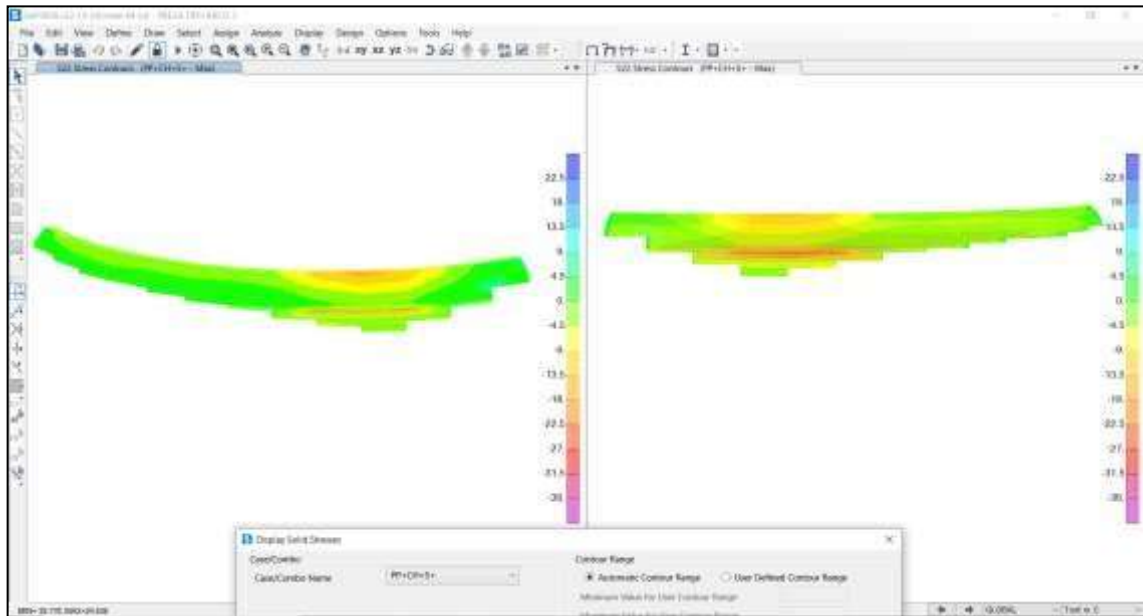
*Ilustración 63.* Esfuerzo máximos y mínimos (Ton/m<sup>2</sup>) por: PP+CH+Sismo en dirección XX



Fuente: SAP 2000 V.22

h. Esfuerzo máximos y mínimos (Ton/M<sup>2</sup>) Por: PP+CH+Sismo en dirección YY

**Ilustración 64.** Esfuerzo máximos y mínimos (Ton/M<sup>2</sup>) Por: PP+CH+Sismo en dirección YY



Fuente: SAP 2000 V.22

## **CAPITULO V:**

### **DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

#### **5.1. Discusión de resultados con antecedentes Internacionales**

A partir de los antecedentes encontrados, aceptamos las hipótesis planteadas ya que se establece que existe una correlación entre las variables, ya que estos resultados se realizaron mediante el modelamiento estructural de la presa por gravedad y presa tipo arco.

Los resultados obtenidos por (Molina López, 2020) sostiene que cuando el estado de contacto entre la presa y el suelo no presenta una buena transmisión de carga los diferentes parámetros afectan al deslizamiento, el factor de seguridad planteado se reduce en un 79% ya que permite que demuestra una menor incertidumbre en los parámetros del cálculo de la estabilidad, si el nivel del agua aumenta a un nivel del 80 metros, se produce un fallo logrando un desplazamiento de 6.19 m y un promedio del 16% para un límite de giro de 1.78 obteniendo una disminución en la desviación típica, puesto a que el coeficiente de variación es menor para ambos parámetros, se coincide con la evaluación de una presa por gravedad ya que al aumentar la presión de agua se tiene que aumentar la sección de contacto ya que el empuje del agua es mayor logrando que la interacción entre suelo concreto produzcan un 5.10 cm en el deslizamiento y para una nivel de agua 80 metros produce un límite de giro de 1.69 m. y el autor recomienda que los parámetros evaluados como cohesión, ángulo de rozamiento y el módulo de deformación longitudinal influyen directamente en el modo de falla más predominante en la presa por gravedad,



se coincide con el autor ya que para el mejor comportamiento de una estructura se da a la dependencia de la cohesión, el Angulo de rozamiento y su módulo de deformación).

Según lo manifestado por (Lazaro Méndez , 2017), se ha realizado estados de cargas para las diferentes solicitaciones de peso propio, presión hidrostática, subpresión y subpresión por falla de drenes ya que en el análisis lineal solo se considera las cargas de presión hidrostática y el peso propio, siendo la interacción presa cimientos como una forma pegada al terreno como un bloque único, con desplazamientos y deslizamientos; con lo manifestado por el autor se coincide ya que la máxima tensión vertical han sido en 1-2 MPa (compresión) con una elevación de 737 m y para una fuerza 1,0280 para una alta elevación de 715.5 m.

## **5.2. Discusión de resultados con antecedentes Nacionales**

Los resultados obtenidos por (Pérez Zereceda & Vasconcellos Orejuela, 2017) sostiene que las aguas del rio Santa presenta un caudal alto el cual es considerado para el déficit de los meses escasos, se presenta un volumen de 400 MMC dado como embalse que se comporta adecuadamente y atravez de un llenado periódico con un valor de 78.5%, el tipo de suelo arcilloso es sumamente cohesivo lo cual ha llevado a presentar una presa CRFD para facilitar la ejecución del proyecto, se coincide con el autor ya que al tener un suelo cohesivo la sección del área de contacto tiene que aumentar logrando mantener una estabilidad en toda la sección, el autor recomienda realizar cálculo de los sedimentos acumulados en los próximos 50 años que se pueda transportar desde el fondo del rio y se concuerda ya que el estudio fluvial de la fuente de agua transporta los materiales depositados en el fondo del rio.

Los resultados obtenidos en la investigación guardan concordancia con (Román Guerrero & Monteza Dávila, 2018) concluye que una presa mixta de contrafuertes es el más adecuado para la puesta del valor de la humedad por ser más rentable, siendo que el estudio topográfico permite obtener las características del terreno y las características del suelo permiten obtener un diseño más adecuado para la presa de embalse, siendo que el estudio

hidrológico permite que para los caudales de máximos y mínimos de la cuenca siendo el análisis que el caudal existente sea necesario para el correcto funcionamiento y se coincide con el autor ya que para un estudio es necesario tener en cuenta la topografía, la capacidad portante del suelo y el estudio hidrológico con un buen calculo estructural.

En el caso de la investigación sostenida por (Ayala Bizarro, 2019) para el análisis de la estabilidad de la presa tipo gravedad se ha utilizado el programa SAGDA.

## CONCLUSIONES

1. Las presas por gravedad tienen como esfuerzo principal que el empuje hidrostático del agua y el empuje de los sedimentos siendo el empuje contrarrestado con el peso de la presa el cual es dependiente de la capacidad portante del suelo y las presas tipo arco hacen que la forma curvilínea hace que se transmita el empuje con intensidades adecuadas estas se trasladan a los estribos laterales y a la cimentación, la diferencia más significativa es que en las presas tipo arco la capacidad de asimilación de carga es más resistente en los estribos
2. El mayor aporte del comportamiento estructural de una presa por gravedad es que el empuje de la presión hidrostática es menor que el peso de la presa y que la supresión, la distribución de la presión hidráulica es distribuida puntualmente en todo el bloque de la presa teniendo un comportamiento en relación al peso de la estructura.
3. El mayor aporte del comportamiento estructural de una presa tipo arco es que la distribución de cargas de la presión hidráulica es uniformizada y distribuida a los estribos laterales y este se traslada a la cimentación de la presa logrando obtener una mejor estabilidad, como las gráficas según el modelamiento presentado la distribución transmitida a la cimentación.
4. La asimilación de carga de la presa de gravedad está basada en la transmisión de esa fuerza de empuje sea asimilada por el peso de presa, en cambio la presa tipo arco distribuye la presión hidráulica hacia los bordes de la presa llevando a los estribos y este se transmite a la base de la cimentación logrando estabilizar la estructura.

## RECOMENDACIONES

1. Se recomienda la implementación la construcción de estas estructuras ya que ayudan a mejorar los sistemas de abastecimiento para las diferentes actividades.
2. Se recomienda usar el sistema tipo presa por gravedad que es de mayor conocimiento en el ámbito constructivo.
3. Se recomienda realizar ensayos especiales como refracción sísmica si la construcción de esta estructura es mayor de los 10 metros.
4. Se recomienda realizar ensayos geotécnicos a mayor profundidad como el ensayo SPT para poder determinar mejor la transmisión de cargas y la distribución de fuerzas de la presa.

## REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

1. Structuralia Blog. (2020). *Structuralia*. Obtenido de Tipos de presas de fábrica según materiales: <https://blog.structuralia.com/tipos-de-presas>
2. Ayala Bizarro, R. G. (2019). *Modelo determinístico para el análisis de la respuesta dinámica en presas de gravedad de concreto con fines de irrigación*. Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Facultad de ingeniería de Minas, Geología y Civil, Ayacucho.
3. CNEGP. (2019). *Comite Nacional Español de Grandes Presas*. Obtenido de Las 5 presas más altas de España: <https://www.spancold.org/las-5-presas-mas-altas-de-espana/>
4. Eadic. (2019). Obtenido de Nuevas Normas Técnicas de Seguridad para las Grandes Presas: <https://www.eadic.com/nuevas-normas-tecnicas-de-seguridad-para-las-grandes-presas/>
5. Egipto.net. (2019). *Egipto.net*. Obtenido de Presa de Asuán: <https://www.egipto.net/presa-asuan>
6. ESELAGUA. (2014). *La Seguridad De Las Presas En España*. Obtenido de <http://eselagua.com/2014/02/27/la-seguridad-de-las-presas-en-espana/>
7. Ezequiel, A. (1984). *Técnicas de investigación social*. Argentina: Magisterio del Rio de la Plata.
8. García Núñez, J. D. (2020). *Los embalses y presas más antiguos de Europa: Proserpina, Cornalvo y Arguis*. Obtenido de <https://www.iagua.es/blogs/jose-diego-garcia/embalses-y-presas-mas-antiguos-europa-proserpina-cornalvo-y-arguis>
9. Gonzales, J. (2020). *Iagua*. Obtenido de Envejecimiento notable de estructuras -grandes presas- en #GranCanaria #Canarias: <https://www.iagua.es/blogs/jaime-j-gonzalez-gonzalvez/envejecimiento-notable-estructuras-presas-grancanaria-canarias>
10. Hernández Sampieri, R. (2014). *Metodología de la investigación*. México D.F: McGraw-Hill/interamericana editores, s.a. De c.v.
11. Icold Chile. (2020). *Icold Chile*. Obtenido de Qué es ICOLD-CIGB: <http://www.icoldchile.cl/icold-internacional/que-es-icold-cigb/>
12. Latessa, G. (2011). *Presas y centrales argentinas*. Obtenido de presas de bóveda múltiple: <https://presasuba.wordpress.com/2011/07/23/presas-de-boveda-multiple/>
13. Lazaro Méndez, C. (2017). *Análisis estático y sísmico de una Presa Arco-Gravedad*. tesis de Post-grado, Universidad Politécnica de Cartagena, Escuela Técnica superior de Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas, Cartagena.

14. *Mega construcciones*. (2014). Obtenido de Nurek Dam: <https://megaconstrucciones.net/en/nurek-dam/>
15. Miguel, A. (2011). Obtenido de Aliviaderos de presas: <http://hilenia2001.com/calculodeestructuras/aliviaderos-de-presas/>
16. Molina López, P. (2020). *Análisis de la estabilidad de Presas de gravedad en condiciones de Incertidumbre*. Tesis de Pregrado, Universidad Politécnica de Cartagena, Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas, Madrid.
17. Morodías, N. J. (2018). *Consideraciones sobre drenaje y filtración de presas*. Obtenido de <https://www.scribd.com/document/394038527/Consideraciones-Sobre-Filtración-y-Drenaje-en-Presas>
18. Pérez Zereceda, G. A., & Vasconcellos Orejuela, G. (2017). *Evaluación de tres alternativas de proyecto de presa para el embalse Palo Redondo*. Tesis de Pregrado, Facultad de Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil, Lima.
19. Real Academia Española. (2017). *Diccionario de la Lengua Española*. Obtenido de <http://dle.rae.es/?id=VGY8hOL>
20. Roman Guerrero, G., & Monteza Davila, V. (2018). *Diseño de presa para la puesta en valor del humedal Tioyacu, distrito de Yantalo 2018*. Tesis de Pregrado, Universidad Cesar Vallejo, Escuela académico Profesional de Ingeniería Civil, Moyobamba.

## **ANEXOS**



## Anexo 1 – Matriz de consistencia

**“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE PRESAS TIPO ARCO Y PRESAS POR GRAVEDAD, HUANCAYO 2019”**

Problema	Objetivos	Marco teórico	Hipótesis	Variables y dimensiones	Metodología
<p><b>Problema general:</b></p> <p>¿Cuál es la mayor diferencia del comportamiento estructural entre presas tipo arco y presas por gravedad, Huancayo 2019?</p> <p><b>Problemas específicos:</b></p> <p>➤ ¿Cuál es el mayor aporte del comportamiento estructural de la presas tipo arco, Huancayo 2019?</p> <p>➤ ¿Cuál es el mayor aporte del comportamiento estructural de la presa por gravedad, Huancayo 2019?</p> <p>¿En qué medida la asimilación de la presión hidráulica influye en el comportamiento estructural entre presas tipo arco y presas por</p>	<p><b>Objetivo general:</b></p> <p>Determinar la mayor diferencia del comportamiento estructural entre presas tipo arco y presas por gravedad, Huancayo 2019.</p> <p><b>Objetivos específicos:</b></p> <p>➤ Determinar el mayor aporte del comportamiento estructural de la presas tipo arco, Huancayo 2019.</p> <p>➤ Determinar el mayor aporte del comportamiento estructural de la presa por gravedad, Huancayo 2019.</p> <p>Determinar en qué medida la asimilación de la presión hidráulica</p>	<p><b>Antecedentes:</b></p> <p><b>A nivel Nacional.</b></p> <p>- Antony Luis Vergara Vicuña (2015), en la tesis para optar el Título profesional de Ingeniero Civil “Evaluación del estado funcional y estructural del pavimento flexible mediante la metodología PCI tramo Quichuay – Ingenio del km 0+000 al km 1+000 2014”. En la Universidad Nacional del Centro del Perú.</p> <p>- Luis Escobar Bellido y Jesús Huincho Ochoa (2017), en la tesis para optar el Título profesional de Ingeniero Civil “Diseño de pavimento flexible, bajo influencia de parámetros de diseño debido al deterioro del pavimento en Santa Rosa – Sachapite, Huancavelica - 2017” en la Universidad Nacional de Huancavelica.</p> <p><b>A nivel internacional.</b></p> <p>- Matthieu Deroussen (2005) en la tesis para optar el grado de Ingeniero Civil “Modelos empíricos de diseño de pavimentos flexibles para nuevas construcciones” Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey.</p> <p>- Erwin Walter Fontalba Gallardo (2015), en la tesis para optar el grado de Ingeniería “Diseño de un pavimento alternativo para la avenida</p>	<p><b>Hipótesis general:</b></p> <p>La mayor diferencia se relaciona con la estabilidad en el comportamiento estructural entre presas tipo arco y presas por gravedad, Huancayo 2019.</p> <p><b>Hipótesis específicas</b></p> <p>➤ El mayor aporte del comportamiento estructural de la presas tipo arco es que la carga hidráulica lo distribuye en toda el área de contacto, Huancayo 2019.</p> <p>➤ El mayor aporte del comportamiento estructural de la presa por gravedad genera una mayor presión hidráulica, Huancayo 2019.</p> <p>➤ Las presas tipo arco asimila más la carga hidráulica que las presas por gravedad, Huancayo 2019.</p>	<p><b>Variable Independiente:</b></p> <p>Presas tipo Arco y Presas por Gravedad</p> <p><b>Dimensiones:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Estabilidad</li> <li>- Presión Hidráulica</li> <li>- Funcionalidad</li> </ul> <p><b>Variable dependiente:</b></p> <p>Comportamiento Estructural</p> <p><b>Dimensiones:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Líneas de influencia</li> <li>- Diagrama de fuerzas Hidráulicas</li> </ul>	<p><b>Método de investigación:</b> Cuantitativo.</p> <p><b>Tipo de investigación:</b> Aplicado.</p> <p><b>Nivel de investigación:</b> Explicativo</p> <p><b>Diseño de investigación:</b></p> <p>El diseño de investigación utilizará un esquema No experimental, considerando que el análisis a realizar es teórico, bajo el siguiente esquema.</p> <p align="center">OE □ SA □ XP □ CE □ RE</p> <p>Donde:</p> <p>OE = Objeto de Estudio</p> <p>SA = Tipo de Presa</p> <p>XP = Carga Hidraulica</p> <p>CE = Comportamiento estructural</p> <p>RE = Resultados y Conclusiones</p> <p><b>Cuando: 2019.</b></p>





Anexo 1 – Matriz de consistencia

<p>gravedad, Huancayo 2019?</p>	<p>influye en el comportamiento estructural entre presas tipo arco y presas por gravedad, Huancayo 2019</p>	<p>circunvalación sector Guacamayo”, en la Universidad Austral de Chile.</p>			<p><b>Población y muestra:</b></p> <p><b>Población.</b> La población está constituida por estructuras de presas tipo arco y tipo gravedad.</p> <p><b>Muestra:</b> La muestra es de acuerdo al método no probabilístico intencional, en este caso corresponde a estructuras específicas.</p> <p><b>Técnicas e instrumentos:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Recolección de datos</li> </ul> <p><b>Técnicas de procesamiento de datos:</b></p> <p style="text-align: center;">Estadístico.</p>
-------------------------------------	---	--	--	--	---