

CAPÍTULO I

1.1.INTRODUCCIÓN

El presente trabajo tiene como objetivo comparar técnica y económicamente dos alternativas de diseño estructural para la presa Zurita, la primera es una presa en arco de hormigón convencional y la segunda es una presa de gravedad tipo Hormigón Compactado con Rodillo ambas tendrán la misma función pero con diferentes aspectos de diseño y construcción; de tal manera que se pueda elegir la alternativa más económica.

Estos análisis comparativos de estos dos diseños serán en base a la elaboración de presupuestos del volumen del cuerpo de la presa, cálculo de la estabilidad con diferentes estados y distribución de cargas para cada diseño, en los cuales se apreciarán las distintas ventajas y desventajas de cada diseño

En la comunidad de Zurita estas obras son de gran importancia debido a la larga época de estiaje. Es así que con estas estructuras se busca la regulación de este recurso para satisfacer las necesidades de la producción agrícola que es una actividad muy importante para el desarrollo de la zona.

1.2.SELECCIÓN Y DEFINICIÓN DEL TEMA

Comparación técnica – económica del cuerpo de una presa en arco con una de gravedad mediante un análisis pseudoestático aplicado al caso: " presa Zurita"

1.3. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO DE GRADO.

1.3.1. Ubicación en el contexto departamental

El Departamento de Tarija se encuentra ubicado al sur de Bolivia, limita al Norte con el Departamento de Chuquisaca, al sur con la República de Argentina, al este con la República del Paraguay y al oeste con los departamentos de Chuquisaca y Potosí.

Figura 1. 1 Mapa político de Tarija

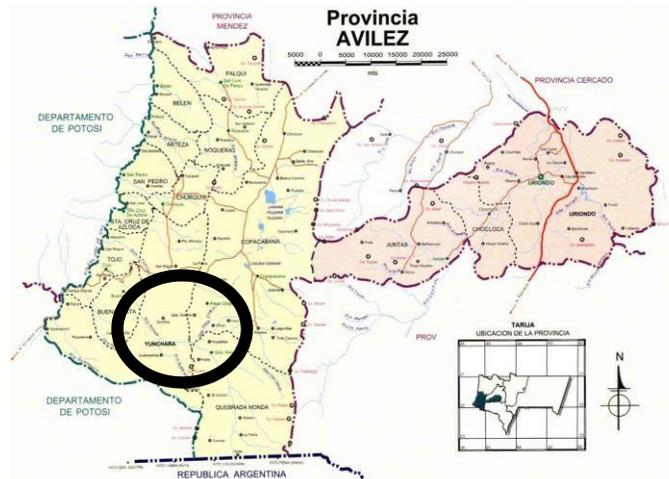


1.3.2. Ubicación en el contexto regional

El Municipio de Yunchará, Segunda Sección de la Provincia Avilés, se encuentra ubicado al extremo suroeste del Departamento de Tarija, en el sector denominado “Zona Alta y Valles Altos”; esta distante a 110 Km desde la ciudad de Tarija.

Limita al norte con el Municipio de El Puente (Provincia Méndez de Tarija), al sud con el Municipio de Villazón (departamento de Potosí) y la república Argentina, al este con los municipios de Concepción y Padcaya (Tarija), y al oeste con el departamento de Potosí.

Figura 1. 2 Mapa político de la provincia Avilés - Tarija



Yunchará cuenta con una extensión territorial aproximada de 1,768 km². Su capital municipal se encuentra a 3575 msnm.

El área de influencia del proyecto se halla ubicado en la Comunidad de Zurita perteneciente al distrito Yunchará. Se ingresa tomando el carretero margen izquierdo llegando al centro poblado de Yunchará, pasando por la comunidad de Aguada se llega a la comunidad de Zurita. La distancia cronometrada desde Yunchará hasta la comunidad de Zurita es de 8.8 Km., con un recorrido de 15 minutos a 3.461 msnm.

La comunidad de Zurita limita con las siguientes comunidades:

Al norte con las comunidad de Vizcarra

Al este con la Comunidad de Yunchará

Al sur con las comunidades de Pueblo Viejo y Atacama

Al oeste con la comunidad de Churquis

La presa Zurita está ubicada en la microcuenca Ciénega de Pozuelos el cierre de la presa está a una altura de 3.777 msnm.

Ubicación geográfica del eje de la presa Zurita

Tabla 1.1. Coordenadas del punto de emplazamiento de la presa Zurita

LATITUD SUR	LONGITUD OESTE
21°47'41.81"	65°11'3.95"

Figura 1.3 Ubicación geográfica del eje de la presa Zurita



1.4. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.4.1. Planteamiento del problema

Debido a las características del lugar de emplazamiento de la presa como la resistencia y la calidad de la roca que presenta en el cierre del vaso de almacenamiento elegido es muy favorable para la construcción de una presa de gravedad o arco, para este tipo de fundación también se analizó la construcción de una presa de enrocado con pantalla de hormigón pero los volúmenes requeridos para

la construcción están por encima de 600.000 m³ y por lo cual se tendría dificultad en la extracción de esa cantidad, dado que la distancia de acarreo serían considerables. Por este motivo se optó por dos alternativas de presas de hormigón de tal manera que se pueda proyectar ahorros en la construcción de la presa Zurita. Así se plantea realizar una comparación técnica-económica de dos alternativas de diseño de presas que tendrán la misma función pero con diferentes aspectos de diseño y construcción.

Las alternativas presentadas serán el diseño de una presa en arco de hormigón convencional y la otra diseño de una presa de gravedad tipo hormigón compactado con rodillo, las comparaciones realizadas a estas alternativas demostrarán las ventajas y desventajas de cada diseño.

1.4.2. Formulación del problema

¿Cómo elegir la alternativa más factible para la construcción de la presa Zurita con el fin de llegar a la conclusión de cuál tipo de presa (Gravedad o Arco) demandará menor costo en la construcción de la presa?

1.4.3. Sistematización del problema

- ↗ ¿Qué ventajas técnicas y económicas se podrían tener en la construcción de presas HCR respecto del hormigón tradicional?
- ↗ ¿Qué métodos se utilizarán para realizar las comparaciones técnicas?
- ↗ ¿De qué manera este análisis contribuirá a la decisión final para la construcción de la presa más adecuada?

1.5. OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.5.1. Objetivo general

- ↗ Comparar el diseño del cuerpo de la presa en arco de hormigón simple con una de gravedad de hormigón compactado con rodillo mediante un análisis de estabilidad pseudoestático para determinar cuál es la más factible técnica y económica para su construcción aplicado para el caso estudio: "Presa Zurita "

1.5.2. Objetivos específicos

- ↗ Diseñar la geometría del cuerpo de la presa en arco
- ↗ Determinar las cargas y distribución de las cargas que actúan en la presa en arco
- ↗ Verificar la estabilidad de la presa en arco
- ↗ Determinar las cargas y distribución de las cargas que actúan en la presa de gravedad tipo HCR.
- ↗ Verificar la estabilidad de la presa de gravedad tipo HCR
- ↗ Realizar una comparación de los métodos constructivos, obras complementarias para ambas presas.
- ↗ Cuantificar las cantidades de hormigón para ambas presas y así ver la diferencia de volumen y su reducción en porcentaje de una presa respecto de la otra.

1.6. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Las razones por las cuales se realiza el estudio de este diseño son:

1.6.1. Justificación teórica

Para desarrollar el presente estudio se pondrá en práctica todos los conocimientos teóricos adquiridos en el área de obras hidráulicas, a través de la “Comparación técnica – económica del cuerpo de una presa de arco con una de gravedad mediante un análisis pseudoestático aplicado al caso: Presa Zurita”.

1.6.2. Justificación metodológica

El método de estudio empleado es el de diseño estructural, en el cual se utilizan los conceptos de estática y también teorías de resistencia de materiales que no ayudaran a verificar la estabilidad de ambos tipos de presas, analizando ambos casos para dar la solución al problema.

Se tomará en cuenta algunas recomendaciones bibliografías actualizadas o experiencias de profesionales expertos en el tema.

1.6.3. Justificación práctica

Con el estudio “Comparación técnica – económica del cuerpo de una presa de arco con una de gravedad mediante un análisis pseudoestático aplicado al caso: Presa Zurita”, se podrá elegir una alternativa de diseño para la Presa Zurita de tal manera que sea la más económica.

1.7. MARCO DE REFERENCIA

1.7.1. Marco teórico.

1.7.1.1. Concepto de presa

“Una presa es una estructura que se interpone a una corriente de agua para embalsarla o desviarla para su posterior aprovechamiento o para proteger a una zona de efectos dañinos” (Ferrufino&Moreira, 2006, p.1).

1.7.1.2. Requerimientos de un buen sitio de la presa

- ↗ La zona debe tener una topografía tipo cuello de botella
- ↗ La garganta debe ser estrecha y el embalse amplio

1.7.1.3. Disponibilidad de materiales

En la elección del material constructivo, fundamentalmente se deben considerar los siguientes factores:

- ↗ Materiales del lugar
- ↗ Perfil geológico del cauce
- ↗ Altura de la cortina

1.7.1.4. Relevamiento topográfico

El relevamiento topográfico del lugar mínimo consiste en un perfil aritmético a lo largo del dique y del vertedero y en el relevamiento planialtimétrico de una

cantidad suficiente de puntos en el vaso que permita estimar áreas y volúmenes de embalse que permita describir el con curvas de nivel cada por lo menos un metro, como mínimo hasta un metro más que la cota superior de la represa

1.7.1.5. Presa de hormigón compactado con rodillo (HCR)

1.7.1.5.1. Concepto de hormigón compactado con rodillo

El Hormigón Compactado con Rodillo (HCR) se define como una mezcla de cemento y agregados seleccionados, con un contenido de agua suficientemente reducido para permitir su compactación con rodillo. Para que la consolidación sea efectiva el HCR debe ser lo suficientemente seca para prevenir el hundimiento de los equipos de rodillo vibratorio, y húmeda para permitir la adecuada distribución del mortero conglomerante en el Hormigón durante el mezclado y la operación de la compactación vibratoria. (Escalaya, 2006).

El HCR es un hormigón con características muy similares al concreto convencional en cuanto a su comportamiento estructural y apariencia, pero con diferencias importantes en las características de la mezcla y en su proceso de fabricación y colocación. En el proceso constructivo se busca altos rendimientos, similares a los obtenidos en los movimientos masivos de materiales sueltos. Dado que se trata de una estructura muy masiva y de alto volumen, se requiere diseñar una mezcla de hormigón con bajos calores de hidratación y en la que sea controlado el fisuramiento por su enfriamiento posterior.

1.7.1.5.2. Aplicaciones del hormigón compactado con rodillo

El HCR puede ser considerado para su aplicación en lugares donde el hormigón con asentamiento nulo pueda ser transportado, colocado y compactado usando equipos de construcción para tierras y enrocados. Los proyectos ideales donde es utilizado el HCR son aquellos donde se involucra la colocación de grandes áreas de material, con

poco o ningún reforzamiento incluido. Puede ser considerado para trabajos en grandes rellenos, pavimentos, fundaciones masivas, bases de losas, ataguías, reparaciones de emergencia y protección superficial para presas y terraplenes. Pero donde mayor uso se le ha dado es en la construcción de presas, en lugar del concreto colocado convencionalmente (U.S. Army Corps of Engineers, 2000).

El hormigón compactado con rodillo se podría clasificar en dos grandes categorías:

- a) Para estructuras de control de agua
- b) Para pavimentos

En el presente caso solo será analizada la primera, referida a estructuras de control de agua (Presas) aunque el mismo término se usa para ambos describir ambas pero el diseño y la construcción son muy diferentes.

1.7.1.5.3. Materiales que componen el hormigón compactado con rodillo

Un amplio rango de materiales ha sido usado satisfactoriamente para producir mezclas de hormigón compactado con rodillo. Dentro de los materiales usados para el HCR se incluye materiales cementantes agregados, agua y aditivos.

a) Agregados

Los agregados generalmente ocupan entre el 75% y el 85% del volumen del hormigón compactado con rodillo de ahí que tienen gran importancia en las propiedades de los materiales tales propiedades deben cumplir con los estándares de calidad y clasificación, deseadas para el diseño de la estructura. Los agregados de baja calidad pueden utilizarse en ciertas circunstancias, tales como la construcción durante una situación de emergencia, cuando la calidad pobre del agregado no afecte las especificaciones de diseño del HCR, o donde las propiedades específicas de materiales se consiguen con el uso de tales agregados. Los cambios de especificaciones en la clasificación o la calidad deben sustentarse por pruebas de laboratorio o de campo. La exposición de diseño debe identificar que el concreto producido a partir de

los materiales propuestos cumplen los requisitos para la resistencia, durabilidad, impermeabilidad al agua y economía. (I.C.P.C., 1975).

El tamaño máximo nominal del agregado de partículas que ha empleado y compactado el Cuerpo de Ingenieros en la construcción de HCR es de 75 mm. Sin embargo, las clasificaciones pueden variar significativamente a los utilizados para el concreto convencional. Japón ha utilizado partículas de los agregados más grandes a los 75 mm y lo hicieron en la presa de Tabela. El uso de grandes agregados aumenta enormemente la probabilidad de segregación durante el transporte y esparcimiento y rara vez reduce significativamente el costo. El utilizar un agregado más grande a los 75mm debe justificarse mediante una investigación, en el cual resulte que el agregado más grande puede ser manejado sin segregación y ser compactado; por lo que su uso en realidad se traducirá en un menor costo.

Agregados finos.

Cuando se utiliza un bajo contenido de material cementante en el HCR, la cantidad de material necesario que pasa la malla 200 es mayor para el HCR, lo que es aceptable para el hormigón convencional. Un mayor porcentaje de finos se utiliza para aumentar el contenido de pasta en la mezcla para llenar los huecos y contribuir a la trabajabilidad. Los agregados finos se componen generalmente de origen natural limos no plásticos y arenas finas o finos manufacturados. Aunque el mayor beneficio de la utilización de finos es el control de la segregación, en muchos casos el uso de finos aumenta la demanda de agua, reduciendo su resistencia. Debe cuidarse la selección de los agregados con finos plásticos versus no plásticos. Cuando en los agregados existen finos plásticos debe evaluarse los efectos de pérdida de resistencia, la demanda de agua, y la durabilidad determinan la factibilidad de cumplir los requisitos estructurales de diseño. Cuando se utilizan puzolanas para sustituir los finos naturales, mejora la manejabilidad, y la relación de resistencia a largo plazo aumenta.

El cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos ahora tiene un límite de 25% en el contenido permitido de partículas planas y alargadas en cualquier tamaño de

grupo. Se ha encontrado que el uso de agregado triturado reduce la tendencia a la segregación, en comparación con las gravas redondeadas.

Agregado grueso.

La selección de un tamaño máximo nominal de agregado debe basarse en la necesidad de reducir los requerimientos de material cementante, en el control de la segregación y en la facilidad de compactación. La mayor parte de los proyectos de HCR han usado TMNA de 37.5 a 75 mm (1 1/2 a 3”). Usualmente no hay un ahorro significativo en el costo del material por el uso de agregados de tamaños mayores a 75 mm que se pueda descontar del costo adicional de la revoltura y del costo de controlar el incremento en los problemas de segregación asociados con los agregados más grandes. El TMNA tiene poco efecto en la compactación cuando el espesor de las capas de colocación es tres veces mayor que el TMNA, la segregación es controlada adecuadamente y se usan rodillos vibratorios grandes para la compactación.

b) Materiales cementantes

El método para investigar los materiales de cementantes para el HCR es similar a la utilizada para el hormigón convencional. La selección de materiales cementantes afecta significativamente la velocidad de hidratación y desarrollo de la resistencia. El uso de puzolana es bastante común para proyectos de HCR y generalmente reduce costos y baja generación de calor.

Cemento. Cemento Portland Tipo II es utilizado comúnmente en HCR, por sus características de baja generación de calor en edades tempranas y a largo plazo. El uso de cemento portland tipo III no es práctico en HCR, ya que acorta el tiempo para la compactación y la evolución de calor aumenta en edades tempranas. La velocidad

lenta en el desarrollo de la resistencia de algunos cementos da como resultado una mayor resistencia determinada por el contenido de cemento.

La generación de calor debido a la hidratación del cemento usualmente se controla con el uso de cemento de bajo calor de hidratación, usando menos cemento, y remplazando una porción de cemento con puzolanas, o con una combinación de estos. Se puede alcanzar una reducción en la temperatura máxima del hormigón por otros medios, como por ejemplo, con la reducción de la temperatura en la colocación. La selección del tipo de cemento debe considerar aspectos económicos en el abastecimiento del cemento. Para proyectos de tamaños pequeños y medios puede no ser económicamente conveniente especificar cemento de bajo calor de hidratación que no esté disponible localmente. Debido a la alta capacidad de producción requerida para el HCR, se necesita poner atención especial al abasto continuo de cemento para el proyecto.

Puzolana. Son sustancias naturales o artificiales, que reducidas a polvo y amasadas con cal, proporcionan a ésta propiedades aglutinantes. La selección de puzolana apropiada para el HCR debe basarse en conformidad a una norma aplicable, en su costo y disponibilidad.

La puzolana ocupa una parte del volumen de pasta, ocupado por el cemento y el agua. La ceniza volante tipo F es comúnmente utilizada como puzolana o relleno mineral para el HCR. La ceniza volante clase F contribuye a reducir la generación de calor a una edad temprana, puede usarse para remplazar el cemento para reducir el costo, actúa como aditivo para el aumento de finos y mejorar la manualidad al dosificar mezclas con volúmenes mínimos de pasta. Por lo tanto, las mezclas de HCR que contienen ceniza volante de clase F tienen un beneficio al incrementar el tiempo de colocación e incrementa la trabajabilidad.

Para presas HCR de gran volumen, la puzolana es invariablemente almacenada, pesada e introducida dentro de la mezcla como un material separado. Para pequeños

proyectos donde se desea usar la puzolana, puede tener un costo más efectivo usar cemento puzolánico premezclado, que almacenar, ensayar y manipular separadamente puzolana y cemento.

c) Agua

El requerimiento para el agua en mezclas de HCR es que ésta debe estar libre de una excesiva cantidad de álcalis, ácidos o material orgánico que pueden tener un efecto significativo en el tiempo de fraguado y la resistencia, también se ha demostrado que la fuente de agua puede tener un efecto en el rendimiento del HCR de modo que se debe tener en cuenta el suministro de agua. (I.C.P.C., 1975).

Una diferencia importante entre los concretos HCR y convencional es el contenido de agua, los concretos compactados con rodillo contienen una reducida cantidad de agua de mezclado.

d) Aditivos

Los aditivos químicos han sido efectivos en las mezclas de HCR que contienen suficiente agua para proporcionar una pasta más fluida. Los aditivos reductores de agua y los aditivos reductores de agua y retardadores de fragua son los más usados comúnmente para prolongar y garantizar que se dispondrá de tiempo suficiente para lograr una compactación exigida. (US Army Corps of Engineers, 2000).

Los aditivos reductores de agua, usados en dosificaciones muy altas, han mostrado reducir la demanda de agua, incrementar la resistencia, retardar el fraguado, y proporcionar trabajabilidad en algunas mezclas de HCR. Sin embargo, el conocimiento de la efectividad en otras mezclas, típicamente con bajos contenidos de material cementante y bajos niveles de trabajabilidad es limitado. Los aditivos deben evaluarse con mezclas de HCR reales, antes de usarlas en campo.

Reductores de agua y retardadores.

El uso de un reductor de agua o un aditivo retardante, debe ser considerarse para la colocación HCR. El uso de un reductor de agua y aditivo retardante ha demostrado ser benéfico para extender la trabajabilidad del HCR y el aumento de los tiempos iniciales y finales de fraguado, permitiendo así una mejor adhesión y aumentando la impermeabilidad.

Una manejabilidad extendida es benéfica en donde la temperatura es cálida, durante las actividades iniciales del HCR, para el transporte del HCR a partir de fuentes lejanas, y para la colocación de capas de 600 mm de espesor. La adición de reductores de agua y aditivos retardantes aumenta la trabajabilidad de la mezcla del HCR y en consecuencia una disminución del contenido de agua. Las dosificaciones de reductores de agua y retardadores puede ser varias veces tanto como recomendadas para el concreto colocado convencionalmente debido a la consistencia seca del HCR, sin embargo, en algunos casos, una dosis excesivas de reductores de agua y retardadores de mezclas magras pueden ayudar o perjudicar el rendimiento a corto plazo y largo plazo. La dosis debe basarse en los resultados de las pruebas de laboratorio, donde se evalúan el efecto de dosis variables.

Aditivos inclusores de aire.

Los aditivos inclusores de aire se han añadido a las mezclas del HCR en intentos para arrastrar un sistema vacío de aire (Air-Void) con un tamaño de burbuja y espaciamiento adecuado para resistir el daño al hormigón cuando se somete a ciclos repetidos de congelación y descongelación. La experiencia indica que las dosis de aditivos inclusores de aire aditivos necesarios para el HCR puede ser considerablemente mayor que las requeridas para el hormigón colocado convencionalmente, sin embargo, el contenido de aire necesario para lograr una protección significativa de congelación-descongelación es menor y la forma de burbujas de aire no es tan crítica como para el hormigón convencional. Al igual que con el hormigón convencional, la trabajabilidad del HCR es mejor mediante la adición de aditivos inclusores de aire, lo que resulta en menor cantidad de agua. El

contenido de finos, el tipo de finos, y el agua de las mezclas de HCR influyen significativamente en la eficiencia de los aditivos inclusores de aire.

1.7.1.5.4. Propiedades del hormigón compactado con rodillo

a) Resistencia

Resistencia a la compresión

Ensayos de resistencia a la compresión son desarrollados en la fase de diseño para determinar los requerimientos de la proporción de mezclas y optimizar la combinación de los materiales cementantes y agregados. La resistencia a la compresión es utilizada para satisfacer los requerimientos de cargas de diseño y también como indicador de otras propiedades tales como la durabilidad. Durante la construcción, los ensayos de resistencia a la compresión son usados para confirmar las propiedades de diseño como un instrumento para evaluar la variabilidad de la mezcla.

La resistencia a la compresión es normalmente requerida debido a su facilidad de determinación y a que muchas otras propiedades están directamente ligadas a ella.

Para las presas de HCR se requieren usualmente edades de ensayo de 90, 180 o 360 días.

La resistencia a la compresión del HCR está determinada por el contenido de agua, y las propiedades del material cementante, la granulometría del agregado y el grado de compactación. Para muchas mezclas HCR, la resistencia en compresión es una función de la relación agua - material cementante, tal como en los hormigones convencionales.

La resistencia a la compresión del HCR se incrementa con una reducción en el contenido de agua, mientras que esté completamente compactado. La máxima resistencia a la compresión para una mezcla determinada se obtiene con el óptimo contenido de agua acorde con el esfuerzo de compactación dado. Los contenidos de

agua menores que el óptimo producen resistencias a la compresión menores, indicando ello que la presencia de vacíos en la mezcla tiene un efecto negativo mayor sobre la resistencia que el efecto positivo de reducción de agua.

La resistencia a la compresión se incrementa con el tiempo y el contenido de material cementante en la mezcla.

Las mezclas HCR con bajo contenido de material cementante pueden no alcanzar los niveles de resistencia requerida si los vacíos entre los agregados no son rellenados completamente. Para estas mezclas la adición de finos no plásticos o polvos de roca ha sido beneficioso en el relleno de vacíos, de esta manera se incrementa la densidad y la resistencia.

Las mezclas de HCR con un bajo contenido de pasta pueden alcanzar resistencias a la compresión de 50 a 150 Kg/cm², las de contenido de pasta medio de 110 a 210 Kg/cm² y las mezclas con alto contenido de pasta alcanzarán resistencias de 175 a 315 Kg/cm².

En general las diferencias que existen entre las propiedades de HCR y el hormigón convencional son principalmente en la dosificación de mezclas. En el hormigón compactado con rodillo existe aproximadamente un 40% menos de agua y 30% menos de cemento que el hormigón convencional.

Resistencia a la tensión

La resistencia a la tensión del HCR es requerida para propósitos de diseño, incluyendo el análisis de cargas dinámicas y el análisis térmico.

La relación de la resistencia a la tensión y la resistencia a la compresión en el HCR varía dependiendo de la calidad del agregado, edad, contenido de cemento y resistencia. La resistencia a la tensión del HCR está en el orden del 10% al 15% de la resistencia a la compresión.

Resistencia al corte

Desde el punto de vista de la resistencia al esfuerzo cortante, si bien el cemento influye, no es el factor más importante, sino la forma en que se tratan las juntas, a fin de lograr la mayor adherencia posible, las juntas del hormigón compactado con rodillo se deben considerar en su tratamiento la limpieza, escarificación de la superficie con chorro de agua y la aplicación de mezclas ricas en cemento para asegurar buena liga entre capas.

La resistencia al cortante aumenta con el incremento de la resistencia a la compresión, regularmente, la resistencia al cortante oscila entre un 20% y un 25% de la resistencia a compresión.

La resistencia mínima se presenta en las juntas de construcción y a lo largo de la interfaz entre capas del HCR. Una junta de construcción típica en la masa de hormigón de una presa es la superficie horizontal de un concreto existente, el cual ha comenzado a rigidizar antes que el nuevo concreto pueda ser incorporado al anterior tales juntas de construcción son conocidas como juntas frías o juntas entre capas.

b) Propiedades elásticas

Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad del HCR es una propiedad mecánica que está definido como la relación del esfuerzo normal a su correspondiente deformación el cual puede ser obtenido aplicando cargas conocidas sobre un espécimen que estarán comprendidos por debajo del límite elástico proporcional del material.

Las propiedades elásticas del HCR son afectadas por la edad, la resistencia, el volumen de pasta, el tipo de agregado y la relación agua cemento. Generalmente para un tipo de agregado dado, el módulo de elasticidad está en función de la resistencia.

Las mezclas HCR preparadas aumenta con el incremento en el contenido de cemento y con la edad de tal manera poder desarrollar módulos similares a aquellos obtenidos en concretos convencionales. (Baños, Flores&Santos, 2012).

Relación de Poisson

El valor de la relación de Poisson es la relación de la deformación transversal (lateral) a la correspondiente deformación axial (longitudinal), resultante de la distribución uniforme de los esfuerzos axiales bajo el límite de proporcionalidad del material. Se ha encontrado que el valor de la relación de Poisson en el HCR es similar a los valores reportados para los concretos normales, pudiendo presentarse un rango de 0,17 a 0,22. (Baños, Flores&Santos, 2012, p96).

c) Deformación

Escurrecimiento plástico

Cuando el hormigón está sometido a una carga, la deformación causada puede ser dividida en una deformación elástica (relacionada al módulo de elasticidad), la cual ocurre inmediatamente y desaparece totalmente en cuanto se remueve la carga, y el escurrecimiento plástico el cual se desarrolla gradualmente bajo carga continua, una vez retirada ésta el escurrecimiento plástico continúa indefinidamente. Sin embargo, tiende a disminuir aproximadamente a un valor límite.

El escurrecimiento plástico en el HCR está en función del agregado y la resistencia del HCR. Agregados que producen un bajo módulo de elasticidad en el concreto producirán un alto valor de escurrecimiento plástico. Las mezclas de altas resistencias tienen una pasta de cemento más rígida y por lo tanto una baja deformación o valor de escurrecimiento plástico cuando son cargadas. Para las presas HCR es usualmente deseable un alto valor de escurrecimiento plástico o la capacidad de aliviar el esfuerzo sufrido. Sin embargo, los esfuerzos compresivos en presas de gravedad son generalmente bajos y el escurrecimiento plástico no es una mayor preocupación para los diseñadores de presas.

d) Cambios de volumen

Los dos cambios significativos en el volumen experimentados con HCR se deben a la contracción por secado (principalmente en pavimentos), la expansión térmica y la contracción de hormigón en masa. El cambio de volumen asociado con la contracción por secado es normalmente menos de que, en mezclas de concreto convencionales comparables debido a la menor contenido de agua. Esta contracción más baja se ha traducido en menos agrietamiento. (Adaska, 2006).

Con respecto a las consideraciones de expansiones térmicas, el aumento de calor que provoca la expansión de una estructura de hormigón masivo se debe casi enteramente a las reacciones químicas del material de cemento.

Por lo tanto, el uso de menores cantidades de material de cemento en HCR masivo en la construcción reduce el potencial de agrietamiento debido a la expansión térmica. (Adaska, 2006).

e) Permeabilidad

La permeabilidad del HCR depende principalmente de los vacíos en la masa compactada junto con la porosidad de la matriz del mortero, y por lo tanto, está casi totalmente controlada por la proporción de mezcla, el método de colocación y el grado de compactación.

La permeabilidad del HCR endurecido es similar al hormigón convencional debido a que la masa de HCR no tiene fisuras, es preparada con agregado convencional limpio, con suficiente pasta o una mezcla muy pobre con una granulometría de agregados controlada y con suficientes finos. (Adaska, 2006).

Los valores típicos para la masa de HCR van desde 0.15 a 15×10^{-9} cm/s. Para mayores mezclas cementosas tales como aquellos para pavimentos de HCR, la permeabilidad tiende a ser menor. (Adaska, 2006).

La propiedad que causa mayores preocupaciones a los diseñadores de presas de HCR es la permeabilidad en sitio, siendo las juntas entre las capas la principal causa de la

dificultad. Sin embargo se ha demostrado que es posible obtener un monolitismo efectivo y estructuras impermeables, cuando el HCR se coloca en capas y se presta especial atención al tratamiento entre juntas.

Se ha sugerido que la impermeabilidad del HCR puede estar directamente relacionada a su contenido de material cementante. Este hecho es especialmente aplicable a las mezclas de HCR que conforman la aproximación al hormigón donde la pasta excede a los vacíos en el agregado. Por lo tanto, los mayores contenidos de material cementante producen una pasta más impermeable. Para mezclas con aproximación a suelos, se puede alcanzar una mayor impermeabilidad con una combinación del incremento del contenido de cementante, mayor compactación y suficiente cantidad de finos en un agregado bien graduado, todo ello con la finalidad de reducir los vacíos en el material.

f) Durabilidad

La durabilidad del HCR es especialmente importante si el material es expuesto al tiempo o a fuerzas hidráulicas severas. El HCR, como el concreto en masa convencional, está sujeto a un potencial deterioro debido a los efectos de abrasión/erosión, congelamiento/deshielo y otros factores como reacción álcali /sílice y ataque a los sulfatos.

1.7.1.6. Presas en arco de hormigón simple.

1.7.1.6.1. Consideraciones previas

Las presas en arco tienen una considerable curvatura aguas arriba. Estructuralmente trabajan como un arco horizontal, transmitiendo la mayor parte de la carga de agua a los estribos o laderas del valle y no al lecho del valle. Un arco relativamente simple, es decir, sólo con curvatura horizontal y un radio constante aguas arriba, en términos

estructurales es más eficiente que las presas de gravedad o las de contrafuerte, al reducir de manera considerable el volumen de concreto requerido.

Figura 1. 4 Vista frontal de la presa Candelaria en Chuquisaca



1.7.1.6.2. El hormigón

a) Tipo de hormigón recomendado para las presas de arco

Las presas de arco deberán de manera importante demostrar una alta resistencia a los esfuerzos de tracción, por consiguiente requerirá de un control mayor en la calidad del hormigón a utilizar. Los tipos de cemento actuales han hecho posible que el hormigón en condiciones recomendables de vaciados han permitido que las presas de arco trabajen hasta con un esfuerzo admisible de hasta 100 Kg/cm^2 , lo que ampliado la posibilidad de construir presas de arcos más amplias.

Toda vez que las presas de arco transmiten la mayor parte de las cargas lateralmente, no es posible utilizar juntas de dilación o contracción como en el caso de las presas de gravedad. Una condición es que los arcos deben ser continuos para poder hacerse cargo de las transmisiones de cargas. Por lo tanto, las juntas que se vayan a dejar durante la construcción deben ser rellenadas a presión a fin de constituir una unidad monolítica con los arcos. Este trabajo de relleno se realiza una vez que el calor de

hidratación ya hubiera sido expulsado del cuerpo de la presa y cuando el hormigón vaciado haya alcanzado su mínima temperatura, es decir, su máxima contracción.

1.7.1.6.3. Las propiedades elásticas del hormigón

a) Módulo de elasticidad.-

Un material que recupera sus dimensiones originales al cesar la aplicación de una carga sobre él se dice que es elástico. Una medida de su elasticidad la da la relación entre la tensión causada por la carga y la deformación unitaria en la dirección de aplicación de la carga, el módulo de elasticidad depende de la dosificación, las características del cemento, los áridos, los aditivos y la edad, el mismo puede ser medio en compresión, en tracción o en cortante pero quedo demostrado por Robert Hooke que el módulo de elasticidad es constante para muchos materiales dentro de un cierto rango de carga. (Perez, 1954).

b) Módulo de Poisson

Cuando una fuerza es aplicada a un material en una dirección dada, el material se deforma en la dirección de la carga y, también, en la dirección perpendicular siendo ambas deformaciones diferentes. (Perez, 1954, p.49).

Para un material que responda a la ley de Hooke el módulo de Poisson es constante. La relación entre el módulo de elasticidad de Young (El. el módulo de elasticidad a cortante (G) y el módulo de Poisson viene dada por:

$$\nu = \frac{E}{2 * G} - 1$$

Donde:

ν = Modulo de Poisson

E= Modulo de elasticidad

G= Modulo de rigidez

1.7.1.6.4. Propiedades resistentes del hormigón

Las características resistentes de un hormigón se representan mediante un conjunto de parámetros que establecen la capacidad del hormigón para soportar cargas. Los parámetros que definen la capacidad resistente de un hormigón son los siguientes.

a) Resistencia a compresión

La resistencia a compresión del hormigón es un parámetro que mide la tensión unitaria de compresión requerida para causar fallo. La resistencia del hormigón a la compresión depende sobre todo de la relación agua/cemento. También influyen otros factores como el tipo de cemento, las condiciones de la mezcla, el tipo, tamaño y granulometría de los áridos, las condiciones de curado. (Perez, 1954, p.48).

b) Resistencia a tracción

La resistencia a tracción del hormigón es un parámetro indicativo de la tensión unitaria de tracción requerida para causar fallo.

Un hormigón que puede llegar a estar sometido a tensiones de tracción estará usualmente armado, con lo cual su resistencia a tracción no es determinante al analizar la capacidad resistente del macizo, sin embargo es de gran importancia su estimación al analizar la capacidad del hormigón de soportar efectos de fractura debidos al entumecimiento y sequedad bajo acciones térmicas. (Perez, 1954). La resistencia a la tracción se desarrolla en el hormigón más rápidamente que la resistencia a la compresión, siendo aproximadamente el 10 o 12 por ciento de la resistencia a compresión alrededor de los 14 días y el 5% a edades posteriores.+

c) Resistencia a esfuerzos cortantes

La resistencia a cortante del hormigón es una combinación de la resistencia cohesiva y de la fricción interna, las cuales varían con la tensión de compresión normal al plano de corte.

La resistencia a cortante media del hormigón varía entre el 50% y el 80% aproximadamente de la resistencia a la compresión. (Perez, 1954, p.51).

1.7.1.6.5. Hipótesis de diseño de una presa en arco

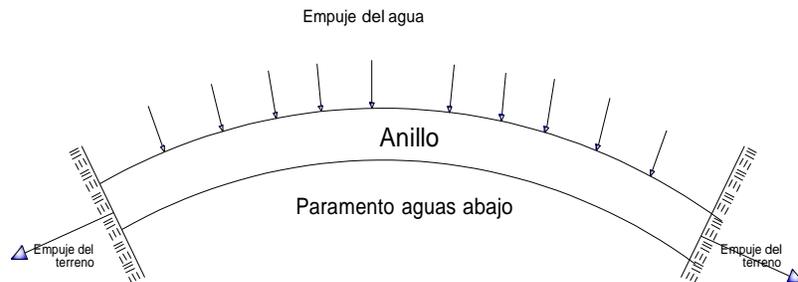
- ↗ Cualquiera que sea el método utilizado para el cálculo de presa en arco coincide al tomar en cuenta todas las uniones entre arcos y, en especial el empotramiento vertical que se añade al efecto de los anillos. Las hipótesis validas son las siguientes:
 - ↗ Considera la presa dividida en tramos horizontales, llamados anillos
 - ↗ Estos anillos se consideran como arcos empotrados en sus extremos o arranques e independientes entre sí.
 - ↗ El peso de cada uno de estos elementos estructurales se transmite de uno a otro hasta el suelo de cimentación.
 - ↗ Como consecuencia del punto anterior, se desprecia el empotramiento vertical., debido a que tiene lugar entre anillos consecutivos y también entre la base y el suelo de cimentación.
 - ↗ No se tiene en cuenta el peso de los anillos para resistir el empuje del agua.

Estas simplificaciones nos hacen concebir arcos aislados, pero que trabajan en condiciones más duras de las que en realidad existen. Por tanto pueden mantenerse, ya que mediante las hipótesis expuestas resistirán a posteriori, puesto que forman una estructura monolítica desde el momento en que lo sostienen y contienen los otros anillos.

Se considera a la presa en arco, como formadas por un apilamiento de anillos empotrados en los arranques. Por esta hipótesis, cada tramo horizontal traslada el empuje del agua a las laderas, precisamente lo contrario a lo que sucedió con las

presas de gravedad, ya que cada tramo vertical o bloque traslada el empuje del agua al suelo de cimentación (figura 1.5).

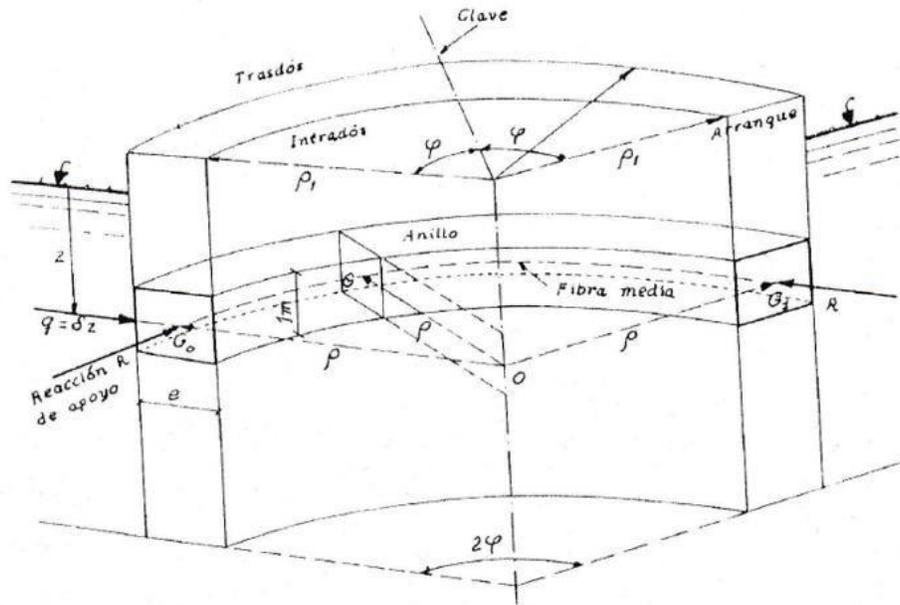
Figura 1. 5 Transmisión de la cara al suelo de fundación



La estructura de la presa puede adoptar la forma simple de un cilindro de revolución de eje vertical.

Los anillos sucesivos (tomados por ejemplo sobre 1 m. de altura) se presentan como vigas curvas en el sentido que le da a este concepto en la resistencia de materiales, puesto que los engendra un rectángulo de dimensiones constantes (altura 1 m y espesor "e" cte.) cuyo centro de gravedad G, describe de G_0 a G_1 un paralelo de cilindro, mientras que el plano del rectángulo permanece constante situado en un plano meridiano. El arco $G_0 G_1$, lugar de los puntos G, constituye la fibra media del anillo (Figura 1.6).

Figura 1. 6 Partes que constituye la presa de arco



Por lo demás, todos los anillos tienen el mismo ángulo central 2ϕ , el mismo radio de intradós δ_1 y el mismo radio de trasdos δ_2 el mismo radio medio (radio de la fibra media):

$$\rho = \delta_1 + \frac{e}{2} = \delta_2 - \frac{e}{2}$$

Cuanto mayor sea la profundidad “z” de un anillo bajo el nivel del agua embalsada, tanto mayor será la presión unitaria "q" del agua, siendo esta presión unitaria igual a:

$$q = \gamma \cdot z$$

(Siendo γ el peso específico del agua) y tanto más aumentará el empuje total transmitido a las márgenes. Por tanto, cuanto más profundicemos, tanto más el empuje del agua apoyará al anillo sobre las márgenes, por consiguiente, no hay que temer al deslizamiento ni al vuelco, como en el caso de las presas de gravedad, naturalmente con la condición de que las laderas resistan bien.

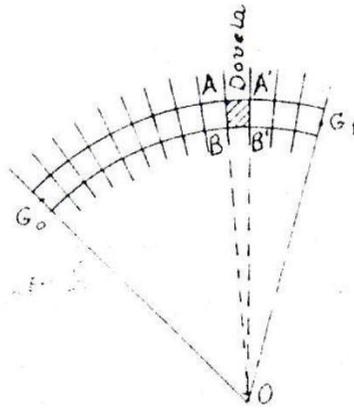
1.7.1.6.6. Deformación de Bresse

La resistencia de materiales respecto a las piezas prismáticas se basa en las siguientes hipótesis:

- ↗ Las secciones transversales de una pieza, son planas antes de la deformación y siguen siendo planas después de la deformación.
- ↗ Cada sección transversal permanece invariable en su plano. En el caso del anillo, la sección de altura es de $1m$ y la longitud 'e'. De esta manera, el anillo se deforma si sus secciones meridianas cambian de posición unas con respecto a otras, pues son indeformables.
- ↗ Las fuerzas exteriores y las reacciones interiores correspondientes siguen elásticas. Las relaciones entre las fuerzas exteriores, los esfuerzos elásticos y las deformaciones no son siempre lineales, es decir, admiten la ley de Hooke.

Ahora se traza en el embalse vacío entre G_0 y G_1 un anillo dividido en dovelas (Fig. 1.7). por el contrario en el embalse lleno se toma una dovela comprendida entre los planos AB y A'B'; la deformación del anillo será la suma de las deformaciones de todas las dovelas y establecerá el desplazamiento total del extremo de la fibra media. Mediante el estudio de la dovela AB A'B' examinaremos el desplazamiento unitario que provoca la deformación en G_1 . La deformación de la dovela AB A'B' resulta del desplazamiento relativo de AB con respecto a A'B' y suponemos que A'B' es fijo. (Fig. 1.7).

Figura 1. 7 Anillo dividido en dovelas



Ahora se obtiene un dovela ABA'B' en la que el centro de gravedad G del plano AB está solicitando por un esfuerzo normal N.

Deformación debida al esfuerzo normal

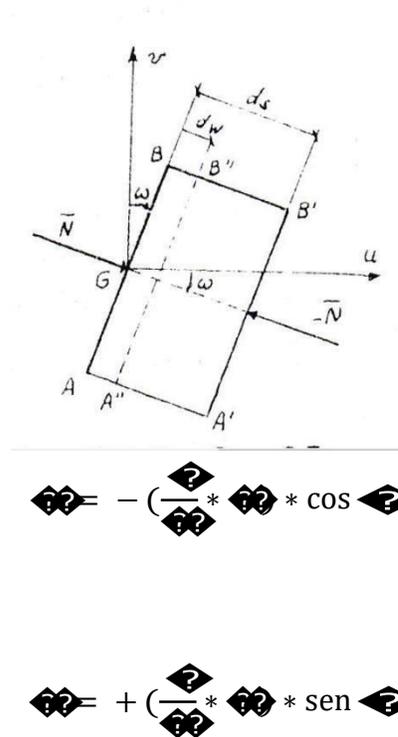
Al aplicar a la base A'B', un esfuerzo N, la dovela sufre una contracción en AB hasta que llegan a A'B'. Correlativamente, todas las fibras de la dovela se acortan uniformemente en una longitud dW tal que:

$$\frac{dW}{L} = \frac{1}{E} * \frac{N}{S} = \frac{N}{E * S}$$

En la que E es el módulo de elasticidad y S el área de la sección AB.

El desplazamiento dW origina inmediatamente la aparición de otro igual, pero de sentido contrario dW para mantener a todas las dovelas unidas. La magnitud de estos desplazamientos es en ambos ejes (Fig. 1.8)

Figura 1. 8 Desplazamiento del esfuerzo normal



1.7.1.6.7. Estribos de gravedad

Conviene que el contorno de la presa sea lo más uniforme posible, y así la luz de los arcos varíe moderadamente con la altura, ya que las variaciones bruscas de curvatura pueden originar fuertes esfuerzos cortantes. Así mismo es preferible la mayor simetría posible de la presa, porque la disimetría se traduce en esfuerzos cortantes y de torsión. Sin embargo, las cerradas no siempre son de pendiente uniforme ni simétricas. (Cánovas, 1998)

1.7.1.6.8. Apoyo de los estribos

Además de lo ya dicho sobre la incidencia, los arcos han de empotrarse perfectamente en roca sana. No debe contarse con la roca superficial que, en general, está descompuesta o descomprimida. Del buen apoyo de la presa depende fundamentalmente su capacidad resistente; una presa bien estribada es capaz incluso

de subsanar inconvenientes importantes de la estructura y resistir solicitaciones extraordinarias no previstas.

La forma en arco, tiene una gran capacidad de adaptación a sistemas cambiantes de cargas, incluso distintos del que ha servido para su cálculo. Existe un gran margen del 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 éstos, lo que plantea los siguientes problemas:

a) Estabilidad al deslizamiento, que exige:

- ↗ Una incidencia adecuada, para evitar el arranque de una cuña peligrosa.
- ↗ 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 descomprimida.
- ↗ Un drenaje adecuado del estribo para disminuir las presiones intersticiales que rebajarían el componente normal en detrimento de la estabilidad
- ↗ Un eventual tratamiento por inyecciones o incluso (en algunos casos) sustitución de material de relleno de las diaclasas para aumentar la cohesión y el coeficiente de rozamiento.

b) Debida resistencia de la roca a la compresión. Si las cargas transmitidas son muy elevadas o si, a causa de 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 aquellas más regulares y disminuyendo los esfuerzos cortantes. Además al centrar la resultante puede hacerse desaparecer las tracciones o al menos disminuirlas. Esa zapata se extendería a todo el contorno de presa, constituyéndose en zócalo de apoyo.

1.7.2. Marco conceptual

- a) **Presa.** Una presa es una estructura que se interpone a una corriente de agua para embalsarla o desviarla para su posterior aprovechamiento o para proteger a una zona de efectos dañinos

- b) **HCR** Hormigón compactado con rodillo más que un material es una nueva técnica para construir en hormigón, que ha demostrado ser muy apta para la construcción de presas.
- c) **Presas de hormigón tipo gravedad.** Una presa de gravedad depende por completo de su propio peso para su estabilidad.
- d) **Presa en arco de hormigón simple.** Las presas de arco tienen una considerable curvatura aguas arriba. Estructuralmente trabajan como un arco horizontal, transmitiendo la mayor parte de la carga de agua a los estribos o laderas del valle y no al lecho del valle.
- e) **Estabilidad de la presa.** Depende por completo de su propio peso para su estabilidad, es decir, las presas de gravedad son presas que resisten el empuje horizontal del agua totalmente con su peso propio
- f) **Estribos de gravedad.** Son estructuras que sirven de apoyo extremo de una presa y que además soporta la carga de la superestructura.

1.7.3. Marco espacial

En el presente trabajo se limita a la Comunidad de Zurita perteneciente al distrito Yunchará., segunda Sección de la Provincia Avilés, se encuentra ubicado al extremo suroeste del Departamento de Tarija.

1.7.4. Marco temporal

Todos los datos de información recogidos son del año 2016

1.8. ALCANCE

El presente proyecto de grado abarcara lo siguiente:

- ↗ La base de datos hidrológico, geotécnico, sísmico y topográfico del estudio de identificación de la presa Zurita

- ↗ Dimensionamiento de la presa de gravedad y verificación de estabilidad al vuelco, deslizamiento de la presa de gravedad HCR mediante un análisis pseuestático utilizando distintos estados de carga y probabilidades de ocurrencia.

- ↗ Dimensionamiento geométrico de la presa en arco, verificación de los esfuerzos a los que está sometido la presa de arco y verificación al vuelco

- ↗ Proponer una solución técnica y económica para la construcción de la presa Zurita en base a la elaboración de presupuesto y aspectos técnicos más factibles para su construcción.

- ↗ Planos a detalle de la presa de gravedad HCR y la presa en arco de hormigón simple.

CAPÍTULO 2

CONSIDERACIONES GENERALES

2.1. PRESA DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN COMPACTADO CON RODILLO (HCR)

2.1.1. Introducción

Considerado como uno de los avances más grandes que ha tenido la tecnología del hormigón aplicada al diseño de presas, el hormigón compactado con rodillo, comúnmente llamado HCR por sus iniciales, representa una buena alternativa gracias a algunas ventajas como son rapidez en la construcción y el contenido muy reducido de cemento, lo que condiciona una opción bastante económica a la hora de comparar costos finales de obra.

Actualmente, el hormigón compactado con rodillo (HCR) es una técnica que se está empleando alrededor del mundo para la construcción, principalmente, de presas y la reparación de éstas.

La construcción de HCR originalmente se consideró y evolucionó como un medio para diseñar y construir cortinas de costo más bajo y que su construcción se pudiera hacer con rapidez. Se tomó en cuenta como una alternativa de costo más bajo para las cortinas de tierra y de relleno rocoso. Sin embargo, tan pronto como se empezó a utilizar alternativa para las cortinas de concreto convencional, una de las primeras propuestas para la construcción de una cortina de HCR recomendó que se aplicaran los principios de tierra estabilizada con cemento al colado de un terraplén con material granular en bruto enriquecido con cemento, con la aplicación de equipo grande para movimiento de tierra y compactación. Este material estabilizado con cemento tendría que incrementar la resistencia al corte, permitiendo, de esta manera, una reducción importante de la sección transversal de la cortina, en comparación con una cortina típica de terraplén. Bajo la denominación de hormigones compactados (HCR), engloba una serie de mezclas de cemento y agregados seleccionados, con un contenido de agua lo suficientemente reducido como para permitir su compactación con rodillos.

2.1.2. Cuestiones previas del hormigón compactado con rodillo

En la construcción de presas de gravedad los materiales a emplearse deben tener propiedades que al momento de la puesta en obra y evolución de sus características sean susceptibles de control. El hormigón HCR y el denominado hormigón convencional son materiales porosos, cohesivos y dinámicos en su relación con el medio ambiente y tienen en común todos los conceptos de carácter intrínseco (S.E.P.R.E.M., 2011).

La técnica del hormigón compactado con rodillo (Roller Compacted Concrete) es una técnica que aplica conceptos de compactación de suelos para la fabricación de hormigones empleados en la construcción de presas de gravedad y un tipo especial de pavimento rígido.

2.1.3. Tipos de presas de gravedad de hormigón

Básicamente, las presas de gravedad son hormigón sólido, es una estructura donde tu estabilidad depende de las cargas de diseño, la forma geométrica y del peso del hormigón. Por lo general, están contruidos en un eje recto, pero puede ser ligeramente torcido para acomodarse a las condiciones del sitio donde se quiere emplazar la presa. Las presas de gravedad típicamente constan de una cortina y una sección de desbordamiento (US Army Corps of Engineers, 1995).

2.1.4. Selección del sitio

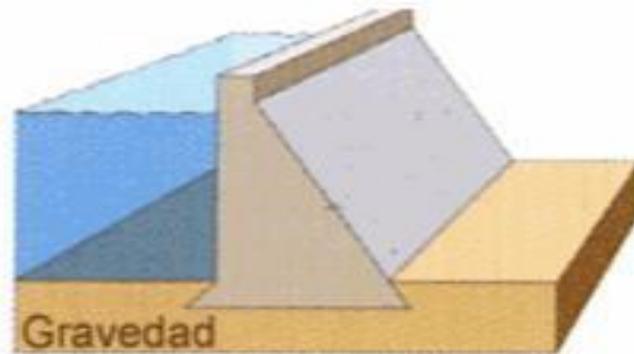
Durante los estudios de viabilidad, la selección de sitio preliminar dependerá de los propósitos del proyecto pero lo que se exige que la fundación sea roca sólida. La represa puede ser usada para diversas actividades como, dique de inundación, generación de energía hidroeléctrica, pez y trucaje de fauna y flora, suministro de agua, y recreación. El estudio de viabilidad establecerá la ubicación más adecuada y económica y además, el tipo de estructura.

2.1.5. Estabilidad de la presa de gravedad

Una presa de gravedad depende por completo de su propio peso para su estabilidad, es decir, las presas de gravedad son presas que resisten el empuje horizontal del agua totalmente con su peso propio. Su perfil es en esencial triangular para asegurar estabilidad y evitar esfuerzos excesivos en la presa o su cimentación.

La forma de una presa de gravedad se asemeja a un triángulo. Esto se debe a la distribución triangular de la presión del agua. en la superficie del embalse, el agua no está ejerciendo presión sobre la presa, pero en el fondo, está actuando ala máxima presión. La forma puede variar de manera insignificante, aunque ninguna de estas formas puede ser utilizada para la simulación de una presa de gravedad si no se conoce la forma exacta.

Figura 2. 1 Perfil de una presa de gravedad



2.1.6. Antecedentes

2.1.6.1. Historia del hormigón compactado con rodillo

La construcción en el mundo de presas en concreto convencional, con una altura superior a 15 m, presentan un descenso del 22 % desde 1950 hasta 1982; esta tendencia descendente se atribuye a la construcción de presas en materiales sueltos o

enrocado, debido al perfeccionamiento de los equipos capaces de mover grandes volúmenes de material, compactar tierras y material granular con rendimientos más elevados, bajando los costos de la construcción en serie y mecanizada. (Guerrero, 2011, p.7)

Por consiguiente, en los años 60 es una necesidad el diseño de presas de gravedad en hormigón, combinando las ventajas de utilizar en lo posible los grandes equipos de la puesta en obra (transporte y colocación) de las presas de materiales sueltos con las ventajas del hormigón como materiales de construcción, dando origen a lo que es hoy el Hormigón Compactado con Rodillo, material de aplicación más rápida, segura y económica (Guerrero, 2011, p.7).

La primera colocación del HCR se realizó en la presa de escollera de Shihmen (Taiwán) en 1960 -1961, para la ejecución del núcleo con una dosificación por metro cubico de 120 kg de conglomerante con sustitución del 50 % en peso por cenizas volantes, cuya mezcla, una vez extendida, se compacto con el paso de los camiones de transporte, ya que no se consideraba compactar con rodillo vibratorio (Guerrero, 2011, p.7).

En los años 1961-1965 se construyó la presa Alpe Gera en Italia con una altura de 175m, colocando hormigón continuo por capas de 70 cm. de un estribo a otro utilizando 115kg de conglomerante por m³ de hormigón compuesto por un 40% de Clinker de Portland, 57% de escoria básica granulada y 3% de yeso, usando árido del rio con un tamaño máximo de 13cm; se colocaron 1800 000 m³ de HCR sin refrigerar, alcanzando una temperatura máxima de 34°C, el cual se extendió con bulldozer y se compacto con batería de vibradores montados sobre bulldozer, aun no con rodillo vibratorio, alcanzando un ritmo de colocación de 7000 m³ diarios y 147 000 m³ en un mes, con una planta de amasado con capacidad para producir 400 m³/h de concreto. Las juntas se cortaron con cuchilla mecánica antes de la compactación. El paramento de aguas arriba se impermeabilizo con una chapa de acero que sirvió de formaleta (Guerrero, 2011, p.7)

En estos mismos años los canadienses construyeron los estribos de la presa de gravedad Manicougan 1, con una altura de 18m, utilizando 10,000 m³ de un HCR pobre y continuo en el centro, otra mezcla con alto contenido de conglomerante aguas arriba y bloques de hormigón aguas abajo (Guerrero, 2011, p.7).

Ya en la década de los setenta el Hormigón Compactado con Rodillo comenzó a emplearse como tal, con la utilización de rodillo vibratorio para su compactación. Fue dado a conocer en conferencias de la Engineering Foundation, dictadas en Asimolar, California, entre los años 1970 y 1972 (Guerrero, 2011, p.8).

En la conferencia titulada “Construcción económica de Presas de Concreto”, cuando Robert W. Cannon presentó la ponencia “Construcción de Presas de Concreto Usando Métodos de Compactación de Tierra”. Posteriormente en 1972, en el simposio “Nuevos Métodos de Mezclado y Colocación de Concreto”, celebrado en Dallas, Texas, Cannon mostro los resultados positivos de pruebas aplicadas a concreto transportado por camiones, extendido por un cargador frontal y compactado con rodillo vibratorio. (Guerrero, 2011, p.8)

Pero es quizás hasta los años de 1974 y 1975, en la construcción de la presa de Tarbela en Pakistán, cuando hace su ingreso el HCR como un material competitivo en la construcción de presas, en la cual se colocaron más de 2.5 millones de m³ de HCR. La construcción inicio con la sustitución de una escollera de protección, seguida de la reparación del cuenco amortiguador y de la contratagua. El transporte del concreto se realizó con dumpers y traillas, y la compactación se hizo con rodillo vibrante (Guerrero, 2011, p.8)

Asimismo, el Cuerpo de Ingenieros del ejército de los Estados Unidos de América realizo extensos estudios de factibilidad sobre este material, el cual también fue probado en Japón. Pero no fue hasta 1982 que se dio fin a la presa William Creek, en Oregón E.U., que se construyó una presa hecha exclusivamente con HCR con lo cual se generalizo su uso siendo la primera presa en este sistema en el mundo (Guerrero, 2011, p.8).

Con base en las experiencias descritas anteriormente, varios ingenieros en la década de los ochenta proponen el uso del HCR como una alternativa rápida, económica, técnicamente apta y segura para la construcción y rehabilitación de presas. Desde entonces cada vez son más las obras en que se evalúa y se decide por el HCR como el mejor material para la conformación de presas, aceptándose en todo el mundo como el método para la construcción de presas de mediana altura. Hasta finales de 1992 se habían construido aproximadamente cien presas HCR en 17 países diferentes (Guerrero, 2011, p.8).

2.1.7. Ventajas de hormigón compactado con rodillo

Una de las grandes ventajas del HCR está en la técnica de construcción, ya que las presas de gravedad de HCR son una alternativa económica y competitiva frente a las presas convencionales de concreto y a las presas de tierra, debida principalmente a los siguientes factores:

Costo: En base a varias experiencias en la construcción de presas de HCR versus hormigón convencional, se muestra que el costo por metro cúbico de HCR es considerablemente menor que el de concreto colocado convencionalmente, aproximadamente en el rango de 25 a 50 por ciento menos. La diferencia en el porcentaje ahorrado depende usualmente del costo de los agregados y del material cementante, la complejidad de colocación y la cantidad total de hormigón colocado. Los ahorros asociados al HCR son debidos principalmente a la reducción en los costos de encofrados, colocación, compactación y la reducción de tiempos de construcción que proyectan un ahorro en la obra civil.

Construcción rápida: El proceso de construcción con HCR favorecido por la rapidez de puesta en obra de una manera continua del material en un lugar cercano, ocasiona que sean posibles altas velocidades de producción y reducción de cantidad de material.

De tal manera que debido a la velocidad de construcción disminuyen relativamente el periodo de construcción de una presa comparada con una de Terraplén o de Hormigón convencional ya que en base a experiencias de proyectos grandes el tiempo se reduce por varios meses o en algunos casos son años (Escalaya, 2006).

2.1.7.1. Comparaciones de ventajas

2.1.7.1.1. Contra concreto convencional

- a) Economía en el tiempo de construcción.
- b) Economía de la puesta en obra.
- c) Economía del conglomerante (reducción del contenido de cemento).

2.1.8. Criterios de diseño del hormigón compactado con rodillo

Para cada presa en particular se debe estudiar el tipo de HCR que se debe aplicar tomando en consideración el propósito de la presa, características deseadas para el HCR, materiales disponibles y condiciones económicas. El diseño de la mezcla se va ajustando gradualmente en función a los resultados obtenidos en los análisis estáticos dinámicos y térmicos de la presa. Sin embargo, los ajustes de campo para las mezclas de HCR bajo las condiciones ambientales del sitio, transporte, colocación, compactación y curado

Además, el diseño de la mezcla de HCR debe asegurar el cumplimiento de los siguientes aspectos según Gonzáles (2013):

- ↗ “Que el HCR fresco tenga la humedad suficiente para que los equipos puedan transitar sobre él”
- ↗ “Que el HCR pueda transportarse y colocarse con un mínimo de segregación. Para lo cual es conveniente limitar el tamaño máximo del agregado de 65 a 75 mm según autores Americanos”
- ↗ “Que el HCR tenga suficiente cohesión entre capas para que resista, junto con la componente friccionante, la carga hidrostática impuesta”

- ↗ “Que exista buena adherencia entre capas, para contar con una resistencia alta a la tensión en las juntas, que contrarreste los efectos dinámicos del sismo de diseño”
- ↗ “Que el concreto una vez compactado, alcance la máxima densidad que pueda lograrse con los agregados utilizados en la mezcla”
- ↗ “Que el HCR una vez compactado tenga una permeabilidad igual o menor que 10^{-12} m/s, para prevenir la penetración de agua y minimizar los problemas de supresión entre capas” (p.18-19)

2.2. PRESA DE ARCO DE HORMIGON SIMPLE

2.2.1. Introducción

Una presa en arco es aquella en la que su propia forma geométrica es la encargada de resistir el empuje del agua, debido a que la presión se transfiere en forma muy concentrada hacia los estribos de la garganta. Es obvio y esencial que estos han de poder resistir ese empuje transmitido para que la presa sea factible.

Una presa de arco tiene una curvatura contra la corriente en el terreno puede poseer una curvatura sólo horizontal o doble curvatura que se denominan también presas bóvedas o cúpulas. Además de resistir la presión del depósito con su peso propio, se obtiene una gran medida de la estabilidad mediante la transmisión de lo que resta de la presión del agua y otras cargas por la acción del arco en las paredes del cañón. El éxito de la acción del arco depende de una estructura monolítica unificada, y el cuidado especial que se debe tomar en la construcción de una presa de arco para asegurarse de que no existen discontinuidades estructurales, tales como juntas abiertas o grietas, en el momento que la estructura asuma su carga del agua.

El diseño completo de una presa de arco de hormigón incluye no sólo la determinación de la eficiencia y economía de la estructura de embalse de agua, sino también la determinación de las estructuras anexas más adecuadas para el control y la

liberación del agua embalsada en equilibrio con el propósito o la función del proyecto.

Por lo tanto, es importante la determinación de la geometría de la presa en arco debido a que se constituye entre las represas más innovadoras en cuanto al diseño y ahorro sustancial de materiales de construcción.

2.2.2. Historia

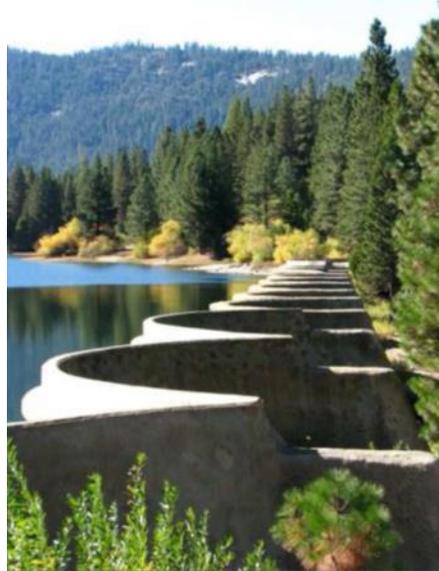
El nacimiento de este tipo de presas se debe principalmente al objetivo de reducir el ancho a cubrir en una garganta, cortando el vano en tramos de menor longitud (distancia entre contrafuertes) donde ya es factible cubrirlo con arcos.

El primero en explorar estas soluciones fue el Imperio Romano, en el siglo I DC, con 2 obras que aún siguen en pie: la presa Esparragalejo, en Merida (España) y la presa Muro, en Portugal. Ambas son presas bajas (alrededor de 5m) y construidas en mampostería. Las bóvedas apoyan en 13 contrafuertes. Mide 3,20m de largo, 2,20m de ancho y 5,60m de alto.

Se trata, en líneas generales, de un muro rectilíneo con ligero abombamiento en su parte central.

Durante muchos siglos se siguieron desarrollando diversos proyectos en el mundo, como la presa de Meer Allum, construida en 1804 en India para la provisión de agua potable, que cuenta con 15m de altura. Ya hacia 1908, el Ingeniero John Eastwood estuvo a cargo del proyecto y la construcción de la presa del lago Hume, California, que con 18m de altura y 203m de largo fue la primera presa de hormigón armado de este tipo.

Figura 2. 2 Presa Hume, Estados Unidos



Luego de demostrar la practicidad de este tipo de presas, además de la notable reducción en los costos de materiales, Eastwood tuvo participación en una gran cantidad de proyectos de este tipo. Otra conocida presa diseñada por Eastwood es la Presa Big Bear, construida aguas abajo de una antigua presa en arco.

Otra presa de característica belleza, también diseñada por Eastwood, es la presa Lake Hodges, construida en 1918 con 41 metros de altura.

La presa de arcos múltiples de mayor altura en la actualidad es la presa Daniel- Johnson, cerca de Quebec, Canadá. Presenta una altura de 214m y una longitud de coronamiento de

1300m. La presa está compuesta por 14 contrafuertes y 13 arcos, de los cuales el central, cubre una distancia entre estribos de 160m.

2.2.3. Condiciones para la selección de una presa en arco

Como todo tipo de obra de infraestructura que responda a un requerimiento específico, estas presas también deben responder a ciertas condiciones de tipo natural,

técnico, económico, entre otros les brindara un mayor o menor grado de elegibilidad del mejor tipo de cierre de embalse, a continuación se señala algunas consideraciones para el diseño:

2.2.3.1. Bondades de una presa en arco

- ↗ Son una solución ideal para el cierre de gargantas angostas con base rocosa. La mayoría de las veces la garganta tiene forma de V, aunque en algunos casos menos frecuentes, esta tiene forma de U.
- ↗ Característicamente las presas de arco poseen una gran estabilidad elástica, propiedad que las hace más resistentes a las fuerzas sísmicas.
- ↗ La reducción del volumen de hormigón puede superar el 50% sobre una presa de gravedad de similar altura.
- ↗ Consecuentemente, la reducción en costos puede llegar hasta un 20% a 25% sobre una presa de gravedad.

2.2.3.2. Restricciones de una presa en arco

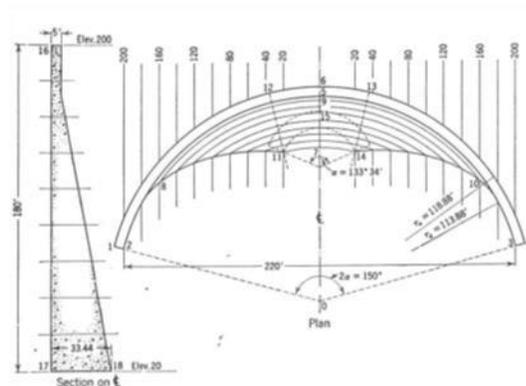
- ↗ Una garganta ancha requiere un radio de curvatura grande y por ende una transmisión de cargas laterales menores; por tanto, el peso propio de la presa y por ende el ancho del arco tomara mayor importancia en la estabilidad de la estructura.
- ↗ Toda vez que las cargas se transmiten mayormente a los estribos o laderas del valle y no al lecho, es imperativo contar con una roca con mayores exigencias de resistencia.
- ↗ Debido a la esbeltez de este tipo de presas, es necesario un estricto control sobre la calidad del hormigón a emplear, el encofrado y la impermeabilización de la estructura.

2.2.4. Tipología

2.2.4.1. Presa en arco de radio constante.

Las presas de radio constante tienen la geometría más simple, combina un paramento vertical aguas arriba de radio constante con una pendiente radial uniforme aguas abajo. El radio del paramento aguas abajo varía entonces con la elevación. El perfil se muestra a manera de esquema en la figura 2.3. , es evidente que el ángulo central 2θ alcanza su máximo a nivel de la coronación. El perfil del radio constante no es el volumen más económico, pero tiene la ventaja de la simplicidad analítica y de la construcción, además de ser apropiado en valles con forma de U relativamente simétricos.

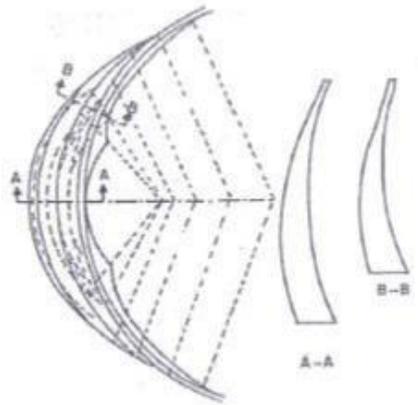
Figura 2. 3 Presa en arco de radio constante



2.2.4.2. Presa en arco de ángulo constante

La presa de arco de ángulo constante es un desarrollo lógico del perfil de radio constante del volumen mínimo. La geometría de ángulo constante es más compleja; sin embargo, como se demuestra en la figura 2.4; induce un voladizo aguas arriba considerable a medida que se llega a los estribos. El voladizo excesivo es indeseable, ya que la sección transversal local resultante puede ser inestable durante la construcción o en condiciones de embalse vacío. Para aliviar esto puede ser necesario introducir un puntal aguas arriba, como se indica en la figura, o modificar el ángulo central 2θ .

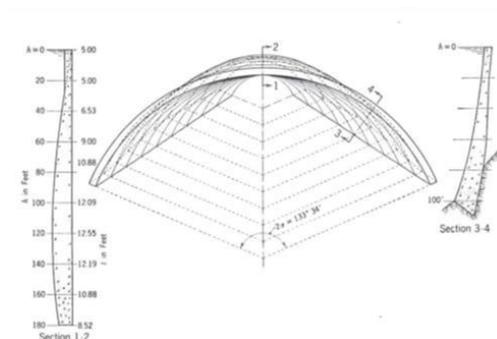
Figura 2. 4 Presa en arco de ángulo constante



2.2.4.3. Presa en arco con radio variable

Las presas de arco con radio variable tienen curvas aguas arriba y aguas abajo (las curvas del extradós y del intradós) los radios sistemáticamente que van disminuyendo con profundidad de la cresta.

Figura 2. 5 Presa en arco de radio variable

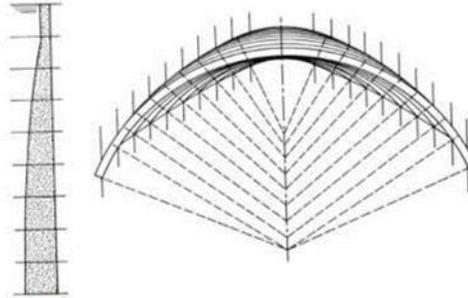


2.2.4.4. Presa en arco de doble curvatura o cúpula

La forma de bóveda es de doble curvatura y tiene una geometría y perfil prácticamente complejos, con radio que varía de manera constante de dirección horizontal y vertical en cada cara. En la figura 2.6 se presenta un ejemplo para demostrar la complejidad de la geometría. Es posible seleccionar una geometría de

prueba para propósitos preliminares de diseño utilizando los monogramas en Boggs (1975) y refinándose cuando sea necesario mediante modelos matemáticos o físicos.

Figura 2. 6 Presa en arco de doble curvatura o cúpula



2.2.5. Roca de fundación

Una presa de arco requiere una base de roca competente lo suficientemente fuerte como para resistir las cargas impuestas desde la presa y el embalse. Es así que las cargas se transmiten a la base a lo largo de toda la fundación de la presa, pero en mayor magnitud las cargas se transmiten a los estribos o laderas del valle; es por tal motivo que en la presas de arco se prioriza las condiciones de roca monolítica, impermeable y de buena resistencia mecánica de los taludes laterales de la garganta, así como del fondo del lecho.

Debido a su pequeña área de contacto presa-cimiento, en comparación con otros tipos de presas, una presa de arco ejerce una presión de apoyo más grande en la base, reconociendo que muy rara vez las bases son formadas por un solo tipo de roca de fuerza uniforme, para lo cual sólo se utiliza un valor medio para la toda fundación.

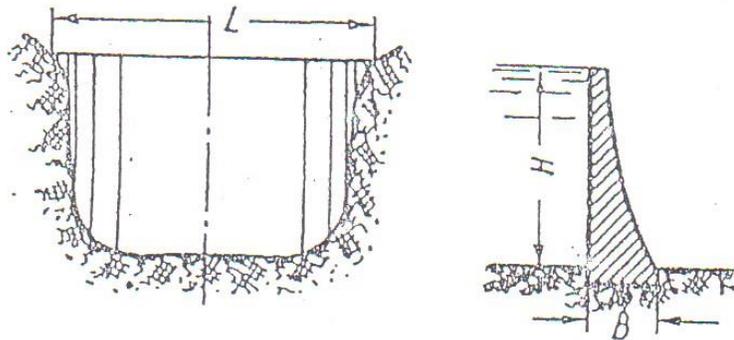
Las presas bóveda son capaces de atravesar las zonas débiles de la fundación, y la presencia de fallos no afecta apreciablemente las tensiones en la presa, siempre y cuando el espesor de una zona débil no sea mas de alrededor de un veces el espesor de la base de la presa.

2.2.6. Tipos de cerrada

2.2.6.1.Cerrada en forma de U

En este tipo de gargantas, como se muestra en la figura, en los que el ancho se mantiene relativamente constante a lo largo del cierre, la cuerda de los arcos varia relativamente poco desde la coronación hasta el cauce. Tal situación suele considerarse para presas de arco que requieren reforzar la base, ya que los radios se mantienen constantes en todo el alto de la presa, pero no así las solicitaciones, mismas que se incrementan en la base. En algunos casos la presa puede quedar constituida por una sección transversal constante con un eje de revolución, con paramentos el cual hacen curvos o rectos los cuales que tenga un diseño geométrico más simple (Cánovas, 1998).

Figura 2. 7 Garganta en forma de U

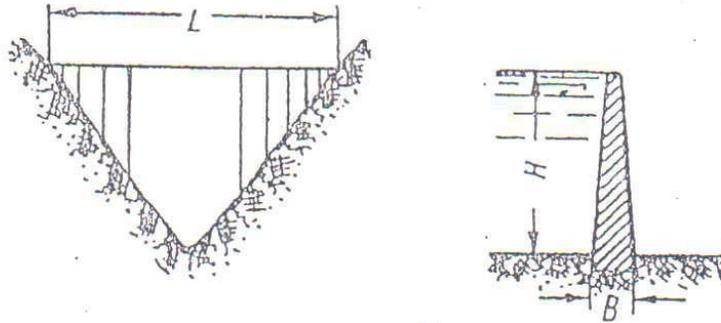


2.2.6.2.Cerrada en forma de V

Son más frecuentes los sitios de presa en los que la separación entre las laderas varía con la altura, desde casi cero en el río hasta un máximo en la coronación (Figura 2.8), los cuales se conocen también como valles tipo V. En estos casos, para mantener los ángulos centrales de los diferentes arcos dentro del rango económico, es necesario variar gradualmente los radios de curvatura con la elevación. Al afinar los diseños, para optimizar la forma en que las presas y sus estribos resisten los empujes, se han llegado a proyectar obras con figuras geométricas complejas, formadas por combinaciones de arcos diferentes y formas geométricas como parábolas y elipses. En estas cerradas se va a otro tipos de presas, que algunos llaman presas de ángulo

constante, donde los ángulos varían desde la coronación al pie, aunque se procura mantenerlos dentro de un margen.

Figura 2. 8 Garganta en forma de V



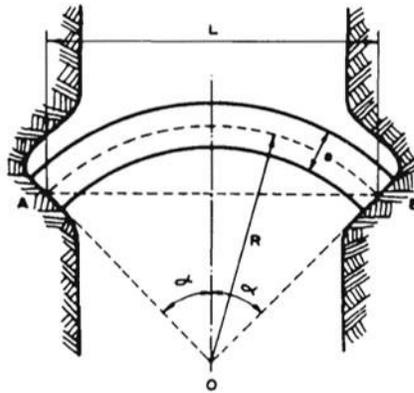
2.2.7. Encaje previo de la presa

Aunque la presa bóveda es una estructura tridimensional, su trabajo reside básicamente en el arco. en dicho arco, situado a una determinada cota, se debe definir los puntos A y B de apoyo en la laderas; de tal manera que se pueda medir una longitud L de la cuerda.

Los puntos de apoyo A y B en las laderas, figura 2.9, han de estar suficientemente profundos en el terreno para que los arcos queden bien empotrados y sean estables contra el deslizamiento. La línea AB debe cumplir esta condición (Cánovas, 1998).

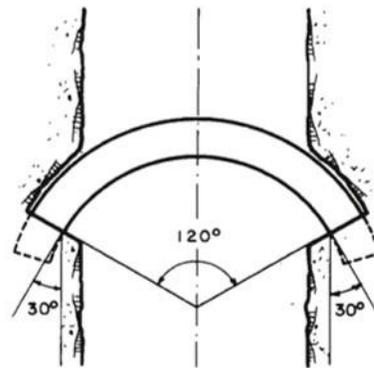
cuanto más abierto es el ángulo, mejor trabaja el arco.

Figura 2. 9 Encaje previo de la presa



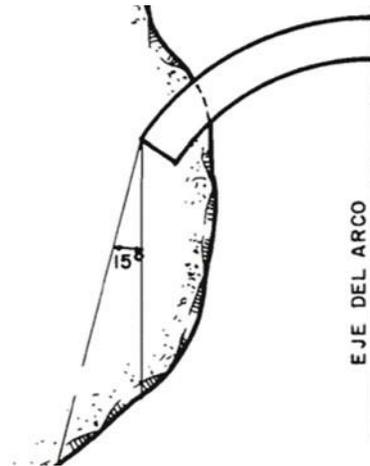
“Las compresiones se transmiten a la roca a través de un cono de semiángulo de 30° , por lo que se tiene que llegar a una posición en el macizo rocoso” (Cánovas, 1998, p.274) y en la tangente del arranque se forme un ángulo mayor a 30° . con el fin de evitar la alta concentración de esfuerzos de corte cerca de la superficie de la roca, esto se utiliza como una guía para la preparación del diseño Figura 2.10.

Figura 2. 10 Semiángulo de encaje



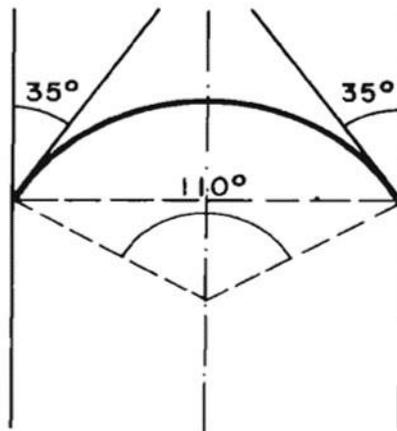
Si las líneas son sensiblemente paralelas al eje del cauce, esta condición conduce a una incidencia mínima de 30° con la superficie y máxima de 60° con la normal y un ángulo máximo de 120° para los arcos, con una incidencia de 35° se tendría un ángulo central de 110° , como se muestra en la Figura 2.11(Cánovas, 1998, p.274).

Figura 2. 11 Variación del semiángulo de encaje



Según la recomendación de Bureau of Reclamation, considera activa la roca hasta un ángulo de 15° con el eje de arco, lo cual se muestra en la figura 2.12. (Cánovas, 1998, p.274).

Figura 2. 12 Variación del ángulo del arranque



Si las laderas son convergentes es más difícil lograr ángulos mayores en el centro de incidencia favorable en los estribos y además se cumplen las condiciones de roca activa con mayor holgura (Cánovas, 1998, p.274).

2.2.8. Arcos policéntricos y no circulares

Debido a la incompatibilidad que existe entre la curvatura de los arcos y su influencia en terreno hay soluciones que permiten compaginar ambas, de tal manera que el arco sea máximo en el centro y más suave en los estribos para lograr un doble objetivo de flexibilidad y buena incidencia en los apoyos, para lo cual se presentan las siguientes soluciones (Cánovas, 1998):

- ↗ Utilizando arcos con directrices de curvatura variable.
- ↗ Empleando directrices distintas del arco de círculo: elipse, parábola, etc. En estos casos se consigue una variación continua de la curvatura.
- ↗ Usando la espiral logarítmica, que da una curvatura uniformemente creciente de arranque de la clave.

Los arcos de curvatura variable, además, se ajustan mejor al anti funicular de las cargas reales del funcionamiento tridimensional, pues en las zonas próximas a los estribos las ménsulas verticales toman más parte del empuje hidrostático (Cánovas, 1998, p.276).

2.2.9. Espesores de los arcos

Para el tanteo previo de espesores de los arcos se utiliza la fórmula de los tubos delgados que tiene como objetivo obtener una primera definición de un espesor que puede corregirse en fases sucesivas, pero la definición y la forma de la presa y su encaje en el terreno, aunque también susceptibles de rectificación conviene sean los más acertados posibles.

El aplicar la fórmula de los tubos delgados tiene la ventaja de ser un método de cálculo simple y rápido, que toma como valor de la tensión de trabajo σ , la mitad o menos de la admisible para corregir el efecto de la flexión, la cual se muestra a continuación (Cánovas, 1998).:

$$e = \frac{h * 2R}{2\sigma} = \frac{hR}{\sigma}$$

Donde:

e = El espesor del arco

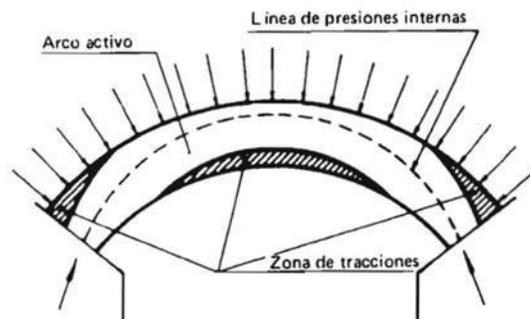
R = El radio del trasdós

σ = La carga de trabajo

h = La profundidad a la que está el arco por debajo del nivel máximo del embalse,

Debido a que esta fórmula es válida para formas circulares cerradas con cargas radiales uniformes donde la curva de presiones internas 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 (figura 2.13.) que generan tracciones (Cánovas, 1998).

Figura 2. 13 Línea de presiones



CAPÍTULO 3

DISEÑO DEL CUERPO DE LA “PRESA ZURITA”

3.1.DISEÑO DEL CUERPO DE PRESA DE GRAVEDAD TIPO HCR

3.1.1. Estudios necesarios

3.1.1.1.Topografía del emplazamiento

La topografía del sitio de emplazamiento de la presa tiene una gran influencia en el diseño y es muy importante porque el primer paso para el diseño es el encaje de la presa en la cerrada, la fundación debe ser siempre roca para las presas de hormigón.

Las presas de gravedad pueden estar encajadas en valles anchos con depósitos aluviales o morrenas pocos profundos menores a 5m cuando la excavación en la roca sea menor de 5m. y esto favorece su construcción, también en valles angostos que tenga forma de U y V, y con pendientes altas o con pocos depósitos aluviales o morrenas. Lo más importante en estas presas que son relativamente exigentes con respecto a las condiciones de cimentación es que requieren roca firme.

La presa "Zurita" que es el caso estudio se encuentra en un valle de la forma de V con fondo plano que sigue a un meandro en el curso del río Zurita.

3.1.1.2.Hidrología

Las presas de almacenamiento tienen la función de suministrar de agua, para la generación de energía eléctrica, agua potable o riego de cultivos. Independientemente de cual sea el uso que se le da a una presa, su función principal es mantener el depósito lleno para asegurar la disponibilidad del agua en tiempos de sequía. Para asegurar que esto ocurrirá, es necesario plantear un adecuado diseño hidrológico de una presa de almacenamiento.

Para la realización de un diseño hidrológico de la capacidad útil de una presa de

almacenamiento, es necesario que se cuente con una serie de registros históricos hidrometeorológicos de la cuenca y del sitio en donde se emplazara la presa. Es por ello que a partir de los registros históricos, se crean los registros sintéticos, que son datos que permitan mirar el proyecto bajo varias perspectiva, bajo diferentes escenarios. Por esta razón el estudio hidrológico para el diseño de una presa es indispensable, necesario y muy importante ya que permite estimar los caudales de máximas crecidas, para reducir los riesgos causados durante la vida útil de la infraestructura, y los caudales medios mensuales para la operación del sistema de riego propuesto. También es importante el estudio la tasa de sedimento que es capaz de retener el embalse ya que depende de este fenómeno la vida útil de la presa.

3.1.1.2.1. Datos técnicos de la presa Zurita

Tabla 3. 1 Datos técnicos de la presa Zurita

Cota fundación	3,748 msnm
Cota terreno de fundación	3,749 msnm
Cota corona presa	3,780 msnm
Cota vertedero N.A.N.	3,778 msnm
Cota toma de aguas	3,758 msnm
Cota descargador de fondo	3,753msnm
Longitud de corona	135.45 m
Ancho de la corona	2,00 m
Altura máxima de la presa	32,00 m
Talud aguas arriba V:H	1:0
Talud aguas abajo V:H	1:0,75
Ancho del vertedero	10,00 m
Caudal de diseño	9.21 m ³ /s
Altura máxima sobre la cresta	0.59 m
Bordo libre	2,00 m
Volumen total de embalse	237 289 m ³
Volumen útil	225 564 m ³
Volumen muerto	11 120 m ³

Fuente: Estudio de identificación de la presa Zurita

3.1.1.3. Geología, geotecnia y evaluación sísmica

Las presas constituyen una de las obras de ingeniería civil de mayor importancia para el desarrollo de un país, cual fuera su finalidad de uso. Por lo tanto los estudios geológicos y geotécnicos son de gran importancia para viabilidad de la construcción de esta obra y se desarrollan en conformidad con las distintas fases del proyecto y construcción de una presa.

La selección de un sitio para la construcción de una presa y la ubicación precisa del cuerpo y obras auxiliares requiere de la cuidadosa atención de factores tales como:

- a) *Topografía* es importante para el reconocimiento del terreno y ver la forma y amplitud del estrechamiento y longitud del valle donde se emplazará la presa
- b) *Las condiciones geológicas* son las que juegan el papel más importante en la construcción de una presa, porque es el terreno en cierta forma el director de la obras.

Una presa está constituida de dos partes principales: la cortina artificial hecha por la mano del hombre y la cortina natural que la prolonga en el terreno que la rodea y sobre la cual está cimentada.

En efecto jamás el terreno de cimentación de una presa es homogéneo ni uniformemente sano. Siempre se presenta alguna diferencia en determinado lugar o ciertos defectos.

Con lo que se acaba de decir se pone la importancia que tiene determinar por todos los medios de exploración que se tengan a la mano, la naturaleza exacta del terreno de cimentación

Se trata, de investigar un sitio determinado de geología muy particular a pequeña escala, que requiere de la cuidadosa atención de factores tales como:

- ↗ Resistencia mecánica del terreno o roca
- ↗ Estabilidad de los taludes del vaso y del sitio con se emplazara la cortina
- ↗ Condiciones estructurales en relación con los estudios mencionados
- ↗ Condiciones de permeabilidad del terreno.

A continuación se mencionarán en términos muy generales cuales son las condiciones geológicas que debe reunir un sitio para un determinado tipo de presa

La construcción de una presa de gravedad exige, en el área de cimentación, de un terreno particularmente impermeable e incompresible, ya que este tipo de presa es muy sensible a las sub- presiones y no es capaz de aceptar asentamientos diferenciales. En caso contrario se corre el riesgo de falla.

Por lo general, las presas de concreto deben ser construidas sobre roca firme, de buena calidad, por lo menos aquellas partes que soportan el empuje del agua y el peso de la estructura

- c) ***La localización de los bancos de préstamos*** de agregados gruesos y finos, que son materiales de construcción para la presa, como énfasis en las distancias de acarreo, costo de obtención, calidad, volumen y otros.

Actividad sísmica es muy importante en estas obras ya que afecta directamente a la estructura. El alcance de la investigación sísmica es decidido por el ingeniero. Un ingeniero está interesado en dos aspectos de la actividad sísmica:

Si los terremotos naturales son probables ocurrir en gran proximidad a la presa y ellos estarían de una intensidad para causar daño a la presa o a las estructuras accesorias.

Si el relleno del depósito pudo inducir actividad del terremoto, con la posibilidad de daño a la presa o de la responsabilidad por daño a otras estructuras o personas. Aunque la magnitud de los choques quizá bajo, la proximidad de los epicentros podría hacer los efectos más serios.

3.1.1.3.1. Geología de la presa Zurita

3.1.1.3.1.1. Geomorfología

La zona del proyecto es parte de pequeñas subcuencas, cuyo sistema de drenaje que baja de la cordillera de Yunchará, vierte sus aguas al río San Juan del Oro.

Geomorfológicamente la superficie de erosión conocida como Penillanura de Villazón, constituye en primera instancia una Terraza aluvial uniforme y continua.

El área del proyecto presenta características similares, tanto en estructura como en litología, en general el origen de los valles responde a una fuerte acción fluvial o aluvial, esto es a la erosión de aguas de corrientes de ríos tormentosos que socavaron los sedimentos de rocas preexistentes y de naturaleza mediana, dejando acumulaciones de materiales de diferente gradación y composición.

La fisiografía de la región está formada por valles en “V, en la zona del proyecto ambos márgenes de la quebrada Zurita está flanqueada, por material rocoso de origen sedimentario.

En la zona del vaso de almacenamiento y aguas abajo del sitio del eje de la presa se desarrollan terrazas aluviales que tienen poca extensión, seguidos de pequeños abanicos coluviales y el piedemonte, con pendientes relativamente suaves.

Las rocas que afloran están expuestas a una acción combinada de factores climáticos, físicos y químicos que producen una desintegración y alteración en superficie.

En la zona del proyecto los cambios de temperatura entre el día y la noche desarrollan fuerzas capaces de fracturar incluso grandes rocas, otro factor importante de erosión mecánica es el agua de los ríos, arroyos, torrenteras, etc., que en su recorrido arrastra material de diferente tamaño (depende de la velocidad de la corriente), que al chocar entre sí van reduciendo el mismo y debido al continuo rodar van suavizando sus ángulos, dando origen a los cantos rodados o arenas. En base a la precipitación, la falta de cobertura vegetal y tomando en cuenta las temperaturas medias anuales que

se registran en la zona del proyecto, la influencia de los procesos geomorfológicos epigenéticos se presentan en la zona de estudio de la siguiente manera:

Tabla 3. 2 Procesos Geomorfológicos

PROCESOS GEOMORFOLÓGICOS	EFFECTOS EN EL PROYECTO
Meteorización Química	No Perceptible
Meteorización Física	Fuerte
Meteorización mecánica	Moderada a fuerte
Remoción en masa	No perceptible
Erosión pluvial	Perceptible
Erosión eólica	No Perceptible

Fuente: Estudio de identificación de la presa Zurita

Erosión mecánica

Las rocas que afloran están expuestas a una acción combinada de factores climáticos, físicos y químicos que producen una desintegración y alteración que puede llegar a ser profunda.

En climas secos, los cambios de temperatura entre el día y la noche desarrollan fuerzas capaces de fracturar incluso grandes rocas, como se puede observar los bloques de rocas que se encuentran en el lecho del río en la zona del proyecto.

Otro factor importante de erosión mecánica es el agua de los ríos, arroyos, torrenteras, etc., que en su recorrido arrastra material de diferente tamaño (depende de la velocidad de la corriente), que al chocar entre si van reduciendo el mismo y debido al continuo rodar van suavizando sus ángulos, dando origen a los cantos rodados o arenas.

Meteorización

La zona de estudio, presenta condiciones de una zona con rocas meteorizadas donde se observan elevaciones de magnitud, que están sujetas a procesos intensos de cambios de temperatura factores que, asociados a las características físico - químicas, tales como la exfoliación y/o el clivaje contribuyen al fracturamiento de la roca intacta. Estos factores están también relacionados al diaclasamiento predominante en la zona de estudio

3.1.1.3.1.2.Geología

En el área de estudio, las rocas más antiguas y de gran extensión pertenecen a secuencias sedimentarias del sistema Ordovícico, constituidas por areniscas, cuarcitas duras de color violeta.

En las serranías que circundan el área de estudio, se identifica la Cordillera de los Andes, que se encuentra representada principalmente por la Serranía de Sama y sus estribaciones más orientales de rumbo general N-S, compuestas principalmente por rocas de la base del paleozoico.

Este proceso morfoestructural es la consecuencia de una rígida compresión cortical acentuada por la tectónica que imprimieron los movimientos andinos de fines del Terciario, que también son los responsables de su considerable elevación.

En esta gran unidad geológica predomina el fallamiento en bloque con fracturas escarpadas, que se manifiesta por los cabalgamientos de los cuerpos rocosos que conforman los cordones montañosos de Tacsara-Sama (basamento precámbrico-paleozoico inferior) y Ñauparuna-El Cóndor (paleozoico medio) respecto a los valles de Tarija y Tariquía con una secuela de estructuras imbricadas de los bloques plegados y fallados.

Asimismo, la falla Sama, con plano buzante al Oeste sobrepone rocas cámbricas a ordovícicas en la cumbre de Sama y la falla Ñauparuna-El Cóndor, de rumbo NNE

(Cabalgamiento Frontal Principal), expresada en los abruptos desniveles topográficos hacia el valle de Tariquía.

Las principales estructuras plegadas con sus ejes tendidos en dirección NNE-SSO son los anticlinales de Sama y Tacsara (con núcleo de rocas cámbricas), el anticlinal del Saire (con núcleo ordovícico) y los sinclinales de Cabildo-Cañas (con núcleo devónico).

Por consiguiente, se trata de un área montañosa con estructuras plegadas y falladas, dislocadas bajo la influencia de dos frentes de fracturación longitudinales de carácter regional.

Los afloramientos cambro-ordovícicos dominantes al Oeste y los siluro-devónicos dominantes al Este ocupan casi totalidad del área de la Cordillera Oriental, que encierra el valle central de Tarija

3.1.1.3.1.3. Características geológicas de la alternativa de presa

Eje de Presa

El Eje de Presa seleccionado fue realizado en base a los aportes de agua existentes en la subcuenca de la quebrada Zurita, asimismo se ha tomado en cuenta las condiciones naturales de estanqueidad, existentes en ambos estribos y en la cerrada.

El sitio escogido para el emplazamiento tiene una forma de una cañada de pocos metros de ancho sobre el lecho de la quebrada, la ubicación del sitio de la presa corresponde a uno de los lugares angostos del lecho, presenta cortes con pendiente inclinada en ambos estribos.

Figura 3. 1 Eje de Presa sobre la quebrada Zurita



El eje de la presa se encuentra sobre afloramientos de rocas cuarcitas del sistema Cámbrico, este tipo de roca tiene un alto grado de cohesión, son muy duras, compuesta por SiO_2 , en algunos sectores se observa intercalación de lutitas pizarrosas y bancos de areniscas de color gris oscuro.

El lecho está compuesto por roca “in situ”, se deposita material aluvial con muy poco espesor, compuesto por rodados de cuarcitas, areniscas grava y arena, debajo de este material se disponen en forma discordante afloramientos de cuarcitas de color gris claro intercaladas con bancos de areniscas de diferente espesor color pardo amarillento, diaclasados en disposición concordante con la estratificación general de la zona.

Las rocas se encuentran cuarteadas y alteradas, la acción de la meteorización produce diaclasamiento, la estratificación de los estratos en la zona es perpendicular a la dirección de la quebrada.

Figura 3. 2 Eje de presa, roca in situ diaclasada



La orientación de los estratos responde a los datos siguientes:

Rumbo: N – S

Buzamiento: 50° NW

La geomorfología del eje de presa está controlada por dos contrafuertes diferenciados por rocas competentes, formando un valle joven en “V”.

El Ordovícico del sector está representado por la formación Cieneguillas, con estratos de limolitas, intercaladas con cuarcitas y lutitas pizarrosas gris azuladas, que tienen un rumbo promedio N –S /30° E, en ambas laderas y presentan una meteorización variable formando en el estribo izquierdo fragmentos de roca, producto del fracturamiento a lo largo de los planos de fisilidad y del juego predominante de diaclasas E – O.

En los planos de estratificación se puede observar oxidación de color marrón rojiza, producto de la oxidación de minerales ferruginosos.

Estribo Derecho

El estribo derecho en el corte natural tiene una altura mayor a los 40 m, el talud inclinado de 45°- 50°N O aproximadamente, con afloramientos de bancos de areniscas de color marrón claro interestratificados con bancos de cuarcitas de color violeta que tienen espesores variables desde 0,30 a 1,00m, con fracturamiento, tipo cubico y afloramientos de pizarras de color gris oscuro, en general el talud es estable, no se observan en superficie, fallas que puedan afectar la estabilidad del mismo, en algunos sectores del talud las rocas se encuentran cubiertas por vegetación nativa.

Figura 3. 3 Estribo derecho



Los planos de contacto o estratificación entre los bancos de rocas, en algunos sectores tienen un relleno de material ferruginoso.

El estribo es un contrafuerte de gran envergadura que permitirá apoyar la estructura de la presa y garantizar su estabilidad.

En la parte superior se encuentran derrubios de ladera, producidos por los fenómenos del intemperismo y meteorización por las condiciones climáticas existentes en la región.

Se observa la roca en mejor estado y calidad, la disposición de la estratificación en la zona es perpendicular a la dirección de la corriente de la quebrada.

Los parámetros de estratificación de las rocas son los siguientes:

Rumbo: N-S

Buzamiento: NE

Estribo Izquierdo

El estribo izquierdo sobre el cual se apoyara la futura presa, está compuesto por cuarcitas de color gris claro, intercaladas con limolitas de color marrón claro muy fracturadas, los afloramientos de roca se encuentran dispuestos con un ángulo de reposo de 45°-60° SO, las rocas tienen un diaclasamiento tipo cubico, con desprendimiento de bloques de roca, producto del fracturamiento y las condiciones climáticas, se producen los diaclasamiento de los afloramientos.

Figura 3. 4 Estribo Izquierdo intercalación de areniscas cuarcitas y limolitas fracturadas



Los parámetros de estratificación de los afloramientos son los siguientes:

Rumbo: N - S

Buzamiento: 60° SO

Los afloramientos de roca en algunos sectores tienen planos de estratificación con separación milimétrica, los mismos que se encuentran rellenos por material arenoso-terroso y ferruginoso

La roca en superficie en general se encuentra fracturada, con patina de oxidación, afectada por procesos climáticos, que producen cambios en la misma.

En general la inclinación del talud, le proporciona estabilidad al estribo.

En la parte superior del talud debido a los procesos de meteorización, se acumula material en forma de derrubios, asimismo tiene vegetación nativa que sirve de protección y evita en parte los procesos erosivos que producen deslizamientos de material.

Vaso de Almacenamiento

El vaso de almacenamiento en toda su extensión mayoritariamente está constituido por taludes con material rocoso pertenecientes al ordovícico y material aluvial compuesto de rodados de areniscas, cuarcitas, grava arena en menor porcentaje.

Figura 3. 5 Vaso de Almacenamiento, con material aluvial y taludes de roca



La geomorfología del vaso de embalse, esta modelada y controlada por afloramiento de rocas Ordovícicas, de la Formación Cieneguillas, las paredes del vaso están aseguradas para el embalse, en general se presentan cuerpos solevantados y empinados, estas rocas servirán como contrafuerte para el embalse.

Los contrafuertes laterales no presentan riesgo de deslizamiento, erosión, derrumbes, etc., debido al control litológico de las rocas, presentando una estabilidad favorable.

Figura 3. 6 Vaso de almacenamiento, contrafuertes que impedirán desbordes



En toda la zona que corresponde al vaso de almacenamiento, existen afloramientos de rocas “in situ”, sobre el lecho del río y en ambos márgenes, o flancos del embalse,

sobre la roca se depositan bloques y cantos rodados, mezclados con material más fino en menor porcentaje.

Asimismo se observan terrazas aluviales de menor tamaño, formadas por la acción, del lecho de a quebrada que durante las avenidas socaba el material y forma niveles de erosión.

Figura 3. 7 Vaso de almacenamiento formación de terrazas aluviales



Sobre el vaso de almacenamiento se puede observar que existe roca “in situ”, en algunos sectores los afloramientos de areniscas tienen diaclasamiento tipo “cubico”, donde las rocas se desprenden a través de 3 planos de fractura y se depositan al pie de los taludes

3.1.2. Diseño geométrico de la presa

3.1.2.1. Taludes

Los taludes de la presa de gravedad suelen ser diferentes, aguas arriba suele ser vertical o aproximado con un talud más frecuente de 0.05, y un talud menos usado de 0,10. Más de 0.10 solo se usa en presas con cimientos muy desfavorables y en las presas aligeradas. El talud aguas abajo suele variar entre 0.70 y 0.80, dependiendo del talud aguas arriba y de las fuerzas actuantes (Gravity Dam Desing, 1995.).

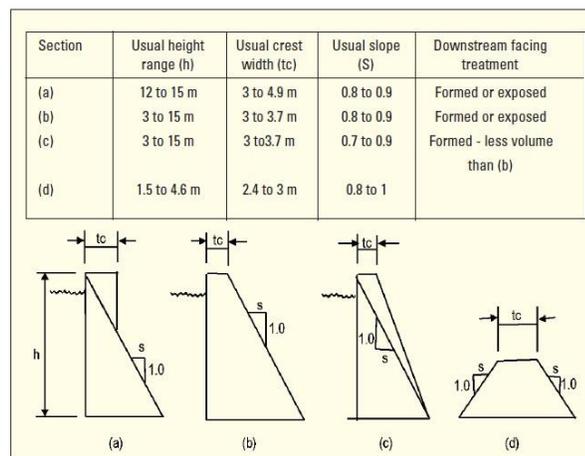
En las zonas sísmicas los taludes aumentan, y su suma puede llegar a 0.95, mientras que en zonas no sísmicas suele ser 0.8 o ligeramente menor con una leve inclinación parece vertical. (Cánovas, 1998.).

Teniendo en cuenta las recomendaciones explicadas se toma los valores de talud para aguas arriba vertical y para aguas abajo 0.75 para la "Presas Zurita".

3.1.2.2. Ancho de coronamiento

Para presas de hormigón compactado con rodillo el ancho de la cresta depende del uso que se le dé para el uso peatonal puede ser suficiente 2 m si es para uso vehicular el ancho de coronación será 3 a 4.9 m como mínimo, y casi el doble o más para circulación doble (Hansen, 2008.). Además la corona produce un efecto estabilizador por estar en el lado aguas arriba y producir un momento opuesto al empuje hidrostático.

Figura 3. 8 Posible secciones y dimensiones para pequeños presas HCR

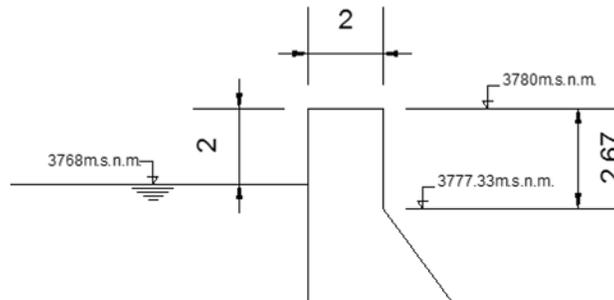


Fuente: Desing Considerations for Small RCC Dams

Para el diseño del ancho de coronamiento de una presa de gravedad, se determina el tipo de camino o una estructura de ferrocarril a insertar en el coronamiento. Ante la

inexistencia de este tipo de estructuras, que es el caso particular de la presa Zurita, se adopta un ancho mínimo del coronamiento en 2,00 m según lo indica la figura.

Figura 3. 9 Dimensión adoptada para el coronamiento



Fuente: Elaboración propia

3.1.2.3. Juntas de contracción

En las presas de gravedad se proyectan juntas de contracción verticales transversales o juntas entre bloques. Las juntas son necesarias debido a la contracción y a las características térmicas del hormigón en masa y estos permiten deslizamientos diferenciales menores entre bloques adyacentes. Las juntas transversales de contracción irán provistas de dispositivos de impermeabilización adecuados.

3.1.3. Estabilidad de la presa

3.1.3.1. Cargas actuantes

Para el diseño de las presas de gravedad, es necesario determinar las fuerzas que pueden afectar a la estabilidad de la estructura. Las fuerzas que deben tomarse en cuenta para la presa de gravedad son:

- ↗ **Peso propio**
- ↗ **Presión del agua**
- ↗ **Presión intersticial y subpresión**
- ↗ **Presión de sedimento**

- ↗ Sismo
- ↗ Oleaje
- ↗ Empuje del hielo

Dentro de las cuales las tres primeras son las más destacadas y las que influyen en las dimensiones y seguridad de la presa.

Las otras fuerzas entre las que se incluyen las de los vientos y olas, son insignificantes para presas pequeñas y no es necesario considerarlas en el análisis de la estabilidad de la estructura.

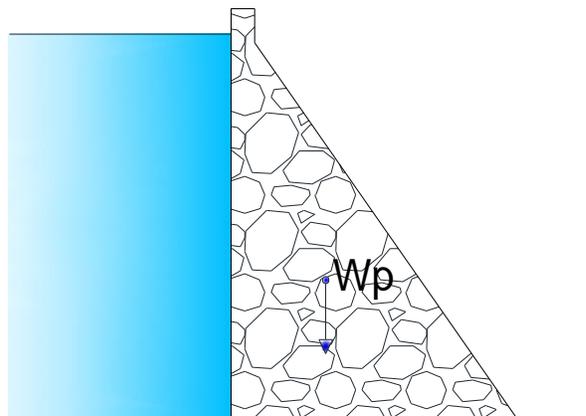
Otras cargas secundarias proporcionarán una carga temporal adicional y poco frecuente como el empuje de hielo

La acción tectónica puede generar una acción permanente es la carga total sobre la presa. Sin embargo, la actividad sísmica, que es en esencia al azar y poco frecuente, genera una carga dinámica externa pero transitoria

3.1.3.1.1. **Peso propio**

En una presa esta fuerza actúa como una fuerza fundamental y permanente que colabora la estabilidad de la presa.

Figura 3. 10 Peso propio actuante en la presa de gravedad HCR



Fuente: Elaboración propio

Para el análisis, se determina el peso propio por unidad de longitud de la presa multiplicando con él peso unitario del hormigón y se considera que la fuerza resultante W_p actúa en el centroide de la sección transversal A_p del perfil de la presa.

$$W_p = \gamma_H \cdot A_p$$

Dónde:

W_p = Peso propio (Kg/m).

γ_H = Peso específico del hormigón. (Kg/m³)

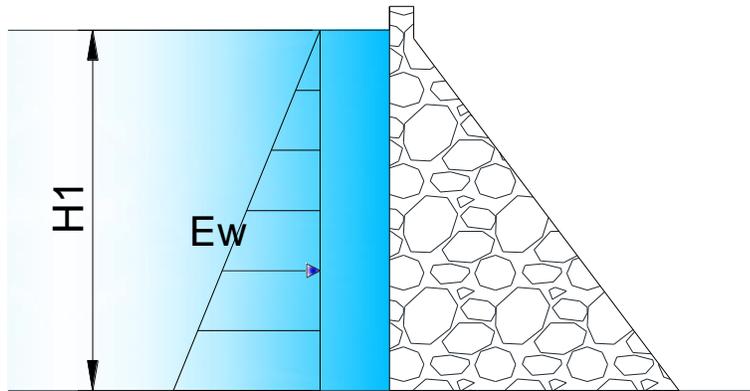
A_p = Área de la sección transversal de la presa. (m²)

Donde γ_H es el peso específico del hormigón, que se puede tomar como 2400 Kg/m³ a menos que se tengan datos específicos de ensayos de laboratorio o de muestra de núcleo.

3.1.3.1.2. Empuje hidrostático

Es la fuerza activa fundamental en una presa. Una una sección transversal a ella tiene dos componentes horizontal y vertical siendo la primera la que influye más en la estabilidad de presas de hormigón, respectivamente actúa tanto aguas arriba y aguas debajo de la presa y puede ser calculada por la ley de la hidrostática. (Cánovas, 1998.).

Figura 3. 11 Presión hidrostática actuante en la presa de gravedad HCR



Fuente: Elaboración propia

a) La presión hidrostática en el paramento aguas arriba de la presa

Se debe a la distribución de la presión hidrostática E_w , que actúa sobre el paramento aguas arriba a una profundidad H_1 que actúa a una altura de $H_1/3$ medido desde la base de la fundación, que es la resultante de la presión hidrostática, la cual se puede expresar como:

$$R_p = \frac{1}{2} * \gamma_w * H_1^2$$

Donde:

E_w = Presión hidrostática a una profundidad H (Kg/m).

γ_w = Peso específico del agua (Kg/m³)

H_1 = Profundidad hasta el nivel de fundación (m).

b) Presión hidrostática es el paramento aguas abajo de la presa.

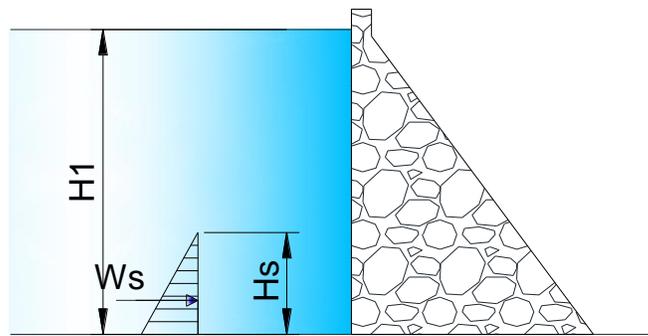
También se debe tener en cuenta el empuje del agua sobre el paramento de aguas abajo, al pie de la presa, específicamente en la parte que se encuentra el colchón amortiguador.

Estas fuerzas no suelen tomarse en cuenta en los cálculos, debido a que en la mayoría de los casos no es permanente y con el tiempo podría variar o desaparecer por completo al cambiar las condiciones del cauce aguas debajo de a la presa. Despreciamos el empuje hidrostático aguas abajo por considerarlo de magnitud muy pequeña y al ser sentido contrario al empuje aguas arriba, al no considerarlo estamos del lado de seguridad.

3.1.3.1.3. Presión del sedimento

Al quedar remansada el agua del embalse, los sólidos que lleva en suspensión se van depositando lentamente en el fondo. Al cabo del tiempo los sedimentos acumulados gradualmente generan un empuje horizontal W_s sobre la cara aguas arriba de la estructura y da un empuje que se suma a la presión del agua

Figura 3. 12 Presión de sedimento actuante en la presa de gravedad HCR



Fuente: Elaboración propia

Se recomienda que la densidad sumergida del limo para el cálculo de la presión horizontal puede ser tomado como 1362 kg / m^3 . Equivalente, para el cálculo de la fuerza vertical, la misma puede ser tomada como 1922 kg / m^3 . (U.S. Army Corps of Engineers, 2005.). y se puede determinar por la teoría de Coulomb (método de la cuña) que viene dada por la ecuación:

$$W_s = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H_s^2$$

Donde:

W_s = Empuje activo del Sedimento (Kg/m)

K_a = Coeficiente del empuje activo del sedimento.

γ_s = Peso específico sumergido del sedimento (Kg/m³).

H_s = Profundidad del sedimento (m)

Donde esta fuerza actúa a H_s/3 por encima de la fundación. Calculamos el coeficiente del empuje activo del sedimento con la ecuación recomendada por U.S. Army Corps of Engineers:

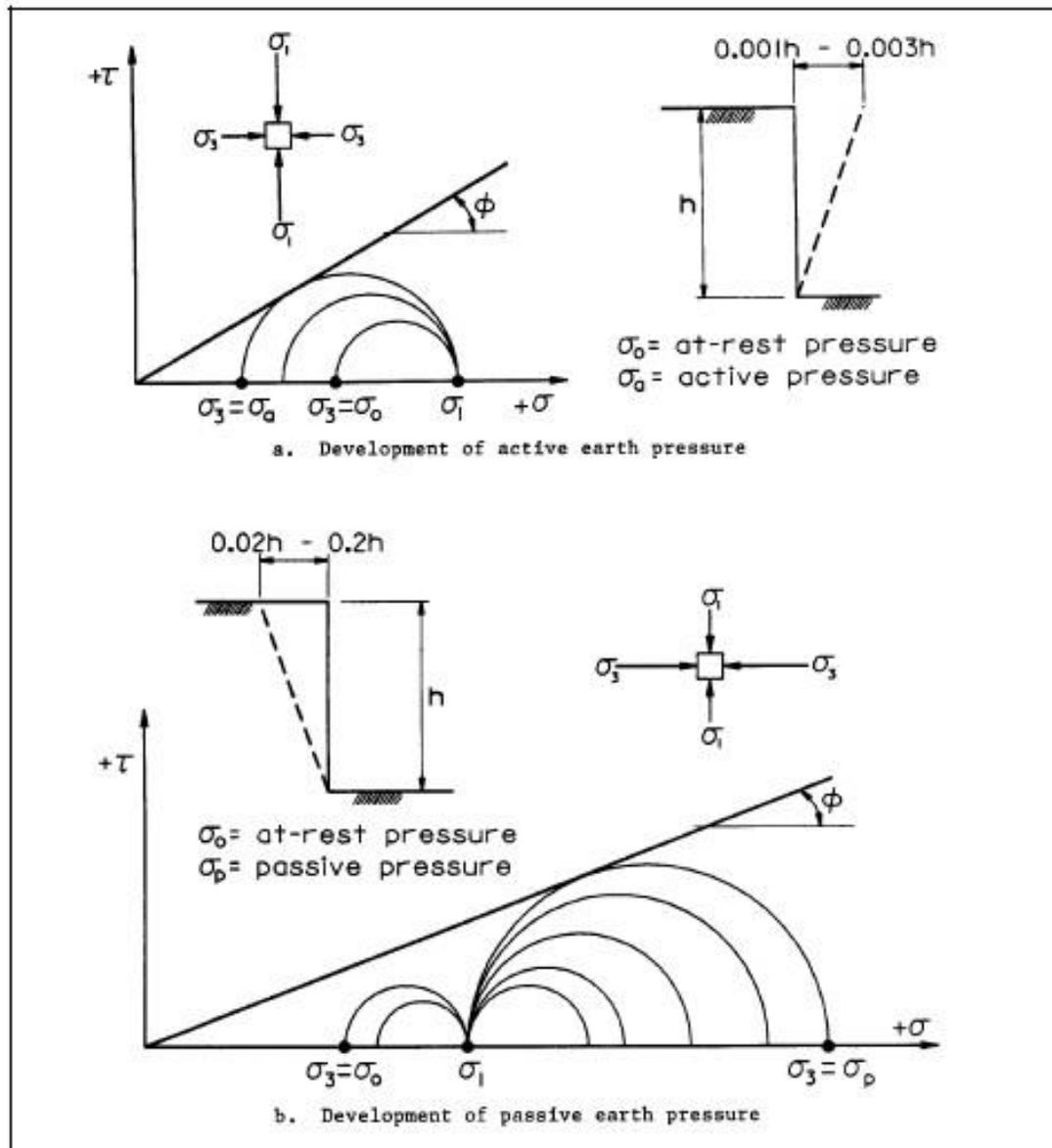
$$K = \frac{1 - \sin(\phi_d)}{1 + \sin(\phi_d)} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi_d}{2}\right)$$

Donde:

φ_d = Angulo de fricción interna del sedimento (°).

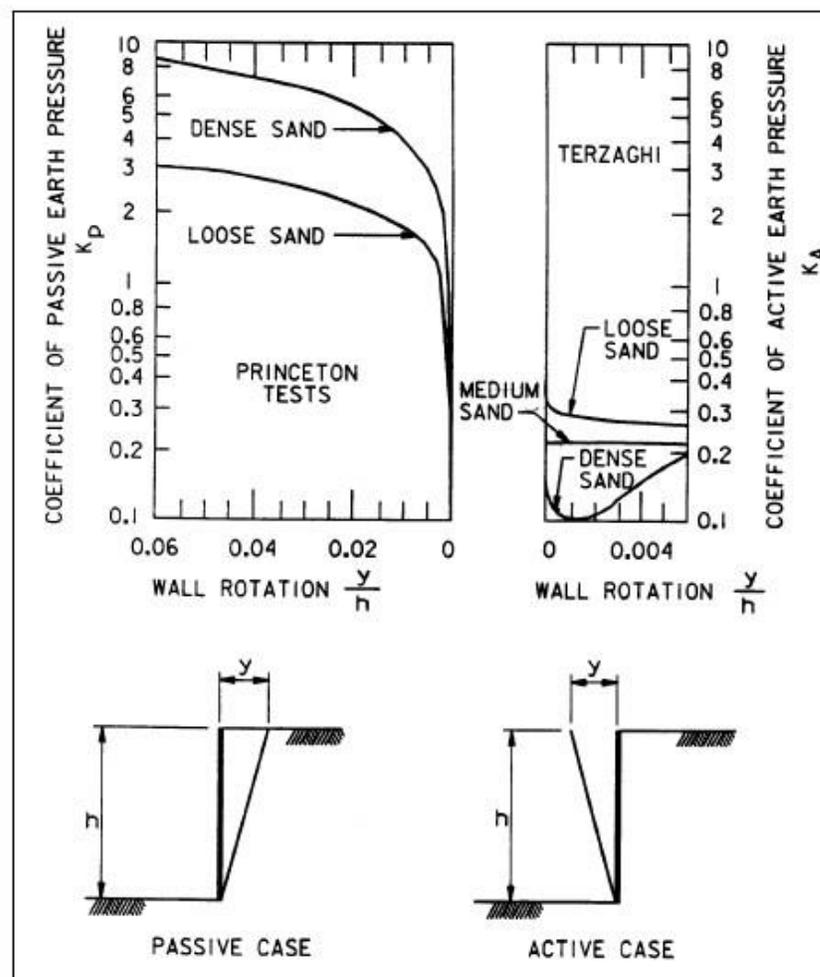
Otra forma de determinar el coeficiente de empuje activo del sedimento es por medio de tablas que se muestran a continuación:

Figura 3. 13 Las presiones de suelo para el material sin cohesión



Fuente: US Army Corps of Engineers "Stability Analysis of Concrete Structures"

Figura 3. 14 Las presiones del suelo frente a los movimientos de pared



Fuente: US Army Corps of Engineers "Stability Analysis of Concrete Structures"

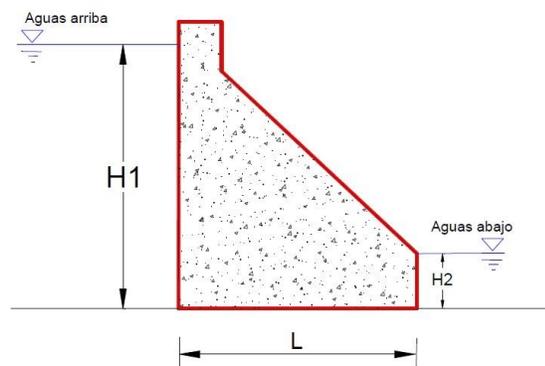
3.1.3.1.4. Presión intersticial y subpresion

La subpresión es una presión ascendente, ocasionada por el flujo de agua a este fenómeno también se lo conoce como presión intersticial. En otras palabras en la base de una presa de hormigón la subpresión actúa de abajo hacia arriba, reduciendo el peso efectivo de la estructura y por ende reduciendo la resistencia al corte sobre el macizo rocoso. La subpresión se encuentra presente dentro de juntas, poros y fisuras

tanto del suelo como de los cimientos, esto genera en la estructura movimientos diferenciales o totales y por ende un aumento de las infiltraciones. La subpresión varía con el tiempo y está relacionada con condiciones de contorno y permeabilidad del material.

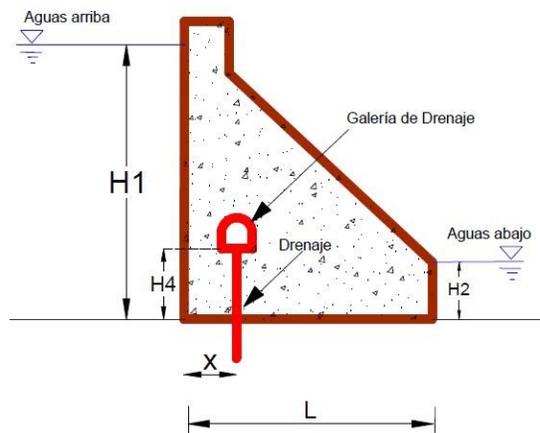
Para el cálculo de la subpresión se considera como la resultante del nivel aguas arriba y aguas abajo a través de una sección transversal dentro de la presa. Las cuales son presentadas a continuación:

Figura 3. 15 Subpresion sin sistema de drenaje



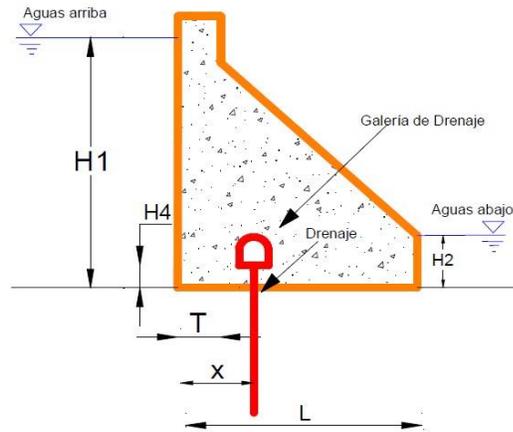
Fuente: US Army Corps of Engineers

Figura 3. 16 Subpresion con sistema de drenaje



Fuente: US Army Corps of Engineers

Figura 3. 17 Subpresion con sistema de drenaje y fisuramiento



Fuente: US Army Corps of Engineers

Donde:

H1=altura del embalse.

H2= altura aguas abajo.

H4= altura de la galería medida desde la base de la presa.

x= distancia de separación de la galería con respecto a la cara aguas arriba de la presa.

T= longitud de fisuramiento.

L= longitud de la base de la presa.

E= eficiencia del drenaje

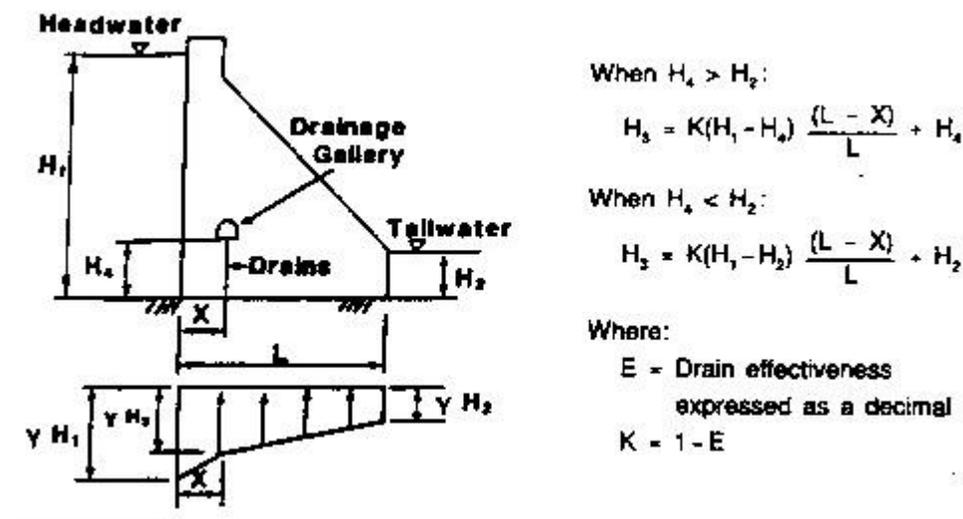
La fuerza de filtración o subpresión aumenta las dimensiones de la presa, y por eso se toman medidas para su reducción. Esto se logra mediante la construcción de una cortina de lechada y drenajes verticales, colocados detrás de la cortina, que permiten reducir la presión que queda detrás de la cortina. La distribución de la presión del agua o subpresión depende de algunos factores entre ellos se tiene:

- ↗ Eficiencia de los drenajes
- ↗ Pantalla de inyección
- ↗ Características geológicas (permeabilidad, fisuras etc.)

Por lo cual US Army Corps of Engineers recomienda una eficiencia del 25 al 50 por ciento.

En las siguientes tablas se presenta un resumen de los modelos propuestos por la USACE

Tabla 3. 3 Modelo propuestos por Corps



Fuente: US Army Corps of Engineers

3.1.3.1.5. Sismo

Siguiendo con el cálculo de las fuerzas, ahora se pasara al cálculo de las fuerzas producidas por los sismos, que afectan al peso propio de la estructura, también actúan sobre el agua, produciendo aumentos en las presiones que actúan sobre el paramento de aguas arriba de la presa.

a) Cargas Sísmicas en la presa.

El método habitual para calcular el efecto de un sismo en una presa es llamado pseudoestático que consiste en suponer el equivalente a una fuerza de masa que actúa

en el centro de gravedad de la presa con una aceleración $\alpha * g$ siendo el coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico se define como coeficiente sísmico de una región o lugar, a la relación entre la aceleración que causaría un sismo con un determinado período de retorno y la aceleración de la gravedad, por tanto el coeficiente sísmico está relacionado a una cierta probabilidad de ocurrencia. El coeficiente sísmico depende de varios factores, como la intensidad del terremoto, la parte o zona del país en el que se encuentra la estructura, la elasticidad del material de la presa y su fundación, etc. y se puede expresar:

$$\alpha = \frac{a_s}{g}$$

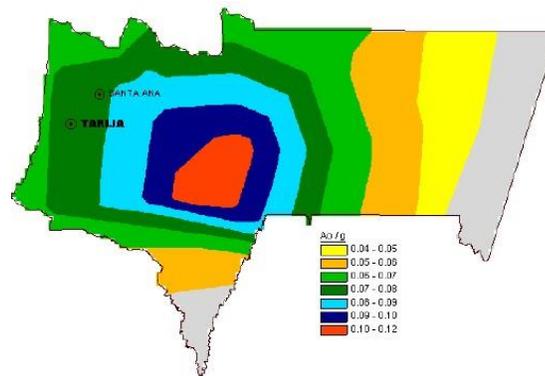
α = Coeficiente de sismo.

a_s = Aceleración por el sismo (m/s²).

g = Aceleración de la gravedad (m/s²).

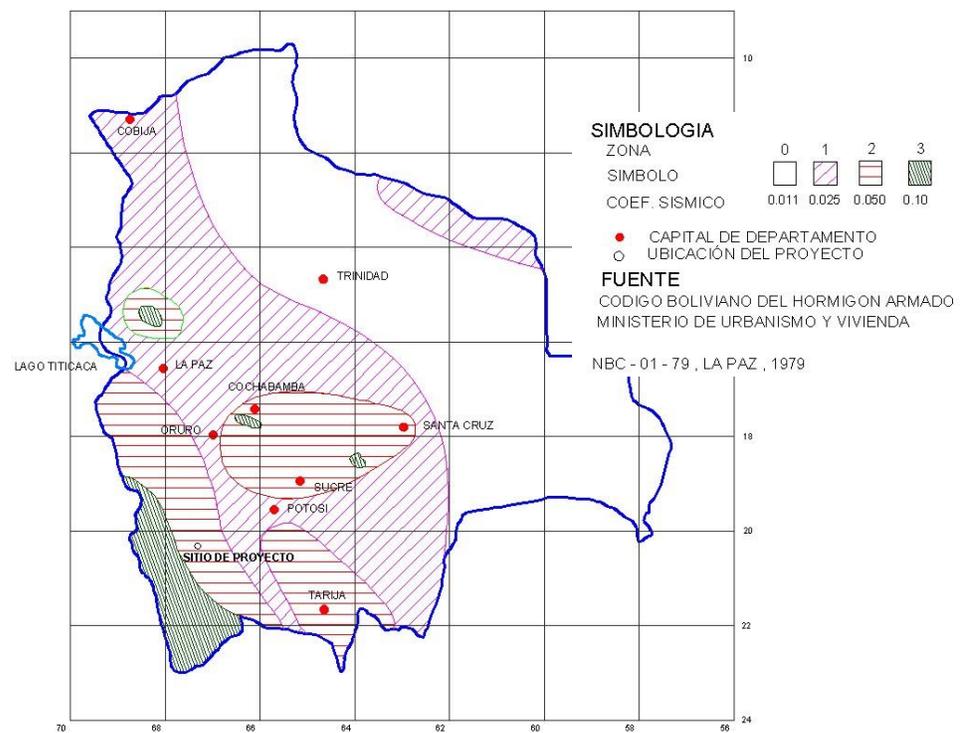
A los efectos de determinar el valor del coeficiente sísmico que ha de ser adoptado en el diseño de una presa, en Tarija y Bolivia se cuenta con muy poca información respecto a continuación se detalla los valores asumidos conforme a la información disponible.

Figura 3. 18 Mapa de aceleraciones sísmicas del departamento de Tarija



Fuente: Norma Boliviana de Diseño Sísmico (Grandi, 2006).

Figura 3. 19 Coeficientes de sismicidad para Bolivia



Fuente: Observatorio San Calixto

En base a esta información se asumió para la zona de Zurita un coeficiente sísmico horizontal de 0.05g.

“Valores entre 0.05 g y 0.1 g para las zonas de sismicidad media, que corresponden a los grados 6 a 7 de la escala modificada de Mercalli, suelen ser usados en estudios pseudoestático que no requieren gran precisión”. (Cánovas, 1998, p.65).

El coeficiente α en las zonas de sismicidad media se aplicara íntegramente a la componente horizontal y un 50% a la componente vertical. (Cánovas, 1998.).

Por tanto el coeficiente sísmico se puede expresar de la siguiente manera:

$$\alpha_{sh} = \frac{a_{sh}}{g} \quad \alpha_{sv} = \frac{a_{sv}}{g}$$

Donde:

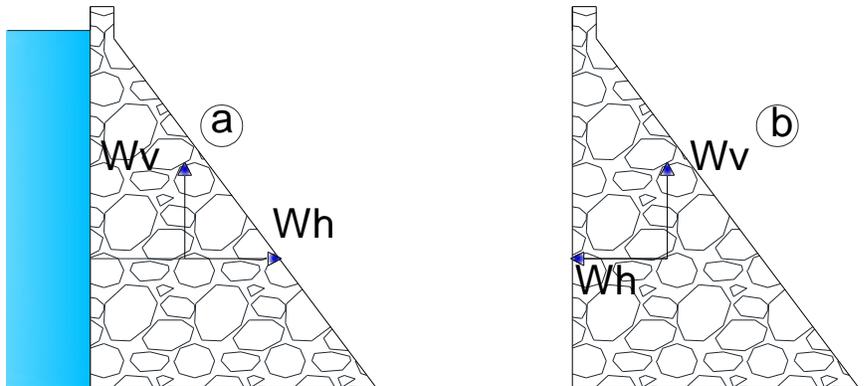
α_{sh} = Coeficiente de aceleración sísmica horizontal.

α_{sv} = Coeficiente de aceleración sísmica vertical.

Esta fuerza actúa en una determinada dirección y ambos sentidos, puesto que es oscilatoria. Es obvio que las componentes más desfavorables son hacia arriba (porque resta peso estabilizador) y hacia agua abajo (porque suma empuje hidrostático)

Ambas componentes de fuerza sísmica actúan en el centro de gravedad de la estructura (o elemento estructural), mientras que su dirección puede ser arbitraria pero pasan por el centro de gravedad de la sección de la presa.

Figura 3. 20 Cargas de Sismo actuantes en la presa (a) Presa llena (b) Presa vacía



Fuente: Elaboración Propia

Un sentido más desfavorable para Sismo horizontal (W_h) con el embalse lleno es hacia aguas abajo, ya que de esta forma tiende a producir el vuelco de la presa en el pie de la presa. También debe verificarse la estabilidad al vuelco cuando la presa está vacía el sismo horizontal (W_h) actúa hacia aguas arriba. El sentido más desfavorable para W_v , es hacia arriba, ya que así disminuye el peso de la estructura, que es la fuerza resistente fundamental por tanto estas fuerzas se pueden expresar de la siguiente manera:

$$W_p = W_t * W_h$$

$$W_p = W_t * W_v$$

Dónde:

W_p = Peso propio de la presa (Kg/m).

W_h = Carga sísmica horizontal del peso de la presa (Kg/m).

W_v = Carga sísmica vertical del peso de la presa (Kg/m).

b) Cargas Sísmicas del agua sobre presa.

También llamada fuerza hidrodinámica es la reacción del agua al efecto del sismo. Las sobrepresiones dinámicas producidas por la reacción del embalse fueron estudiadas por Westergaard. En un paramento vertical puede aplicarse con suficiente aproximación su fórmula simplificada (Cánovas, 1998.). :

$$P_w = P_{w0} * \alpha_{sh} * \sqrt{h} * y$$

Donde:

P_w =Presión hidrodinámica del agua (Kg/m²).

h =Altura máxima del agua en la sección considerada en el análisis.

C_w =Factor de presión sísmica adimensional

α_{sh} =Coeficiente de aceleración sísmica horizontal.

El factor de presión sísmica C_w , depende principalmente de la profundidad del agua y el periodo de vibración del sismo, Westergaard formuló una ecuación aproximada de C_w lo suficientemente precisa para todas las condiciones habituales, que se expresan como:

$$C_w = \frac{0.817}{\sqrt{1 - 0.72 * \left(\frac{h}{304.8 * T}\right)^2}}$$

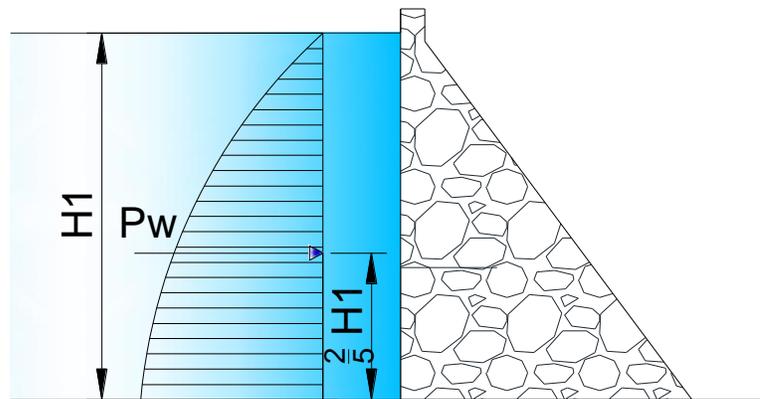
Donde T es el periodo de la oscilación del orden un segundo, sino se conoce directamente. C varia relativamente poco: 0.984 para h=200m, 0.851 para 100 m, y 0.820 para 30m.

La ley de la variación de P_w con la profundidad es parabólica. Su integral que es el empuje total, es (Cánovas, 1998, p.69):

$$P = \frac{1}{3} \rho g H^3$$

“El punto de aplicación de P_w está a $2h/5$ sobre el pie de la presa, poco más alto que el del empuje hidrostático” Cánovas, 1998, p.69).

Figura 3. 21 Cargas Sísmica del agua sobre la presa



Fuente: Elaboración propia

3.1.3.2. Combinaciones de carga de la presa de gravedad

Las siguientes condiciones de carga básicas son generalmente utilizado en diseños presa de gravedad de hormigón considerando las combinaciones de carga adversas más rigurosas que tengan probabilidad razonable de ocurrencia simultánea. Las combinaciones que incluyan cargas transitorias con probabilidad remota y, por tanto con una posibilidad insignificante de falla en operación, no se consideran como válidas para el diseño. Tales combinaciones pueden investigarse posteriormente cuando se esté verificando el diseño de las presas más importantes pero, en general se ignoran en el análisis de estructuras menores.

Las combinaciones de carga se ordenaron según su probabilidad de ocurrencia en: Normales, Accidentales y Extremas; para toda la vida útil de la presa (Rosales, 2009.) . A partir de las recomendaciones dadas se definieron las siguientes combinaciones de cargas:

Situaciones normales

↗ Embalse lleno

- a) Peso propio de la estructura
- b) Presión del agua (N.A.N.O.)
- c) Subpresion (con el uso de drenes)
- d) Presión de sedimentos

Situaciones accidentales

↗ Embalse vacío

- a) Peso propio de la estructura.
- b) Sismo

↗ Embalse lleno

Combinación N°1

- a) Peso propio de la estructura
- b) Presión del agua (N.C.P.)
- c) Subpresion (con el uso de drenes)

Combinación N°2

- a) Peso propio de la estructura
- b) Presión del agua (N.A.N.)
- c) Subpresión (con el uso de drenes)
- d) Sismo

Situaciones extremas

↗ Embalse lleno

- a) Peso propio de la estructura
- b) Presión del agua (N.A.M.)
- c) Subpresion (con el uso de drenes)

3.1.3.3. Propiedades del hormigón

Las propiedades del hormigón para el análisis de la estabilidad de la presa se basan en las siguientes propiedades de los materiales.

$f'c$	= 180	(Kg/m ²)	Resistencia del hormigón a la compresión.
f_{corte}	= 300	(KN/m ²)	Resistencia al corte entre hormigón y cimentación en la base de la presa.
F_{corte}	= 275	(KN/m ²)	Resistencia al corte entre hormigón y cimentación en los estribos.
f_{corte}	= 500	(KN/m ²)	Resistencia al corte entre capas de hormigón.
E	= 5 a 10	GPa.	Módulo de Elasticidad
μ	=0.175		Coefficiente de Poisson

3.1.3.4. Análisis de estabilidad

- 1) Estable.-Las presas de hormigón de gravedad deben proyectarse para que resistan con un amplio factor de seguridad para todas las solicitaciones previstas, una doble condición (Cánovas, 1998.). :

↗ Volcamiento

↗ Deslizamiento

- 2) Resistente.- los materiales del cuerpo y de la fundación deben ser capaces de soportar y asimilar, con suficiente seguridad, los máximos esfuerzos que se producen.

3.1.3.4.1. Verificación al volcamiento

Existe la tendencia en las presas de gravedad a volcarse girando alrededor del talón de aguas abajo en la cimentación, o alrededor de la arista de aguas abajo de cada sección horizontal.

Para embalse vacío, los momentos se toman con respecto al punto inferior de la cara aguas arriba. Para embalse lleno, los momentos se toman con respecto al punto inferior de la cara aguas abajo. En general, se debe tratar que la resultante caiga dentro de los dos tercios centrales de la base de la presa.

Por tanto el factor de seguridad contra el volcamiento alrededor del pie de la presa aguas abajo de cualquier plano horizontal, que es alrededor del punto B, puede ser expresado como:

$$F.S._v = \frac{\sum M_R}{\sum M_D}$$

Donde:

$F.S._v$ = Factor de seguridad al vuelco.

$\sum M_R$ = Suma de momentos de las fuerzas restauradoras.

$\sum M_D$ = Suma de momentos de las fuerzas desestabilizadoras.

Los valores del F.S.vuelco mayores a 1.25 pueden considerarse aceptables, pero lo conveniente es que $F.S._vuelco > 1.5$ recomendados por Kennard, Owens y Reader, (1996).

3.1.3.4.2. Verificación al deslizamiento

La estabilidad al deslizamiento se basa en un factor de seguridad (FS) como una medida de determinar la resistencia de la estructura contra el deslizamiento. El análisis múltiple de cuña se utiliza para el análisis de deslizamiento a lo largo de la base y dentro de la fundación.

$$F.S.D = \frac{c + \sum V \tan \phi}{\sum H}$$

Donde:

$F.S.D$ = Factor de seguridad al deslizamiento,

c = Cohesión del suelo de la fundación

ϕ = Angulo de fricción interna de la fundación

B = longitud de la base

$\sum V$ = Suma de las fuerzas verticales en un plano considerado horizontal.

$\sum H$ = Suma de las fuerzas horizontales en un plano considerado horizontal.

3.1.3.4.3. Verificación a los esfuerzos excesivos

La verificación de los esfuerzos en presas de gravedad se lleva a cabo mediante el método de gravedad; este método es particularmente apropiado para presas en donde los monolíticos o bloques adyacentes no están unidos por juntas de contracción transversales inyectadas.

Se debe verificar que la distribución de tensiones en la superficie de contacto presacimiento no supere la tensión admisible del terreno

$$\sigma = \frac{\sum V}{B} \pm \frac{\sum M}{I} \leq \sigma_{adm}$$

Donde:

σ = Tension vertical en los extremos de agua arriba y agua debajo de la base

de la presa (kg/m²)

ΣF_v = Componente vertical de la resultante de todas las solicitaciones (kg/m)

A = Area de la base (m²)

M = momento flector de las componentes verticales respecto del baricentro de la sección de la base. (kg m/m)

y = Distancia entre el centro de gravedad y la fibra más alejada (m)

I = Momento de inercia de la base (m⁴)

En general una presa de gravedad estable suele ser también resistente y esas hipótesis son aceptables para el predimensionamiento de una presa hasta los 50m de altura, dado que las tensiones resultantes son muy moderadas por lo que las acciones y reacciones no tenidas en cuenta no las cambiarán sustancialmente, en general, salvo con cimientos heterogéneos o menos consistentes. (Cánovas, 1998, p.199)

3.1.3.5.Cálculos

Río: Zurita

Cuenca: Ciénega de Pozuelos

Municipio: Yunchará

Provincia: Avilés

Departamento: Tarija

a) Propiedades físicas y geométricas del cuerpo de la presa

Peso específico del hormigón: 2400 Kg/m³

Pendiente paramento aguas arriba: 0

Pendiente paramento aguas abajo: 0,75

Cota vertedero (m.s.n.m.): 3778

Cota descargador de fondo (m.s.n.m.): 3753

Cota base superior (m.s.n.m.): 3780

Cota de fundación (m.s.n.m.): 3748

Borde libre: 2 m

Ancho de circulación: 2 m

Altura total de la presa: 32 m

Base de la presa: 24 m

b) Sedimentos depositados detrás de la presa

Peso unitario sedimento cohesivo (sumergido): 1362 Kg/m³

Altura sedimentos aguas arriba: 10 m

c) Roca de fundación

Angulo de fricción interna macizo rocosos: 0,62 rad.

Cohesión maciza rocosa: 20000 Kg/m²

d) Otros

Peso específico del agua: 1000 Kg/m³

Intensidad Sísmica horizontal: 0.05

Intensidad Sísmica vertical: 0.025

Intensidad Sísmica horizontal Extremo: 0.1

Intensidad Sísmica vertical Extremo: 0.05

Coefficiente de subpresión: 0.5

Distancia de separación de la galería con respecto a

la cara aguas arriba de la presa: 3 m

Coefficiente de seguridad para cargas normales K: 1,35

Coefficiente de seguridad para cargas Accidentales y Extremas K: 1,15

Peso Propio (Wp)

$$W_p = \gamma_H \cdot A_p$$

$W_p = 927912 \text{ Kg/m}$

$X_{cg} = 7,95 \text{ m}$

$Y_{cg} = 10,80 \text{ m}$

Empuje hidrostático (Ew)

$$E_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_1^2$$

$E_w = 450000 \text{ Kg/m}$

$y_E = 10,00 \text{ m}$

Nivel N.A.M

$E_w = 468058 \text{ Kg/m}$

Nivel N.C.P.

$E_w = 512000 \text{ Kg/m}$

Fuerza de Subpresión (U)

$$H_4 = 5\% * H_1$$

$$H_4 = 1.50 \text{ m}$$

$$K = 1 - E$$

$$K = 0.50$$

$$H_3 = K * (H_1 - H_4) * \left(\frac{L - x}{L}\right) + H_4$$

$$H_3 = 13.97 \text{ m}$$

$$U_1 = x * H_3 * \gamma_w$$

$$U_1 = 41906.30 \text{ Kg/m}$$

$$U_2 = \frac{1}{2} * x * (H_1 - H_3) * \gamma_w$$

$$U_2 = 24046.88 \text{ Kg/m}$$

$$U_3 = \frac{1}{2} * (L - x) * H_3 * \gamma_w$$

$$U_3 = 146672.88 \text{ Kg/m}$$

$$U = U_1 + U_2 + U_3$$

$U = 212625,00 \text{ Kg/m}$

$$X_{cg} = 7.31 \text{ m}$$

Presión de sedimento (Ws)

$$y = 0.02 * h$$

$$y = 0.20 \text{ m}$$

De la tabla recomendación de US Army Corps of Engineers “Stability Analysis of Concrete Structures”

$$K_a = 0.23$$

$$W_s = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H_s^2$$

$$W_s = 15663 \text{ Kg/m}$$

$$X_{cg} = 3.33 \text{ m}$$

Sismo

a.1.) Carga sísmica en la Presa

Sismo horizontal

$$W_h = a_{sh} * W_p$$

$$W_h = 46396 \text{ Kg/m}$$

Sismo vertical

$$W_v = a_{sv} * W_p$$

$$W_v = 23197,8 \text{ Kg/m}$$

a.2.) Carga sísmica del agua sobre la Presa

$$P_w = \frac{2}{3} C_w * h^2 * a_{sh}$$

C_w = factor de presión sísmica horizontal

$$C_w = 0,82$$

$$P_w = 24600 \text{ Kg/m}$$

$$X_{cg} = 12 \text{ m}$$

Fuerza de cohesión

$$F_c = c * A$$

$F_c = 480000 \text{ Kg/m}$

Evaluación de cargas:

Carga	Peso Propio	Empuje Hidrostatico			Empuje de sedimentos	Sub presión	Fuerza Sismica		
		N.A.N.	N.A.M.	N.C.P.			Hor.	Vert	Agua
Fuerza (kN/m)	927.912	450.000	468.058	512.000	15.663	212.625	46395,6	23198	24600
Momento respecto punto volcamiento Aguas abajo	14.892.988	4.500.000	4.773.564	5.461.333	52.210	3.548.711	501072	372325	295200
Momento respecto punto volcamiento Aguas arriba,	7.376.900	0	0	0	0	0	501072	184423	0
Momento respecto del centro de gravedad de la	3.758.044	4.500.000	4.773.564	5.461.333	52.210	997.211	501072	93951	295200

Factores de seguridad

$$FS_{vuelco} = \frac{Mr}{Mo}$$

$$FS_{desl} = \frac{Fr}{Fa}$$

F_s F_s
 Vuelco Deslizam

Estados de carga:

Situación normal

Embalse lleno

Peso propio + Empuje hidrostático (N.A.N.)+ Subpresión+Empuje de sedimentos	1,84	1,47
--	------	------

Situación accidental

Embalse vacío

Peso propio +Sismo	10,76	19,51
--------------------	-------	-------

Embalse lleno (N.A.N.)

Peso propio + Empuje hidrostático (N.C.P.) + Subpresión	1,65	1,57
---	------	------

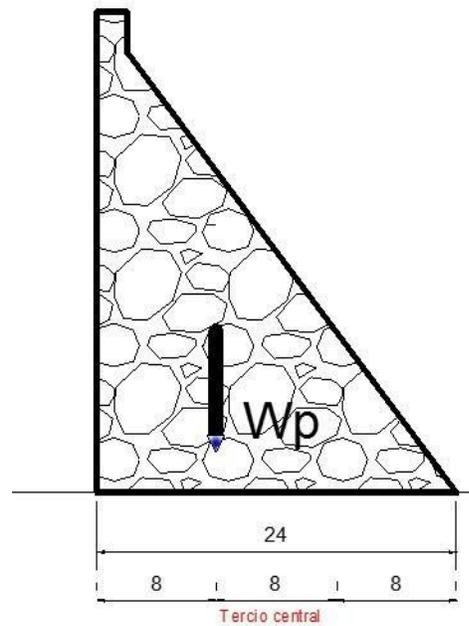
Peso propio + Empuje hidrostático (N.A.N.) + Sismo+Subpresión	1,67	1,59
--	------	------

Situación Extrema

Embalse lleno (N.A.N.)

Peso propio + Empuje hidrostático (N.A.M.) + Subpresión	1,79	1,46
---	------	------

Calculo de la fuerza resultante



Fuerza resultante

$$\Sigma F_x = 0 - 927912 = -927912$$

$$\Sigma F_y = 715287 - 212625 = 502662$$

Distancia de la fuerza resultante

$$x = \frac{W_p * X_{cg} - U * X_{cg}}{\Sigma F_v}$$

$$x = 8.14$$

3.1.3.6.Resultados

Estados de carga:	Fs Vuelco	Fs Deslizam
Situación normal		
Embalse lleno		
Peso propio + Empuje hidrostático (N.A.N.)+ Subpresión+Empuje de sedimentos	1,84	1,47
Situación accidental		
Embalse vacío		
Peso propio +Sismo	10,76	19,51
Embalse lleno (N.A.N.)		
Peso propio + Empuje hidrostático (N.C.P.) + Subpresión	1,65	1,57
Peso propio + Empuje hidrostático (N.A.N.) + Sismo+Subpresión	1,67	1,59
Situación Extrema		
Embalse lleno (N.A.N.)		
Peso propio + Empuje hidrostático (N.A.M.) + Subpresión	1,79	1,46

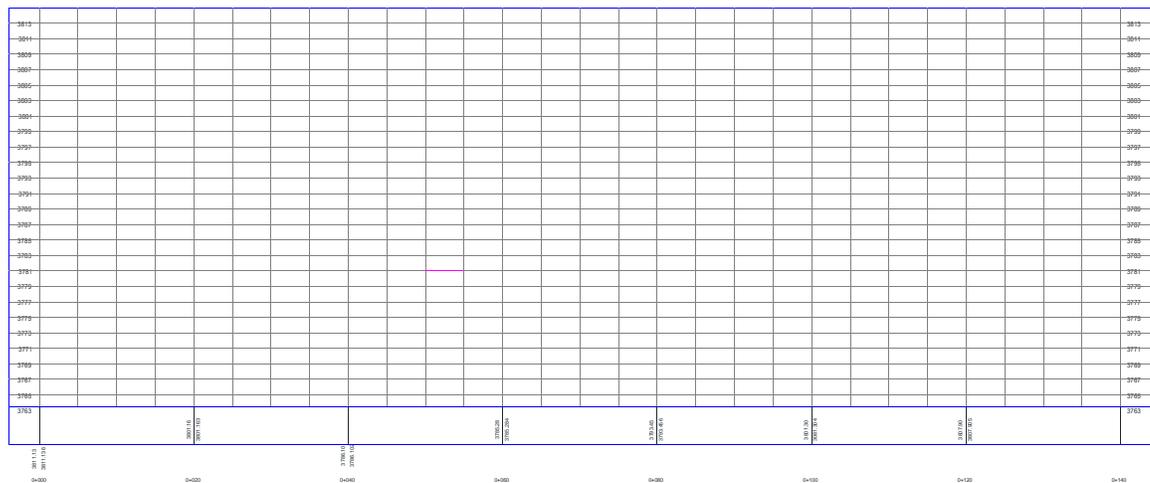
3.2.DISEÑO DEL CUERPO DE PRESA DE ARCO

3.2.1. Diseño geométrico de la presa en arco “presa zurita”

3.2.1.1.Tipo de cerrada según el corte transversal

La figura 3.22 muestra el trazo preliminar en corte transversal del cierre del eje de la presa. Anteriormente se estudió dos tipos de cerradas en forma de U y en forma de V si observamos el corte transversal podemos apreciar la que la cerrada corresponde a una forma de V.

Figura 3. 22 Corte transversal en eje de posicionamiento de la presa



En lo cual es favorable debido que en gargantas estrechas proporcionan una solución más natural para la construcción de presas en arco y que la longitud de coronación en relación de la altura de la presa debe ser menor que 5 (Alhamid, 2010).

$$\frac{L}{H} < 5$$

Donde:

L=113.46 m Longitud de coronación en m.

H= 29 m Altura de la presa en m.

$$\frac{L}{H} < 5 = \frac{113.46}{29} = 3.91 < 5$$

Pero Sarkaria propuso un factor para clasificar a la forma del cierre, lo que indicara la conveniencia de un sitio para la presa de arco:



Donde:

=

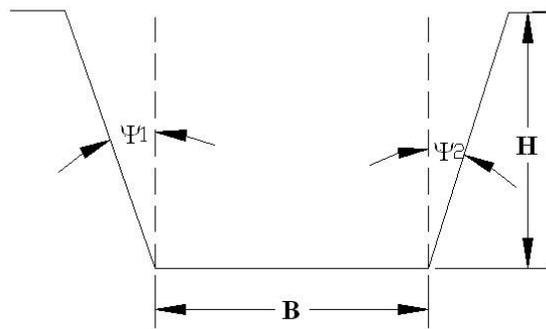
$B=14.38$ m Ancho de la base de fundación en m.

$H= 29$ m Altura de la presa en m.

$\Phi_1 = 26^\circ$ Angulo del flanco derecho

$\Phi_2 =30^\circ$ Angulo del flanco izquierdo

Figura 3. 23 Forma del valle



Valley Shape

$$CSF = \frac{B + H (\sec\phi_1 + \sec\phi_2)}{H} = \frac{14.38 + 29 (\sec(26^\circ) + \sec(30^\circ))}{29} = 1.65$$



Clasificación de las formas valle basado en el valor de CSF

Tabla 3.2 Clasificación para la forma del valle

Valley type	Bottom width B	ψ_1	ψ_2	CSF
U shaped	< H	< 15°	< 15°	< 3.1
Narrow V shaped	0	< 35°	< 35°	< 2.4
Wide V-shaped	0	> 35°	> 35°	> 2.4
Composite U-V shaped	< 2H	> 15°	> 15°	≅ 4.1
Wide and flat shapes	> 2H	ψ_1	ψ_2	> 4.1
Unclassified	Highly irregular valley shape			

3.2.1.2. Condiciones de radio

Para la condición de radio en la parte del coronamiento debe cumplir con las siguientes condiciones que es una previa verificación si es que el radio asumido se ajusta a nuestra geometría y son las siguientes:

1° Primera Condición.- Que la cuerda del arco sea mayor o igual que el radio.

$$S \geq R$$

2° Segunda condición.- Que la relación de la flecha sobre la cuerda sea mayor o igual a 0.13.

$$\frac{f}{S} \geq 0.13$$

Donde:

S= Cuerda del arco (m)

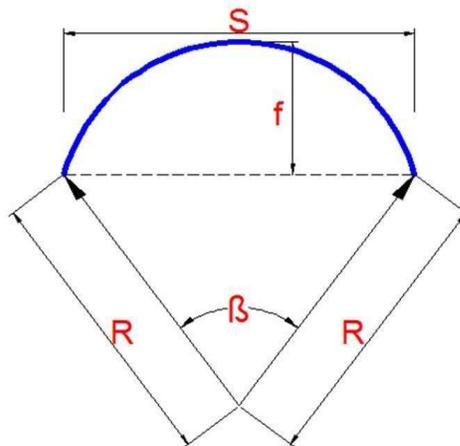
R = Radio asumido del arco (m)

f= Flecha del arco (m)

Y la flecha de la cuerda se calcula con la siguiente fórmula:

$$f = R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{S}{2}\right)^2}$$

Figura 3. 24 Partes que compone un arco



3.2.1.3. Longitud del arco

Para la determinación de la longitud del arco nos basamos en la relación de cualquier longitud de arco del radio, L_c/R será la medida en radianes del ángulo central β

$$\beta(\text{radianes}) = \frac{L_c}{R}$$

Donde:

L_c = Cuerda del arco (m)

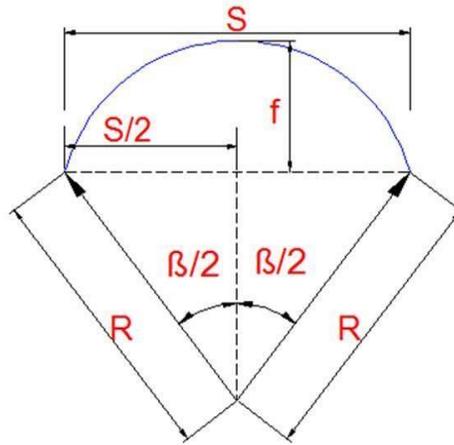
R = Radio asumido del arco (m)

β = Angulo central que forma el arco (radianes)

Así, la medida de arco se basa en relaciones - números - que realmente se encuentran en el círculo. La medida en radianes es un número real que indica la relación de una línea curva a una recta, de un arco con el radio. Para la determinación del ángulo β que forma el arco se basa en relaciones trigonométricas de la figura 3.25 mostrada.

$$\text{sen}\left(\frac{\beta}{2}\right) = \frac{S/2}{R}$$

Figura 3. 25 Partes que compone un arco



3.2.2. Espesor de los anillos

Para la determinación de los espesores de los anillos de los arcos como se muestra en la figura tenemos una serie de condiciones constructivas en base a experiencias formadas que determinara el mínimo espesor de los anillos y son siguientes:

1° Primera condición

$$H_S + H_a \leq 3 \quad D_{\min} = 0.40$$

2° Segunda condición

$$3 \leq H_S + H_a \leq 12 \quad D_{\min} = 0.20 + \frac{? + ?}{15}$$

3° Tercera condición

$$H_S + H_a > 12 \quad D_{\min} = 1$$

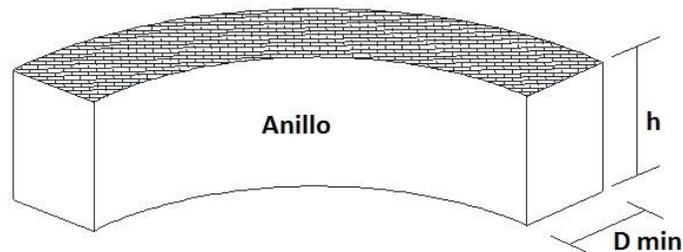
Donde:

H_s = Altura útil de la presa (m)

H_a = Altura del vertedero de excedencias (m)

D_{min} = Ancho de espesor de los anillos (m)

Figura 3. 26 Espesor mínimo de anillo D_{min}



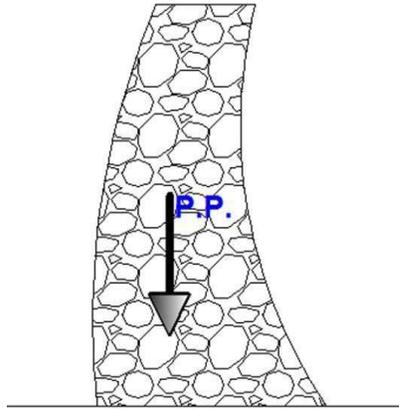
3.2.3. Cargas que actúan

3.2.3.1. Peso propio

Esta carga induce tensiones de compresión en todo el cuerpo de la presa y en la cimentación y en caso de presa con efecto arco, posibles esfuerzos hiperestáticos como resultado de comportamiento monolítico de la estructura. (Perez, 1994, p20).

Esta fuerza en una presa actúa como fuerza pasiva fundamental y permanente que colabora a la estabilidad, el peso depende de la forma y dimensionamiento de la presa así como el peso específico de los materiales, también la forma y dimensiones que se definen en el presente proyecto pueden así variar en la profundidad de la cimentación y con ella el peso propio, para fines de diseño se toma el valor específico del hormigón de 2.350 tn/m^3 (U.S. Army Corps of Engineers, “ Arch Dams Desing” , 1994).

Figura 3. 27 Peso propio actuante en la presa de arco



$$P. P._1 = V * \gamma_{hc}$$

Donde:

P.P₁. = Peso propio de la presa (ton)

V = Volumen del cuerpo de la presa (m³)

γ_{hc} = Peso específico del hormigón (ton / m³)

Para el cálculo del volumen del arco utilizaremos la siguiente expresión:

$$V = D * \left[H_t * L_c + \left(\frac{L_c}{2} - \frac{A}{2} - H_a * pp \right) * 0.5 * H_a - \left(\frac{L_c}{2} - \frac{B_p}{2} \right) * (H_t - 1.5) * 0.5 * H_a - (A + H_a * pp) * H_a \right]$$

Donde:

D = Espesor del anillo (m)

H_t = Altura total de la presa (m)

L_c = longitud del arco (m)

A = Ancho del vertedero de excedencias (m)

H_a = Altura del vertedero de excedencias (m)

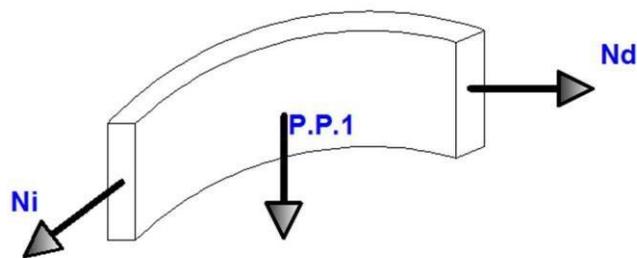
pp = Talud del vertedero

Bp = Ancho de fundación (m)

Si tenemos un peso concentrado en el centro del anillo como se muestra en la figura 3.27 cada elemento estará afectado por unas fuerzas normales que serán perpendiculares y axiales a la porción del arco donde vamos a tener una fuerza normal izquierda y derecha debido a la inclinación de cada flanco.

Fuerzas normales que actúan en la porción del arco

Figura 3. 28 Descomposición del peso propio respecto al ángulo horizontal del flanco



Y por simple trigonometría se calcula con la siguiente expresión.

$$N = \frac{PP_1}{2} * \frac{1}{\cos(\emptyset)}$$

Donde:

N = Fuerza perpendicular a los flancos del valle (ton)

\emptyset = Ángulo de los flancos del valle respecto a la horizontal (°)

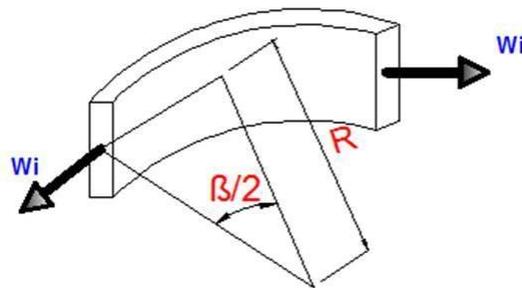
3.2.3.2. Presión hidrostática

La carga del depósito se basa en un estudio de la operación de los embalses. A diferencia de una presa de gravedad para los que más altos niveles de los embalses

daría lugar a casos más críticos, una presa de arco puede experimentar un mayor esfuerzo de tensión en función de las elevaciones bajas del depósito.

La ecuación de la presión hidrostática es igual que las presas de gravedad solo en este caso las descomponemos en su componente axial al arco y utilizando un artificio donde incluye la altura del vertedero.

Figura 3. 29 Presión hidrostática actuante en la presa de arco



$$W_i = \gamma_w * H_h * \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) * R - \gamma_w * H_a * \sin\left(\frac{\beta_a}{2}\right) * R$$

Donde:

W_i = Presión hidrostática (ton)

γ_w = Peso específico del agua (ton/m³)

H_t = Altura total de la presa (m)

R = Radio asumido del arco (m)

β = Ángulo central que forma el arco (°)

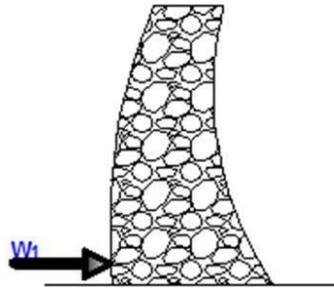
H_a = Altura del vertedero de excedencias (m)

β_a = Ángulo central que forma el arco en el vertedero de excedencias (°)

En este estado de carga se analizan dos tipos de estados los cuales son:

1° Primera estado.- Analizando el cuerpo entero de la presa pero concentrando la carga en el punto más bajo de la presa como se muestra en la figura 3.30.

Figura 3. 30 Primer estado de la carga de la presión hidrostática



$$W_1 = \gamma_w * H_t * \sin\left(\frac{\beta_1}{2}\right) * R - \gamma_w * H_a * \sin\left(\frac{\beta_a}{2}\right) * R$$

Donde:

W_1 = Presión hidrostática en la parte inferior (ton)

γ_w = Peso específico del agua (ton/m³)

H_t = Altura total de la presa (m)

R = Radio asumido del arco (m)

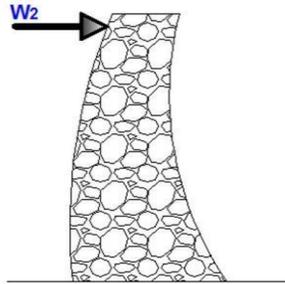
β_1 = Angulo central que forma el arco en la base de fundación (°)

H_a = Altura del vertedero de excedencias (m)

β_a = Angulo central que forma el arco en el vertedero de excedencias (°)

2° Segundo estado.- Analizando el cuerpo entero de la presa pero concentrando la carga en el punto más alto de la presa como se muestra en la figura 3.31.

Figura 3. 31 Segundo estado de la carga de la presión hidrostática



$$W_2 = (\gamma_w * H_t * \sin(\frac{\beta}{2}) * R - \gamma_w * H_t * \sin(\frac{\beta_1}{2}) * R) * \frac{1}{8}$$

Donde:

W_2 = Presión hidrostática en la parte superior (ton)

γ_w = Peso específico del agua (ton/m³)

H_t = Altura total de la presa (m)

R = Radio asumido del arco (m)

β = Angulo central que forma el arco en la corona de la presa (°)

β_1 = Angulo central que forma el arco en la base de fundación (°)

Donde la presión hidrostática será el resultado será la suma de ambos estados de carga

$$W_0 = W_1 + 2 * W_2$$

Donde:

W_0 = Presión hidrostática total (ton)

W_1 = Presión hidrostática en la parte inferior (ton)

W_2 = Presión hidrostática en la parte superior (ton)

3.2.3.3. Presión del agua sobre los aleros de la presa

Esta ecuación es una ecuación experimental donde toma en cuenta la altura del aliviadero al cuadro dividido entre dos y multiplicado por la longitud del coronamiento que es donde está siendo influenciado debidamente descontando las dimensiones del aliviadero.

$$W_{of} = \frac{1}{2} * Ha^2 * (Lc - A - Ha * pp)$$

Donde:

W_{of} = Presión hidrostática sobre los aleros de la presa (ton)

Ha = Altura del vertedero de excedencias (m)

Lc = Longitud de coronamiento (m)

A = ancho del vertedero excedencias (m)

pp = Talud del vertedero de excedencias

3.2.3.4. Presión durante la avenida máxima

La presión durante una avenida máxima es igual a la presión del agua sobre los aleros de la presa pero multiplicado por un factor de seguridad.

$$W_m = 3 \cdot W_{of}$$

Donde:

W_m = Presión hidrostática durante una avenida máxima (ton)

W_{of} = Presión hidrostática sobre los aleros de la presa (ton)

3.2.3.5.Presión activa del terreno

3.2.3.5.1. Coeficiente de fricción del terreno

El coeficiente de fricción del terreno está en relacionado directamente al ángulo de rozamiento y se calcula con la ecuación recomendada por U.S. Army Corps of Engineers:

$$\lambda_a = \tan\left(45\text{deg} - \frac{\varphi}{2}\right)^2$$

Donde:

λ_a = Coeficiente de fricción del terreno

φ = Angulo de fricción interna (°)

3.2.3.5.2. Resistencia del suelo

La resistencia del suelo es directamente proporcional al coeficiente de fricción interna multiplicado por el peso específico y su respectiva altura de la presa.

$$P_e = \lambda_a \cdot \gamma_s \cdot (H_s + H_a)$$

Donde:

P_e = Resistencia del suelos activo (ton/m²)

λ_a = Coeficiente de fricción del terreno

γ_s = Peso específico del suelo (ton/m³)

H_s = Altura útil de la presa (m)

H_a = Altura del vertedero de excedencias (m)

3.2.3.5.3. Presión hidrostática

La presión hidrostática en este caso afecta directamente al paramento aguas arriba y es igual peso específico por altura.

$$P_w = \gamma_w \cdot (H_s + H_a)$$

Donde:

P_w = Presión hidrostática (ton/m²)

γ_w = Peso específico del agua (ton/m³)

H_s = Altura útil de la presa (m)

H_a = Altura del vertedero de excedencias (m)

3.2.3.5.4. Coeficiente de resistencia

Coeficiente de resistencia es una relación entre la resistencia del suelo y la presión hidrostática.

$$\alpha = \frac{P_e}{P_w}$$

3.2.3.5.5. Solicitaciones activa de terreno.

Empezamos a determinar las solicitaciones en varios puntos o estados de carga de la presión hidrostática que se muestran a continuación los cuales son afectados por el coeficiente de resistencia el cual es un coeficiente de seguridad:

1° Primero con la presión hidrostática total.

$$E_o = \alpha \cdot W_o$$

2° Segundo con la presión hidrostática cuando la carga se concentra en el punto más bajo.

$$E1 = \alpha \cdot W1$$

3° Segundo con la presión hidrostática cuando la carga se concentra en el punto más alto.

$$E2 = \alpha \cdot W2$$

4° Cuarto con la presión hidrostática sobre los aleros de la presa

$$E3 = \alpha \cdot Wof$$

5° Quinto en este estado calculamos la presión activa del terreno que será igual a la siguiente ecuación:

$$Eh = Eo - E3$$

Donde:

Eh =Presión activa del terreno (ton)

Eo = Presión activa hidrostática total del terreno (ton)

E_3 = Presión activa sobre el alero de la presa (ton)

Este método nos permite minimizar por cuestiones de seguridad la carga que es capaz de soportar el terreno.

3.2.3.5.6. Resistencia de los estribos o flancos de los valles

La resistencia de los flancos estará determinada por la ecuación:

$$W_{flancos} = Ep + Rp$$

Donde:

$W_{flancos}$ =Resistencia de los flancos (ton)

Ep = Resistencia activa del suelo (Del estudio geológico) (ton)

Rp = Rozamiento entre el estribo y la presa (ton)

El rozamiento está en función de la pendiente que al tener pendientes más pronunciadas mayor será el rozamiento y está dado por la siguiente ecuación:

$$R_p = PP_1 * \frac{\tan(\varphi)}{\cos(\emptyset)}$$

Donde:

R_p =Rozamiento entre el estribo y la presa (ton).

PP_1 = Peso propio de la presa (ton)

φ = Angulo de fricción interna (°)

\emptyset = Ángulo de inclinación de los flancos del valle con respecto a la horizontal (°)

3.2.4. Estática exterior

3.2.4.1. Resistencia al deslizamiento

Caso 1. Presa no llena, lecho de torrente no colmatada, flancos del valle intactos

Partimos de que el coeficiente $\eta > 1.20$ y está dado por la siguiente ecuación:

$$\eta = \frac{(E_p + R_p)}{W_o}$$

Donde:

η =Factor de seguridad

E_p = Resistencia activa del suelo (Del estudio geológico) (ton)

R_p = Rozamiento entre el estribo y la presa (ton)

W_o = Presión hidrostática (ton)

En caso que salga menor quiere decir que el peso propio de la presa es insuficiente y se debe aumentar el espesor del anillo.

Caso 2. Lecho colmatado, flancos del valle intactos.

En este caso actuara la presión hidrostática máxima (W_m) actúa y que debe cumplir con misma condición anterior de que el coeficiente $\eta > 1.20$ y que por la experiencia será igual a la siguiente ecuación:

$$\eta = \frac{E_p + R_p}{W_m + E_o - E_3}$$

Donde:

η =Factor de seguridad

E_p = Resistencia activa del suelo (Del estudio geológico) (ton)

R_p = Rozamiento entre el estribo y la presa (ton)

W_m = Presión hidrostática durante una avenida máxima (ton)

E_o = Presión activa hidrostática total del terreno (ton)

E_3 = Presión activa sobre el alero de la presa (ton)

Caso 3. Lecho colmatado, flancos del valle delezables

Este método también llamado caso catástrofe que es caso más extremo que se puede suscitar en el análisis de verificación de estabilidad al deslizamiento, donde la resistencia al suelo ($E_p=0$) no existe pero de igual manera debe cumplir de que el coeficiente $\eta > 1.20$.

$$\eta = \frac{E_p + R_p}{W_o + E_o - E_3}$$

Donde:

η =Factor de seguridad

E_p = Resistencia activa del suelo (Del estudio geológico) (ton)

R_p = Rozamiento entre el estribo y la presa (ton)

W_{of} = Presión hidrostática sobre los aleros de la presa (ton)

E_o = Presión activa hidrostática total del terreno (ton)

E_3 = Presión activa sobre el alero de la presa (ton)

Estos análisis al deslizamiento de las presas de arco a diferencia de las presas de gravedad interviene un factor importante que es el rozamiento entonces aquí ya se demuestra que a la presa le estamos haciendo trabajo por su grado de empotramiento y de resistencia de los flancos.

3.2.4.2. Aplastamiento horizontal del suelo de fundación

Al analizar el esfuerzo horizontal en un arco prácticamente va ser absorbido lo que llamamos los atraques por eso también no es necesario realizar la verificación al vuelco porque los atraques impiden el proceso de vuelco debido a que cada arco si me imagina en el espacio es analizado de manera independiente lo hacemos que trabaje como una especie de voladizo entonces se aseguramos que en ambos extremos de que pueda ocurrir un cierto esfuerzo de vuelco.

Caso 1 Solicitación normal por la presión hidrostática

En este caso estará determinada por el peso específico del agua más la altura del agua por el radio.

$$N = \gamma_w \cdot H_s \cdot R$$

Donde:

N =Fuerza normal (ton/m)

γ_w = Peso específico del agua (ton/m³)

H_s = Altura útil de la presa (m)

R = Radio asumido del arco (m)

Caso 2 Presión de máxima avenida sobre los aleros

La presión hidrostática en avenidas máximas considera un factor de seguridad que triplica la presión hidrostática de una presa en un estado normal como se muestra a continuación en la siguiente ecuación:

$$N_{max} = 3 \cdot \gamma_w \cdot H_a \cdot R$$

Donde:

N_{max} = Fuerza normal para una avenida máxima (ton/m)

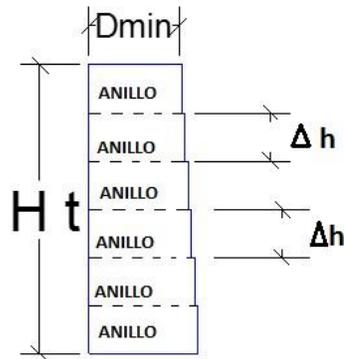
γ_w = Peso específico del agua (ton/m³)

H_a = Altura del vertedero de excedencias (m)

R = Radio asumido del arco (m)

En esta parte entra el concepto básico del método de teoría del cilindro que consiste en que el cuerpo monolítico de la presa es subdividido en pequeñas anillos como se muestra en la figura 3.32 y que en esta parte es necesario calcular el esfuerzo horizontal del suelo por anillo debido a que a medida que se va profundizando la presión hidrostática va variando entonces el esfuerzo horizontal ya va ser diferente en cada módulo o en cada nivel.

Figura 3. 32 División de la presa en arco en varios anillos



La subdivisión de niveles hay que procurar que preferentemente sea mayor que 3m debido dependiendo cuan ancho sea nuestro valle hay que calcular que si nuestros albañiles serán capaces de vaciar en un solo momento la altura de una anillo.

Para el proceso constructivo de la presa para que se vaya acomodando a nuestro terreno no podemos mantener un mismo espesor de anillo en toda la altura para ellos se suelo aplicar una secuencia de gradas en el paramento aguas abajo escalonado pero el análisis se concentra en nuestro núcleo central

Para calcular el espesor del atraque (Dk) será igual a nuestra fuerza entre el esfuerzo del suelo.

$$Dk = \frac{N}{\sigma_{\text{suelo}}}$$

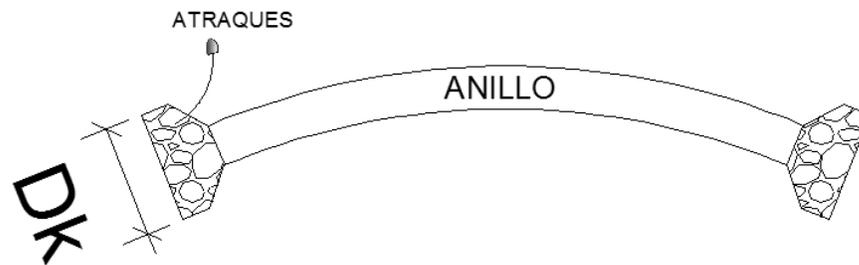
Donde:

Dk= Ancho de atraque (m)

N=Fuerza normal (ton/m)

σ =Esfuerzo del suelo (ton/m²)

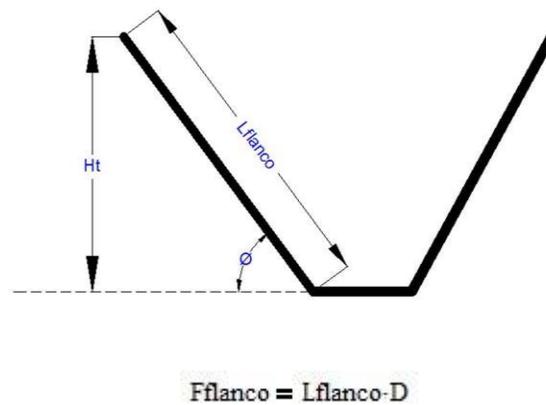
Figura 3. 33 Detalle del anillo ancho del atraque



3.2.4.3. Aplastamiento vertical del suelo de fundación

En principio se va determinar la superficie de contacto de la presa sobre el suelo es decir el área de influencia del flanco analizado como se muestra en la figura 3.34.

Figura 3. 34 Área de influencia de los flancos



Donde:

F_{flanco} = Área de influencia (m²)

L_{flanco} = Longitud del flanco (m)

D = Espesor del anillo (m)

Para este caso el espesor del anillo (D) se toma del núcleo central y no así el espesor de cada anillo debido que en los cálculos es insignificante.

La longitud del flanco por trigonometría es igual:

$$L_{\text{flanco}} = \frac{H_t}{\text{sen}(\varnothing)}$$

Donde:

L_{flanco} = Longitud del flanco (m)

H_t = Altura total de la presa (m)

\varnothing = Ángulo de inclinación de los flancos del valle con respecto a la horizontal (°)

Esfuerzo de contracción debido al peso propio.

Donde el esfuerzo de contracción será igual a la normal dividido entre el área de influencia como se muestra a continuación:

$$\sigma_c = \frac{N}{F_{\text{flanco}}}$$

Donde:

σ_c = Longitud del flanco (m)

N = Fuerza perpendicular a los flancos del valle (ton)

F_{flanco} = Área de influencia (m²)

Y este esfuerzo de contracción debe ser menor o en el caso más crítico que sea igual que el esfuerzo del suelo.

$$\sigma_c < \sigma_{\text{suelo}}$$

3.2.5. Seguridad de los flancos a los pies del valle

Se analiza que tan seguro son los flancos a los pies de fundación del valle cuando tenemos una longitud de influencia a la que denominaremos longitud de la base mojada (S_w).

$$S_w = 2 \cdot T + ED_{\text{base}}$$

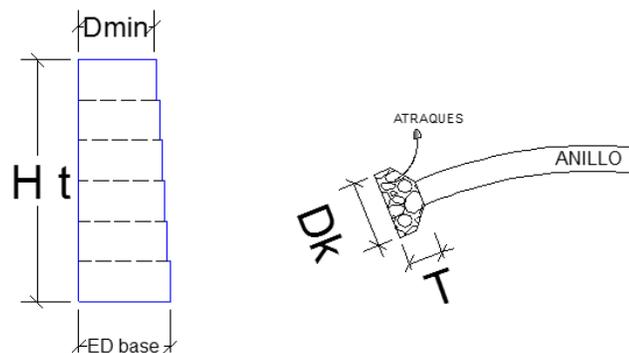
Donde:

S_w = Longitud de influencia (m)

T = Espesor de los atraques (m)

ED_{base} = Espesor del anillo de la base de fundación (m)

Figura 3. 35 Presa en arco vista en perfil y planta



Entonces vamos a calcular un índice de seguridad existente de la base que se está presentando y va ser igual a la relación de la altura (Δh) sobre la base mojada o de influencia (S_w).

$$I_{\text{exis}} = \frac{\Delta h}{S_w}$$

Donde:

I_{exis} = Índice existente

Δh = Diferencial de altura (m)

S_w = Longitud de influencia (m)

Donde la altura Δh es igual al nivel máximo menos el nivel mínimo.

$$\Delta h = H_{\text{max}} - H_{\text{min}}$$

Donde:

Δh = Diferencial de altura (m)

H_{max} = Altura máxima del agua (m)

H_{min} = Altura mínima del agua (m)

Este índice existente calculado se hará una comparación con el índice crítico de seguridad que será igual a:

$$I_{\text{crit}} = \frac{\gamma_p}{\gamma_w}$$

Donde:

I_{crit} = Índice crítico

γ_p = Peso específico del suelo en condiciones saturadas (ton/m³)

γ_w = Peso específico del agua (ton/m³)

La comparación que se hará es que el índice de seguridad existente tiene que ser menor que el crítico.

$$I_{\text{exis}} < I_{\text{crit}}$$

Además de estas comparaciones se muestra a continuación la última comparación donde el η debe ser mayor o igual a 1.3 y que es igual a la relación entre el índice crítico y el índice existente

$$\eta = \frac{I_{\text{crit}}}{I_{\text{exis}}} \geq 1.30$$

Donde:

η =Factor de seguridad

I_{crit} = Índice crítico

I_{exis} = Índice existente

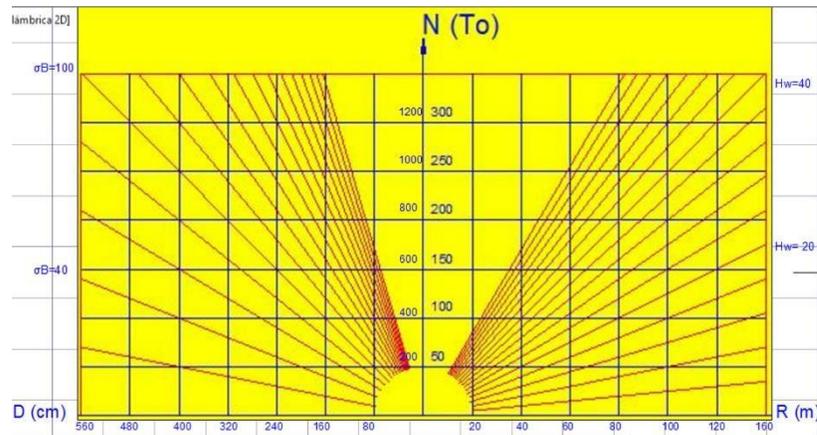
3.2.6. Verificación de la estabilidad interior

3.2.6.1. Dimensionamiento de la presa teniendo en cuenta la presión hidrostática

Con una presión estática interna que se pueden presentar dentro de los poros del hormigón ya que no es un material permeable por ende el hormigón estará sujeto a una tensión de trabajo.

Con la ayuda de un ábaco (figura 3.36) se hará una aproximación de los esfuerzos normales que se pueden dentro del cuerpo de presa pequeñas. Partimos de un determinado radio y con la altura útil del agua que nos ayudara a determinar una fuerza normal en toneladas. Una vez encontrada la normal y con el espesor del anillo el cual nos ayudara a determinar la tensión del hormigón (σ_B).

Figura 3. 36 Abaco de esfuerzos normales



La tensión existente tenemos que comparar que sea menor que la tensión admisible.

$$\sigma_B < \sigma_{adm}$$

Donde:

σ_B =tensión existente

σ_{adm} = tensión admisible

Donde la tensión admisible es dada por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_h}{D}$$

Donde:

σ_{adm} = tensión admisible

N_h = Fuerza normal (ton)

D = Espesor del anillo del núcleo central (m)

Y la fuerza normal se calcula de la siguiente manera:

$$N_h = \gamma_w \cdot H_t \cdot R$$

Donde:

N_h = Fuerza normal (ton)

γ_w = Peso específico del agua (ton/m³)

H_t = altura total de la presa (m)

R = Radio asumido del arco (m)

3.2.6.2. Dimensionamiento de la banda de la presa tomando en cuenta la carga suplementaria ejercida por la presión hidrostática en los aleros

Vamos a hacer una verificación a las dimensiones que le hemos dado a la presa sobre todo concentrándonos en el anillo superior de cierta manera tanto el anillo superior como el inferior son críticos el superior por ser el más esbelto y el inferior porque recibe la mayor carga hidrostática.

Entonces se hará una pequeña verificación de las dimensiones dadas partiendo de las siguientes hipótesis:

1° Primera hipótesis.- Que existe una distribución de carga triangular a lo largo de todo el coronamiento obviando el vertedero.

$$W_{f1} = \gamma_w * \frac{1}{2} * H_a$$

Donde:

W_{f1} = Carga de la presión en el coronamiento (ton/m)

γ_w = Peso específico del agua (ton/m³)

H_a = altura del aliviadero de la presa (m)

2° Segunda hipótesis.-El método supone que hay una incidencia directa del bando anterior con el bando superior es decir propone considerar un segundo carga de influencia por los menos a una altura igual a $\frac{1}{4}$ de la altura útil, entonces quiere decir que el ultima anillo no solo estará influenciado por su propia carga sino también por la cuarta parte del resto de la presa.

$$Wf_2 = \frac{1}{2} * \gamma_w \left(\frac{2}{4} + Ha \right)$$

Donde:

Wf_2 = Carga de la presión en el coronamiento influenciado por la cuarta parte de la presa (ton/m)

γ_w = Peso específico del agua (ton/m³)

Ha = altura del aliviadero de la presa (m)

Ha = altura útil de la presa (m)

Y la carga resultante será igual a:

$$Wf = Wf_1 + wf_2$$

Para puntualizar la carga se lo multiplicara la carga resultante por el radio de anillo.

$$N = Wf \cdot R$$

Donde:

N = Fuerza normal (ton)

Wf = Carga resultante de la presión hidrostática (ton/m)

R = Radio asumido del arco (m)

Ahora se procede a hacer la verificación donde el esfuerzo de trabajo existente debe ser menor que el esfuerzo admisible

$$\sigma_{\text{exis}} < \sigma_{\text{adm}}$$

Donde el esfuerzo existente estará dado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{\text{exis}} = \frac{N}{2 \cdot D}$$

Donde:

σ_{exis} = Esfuerzo existente (ton/m²)

N = Fuerza normal (ton)

D = Espesor del anillo (m)

En caso si fuera el esfuerzo existente sea mayor que el esfuerzo al admisible se puede jugar con las dimensiones de la presa o en otro caso mejorar la dosificación del hormigón.

3.2.6.3. Dimensionamiento tomando en cuenta la presión hidrostática para la avenida máxima.

Esta verificación al igual que en el anterior caso se hace para la presión hidrostática con la diferencia que en este caso se trabajara para una avenida máxima y de igual manera partiendo de las mismas hipótesis formuladas anteriormente.

1° Primera hipótesis.- Que existe una distribución de carga máxima triangular a lo largo de todo el coronamiento obviando el aliviadero.

$$W_m = \frac{3}{2} * H_a * \gamma_w$$

Donde:

W_m = Carga para una avenida máxima (ton/m)

H_a = altura del aliviadero de la presa (m)

γ_w = Peso específico del agua (ton/m³)

2° Segunda hipótesis.-El método supone que hay una incidencia directa del bando anterior con el bando superior es decir propone considerar un segundo carga de influencia por los menos a una altura igual a $\frac{1}{4}$ de la altura útil, entonces quiere decir que el ultima anillo no solo estará influenciado por su propia carga sino también por la cuarta parte del resto de la presa para este será para una avenida máxima nos propone la siguiente ecuación:

$$P = \lambda_a * \gamma_w * \left(\frac{H_s}{4} + H_a \right)$$

Donde:

P_e = Base del diagrama de distribución durante una avenida máxima (ton/m)

γ_s = Peso específico del suelo seco (ton/m²)

λ_a = Coeficiente de fricción del terreno

H_s = Altura útil de la presa (m)

H_a = Altura del vertedero de excedencias (m)

Y la carga de presión hidrostática para la avenida máxima será igual a:

$$E = 0.5 \cdot \left(\frac{H_s}{4} \right) \cdot \left(P_e + \frac{H_a}{2} \right)$$

Donde:

E = Carga de presión hidrostática para una avenida máxima (ton/m)

P_e = Base del diagrama de distribución durante una avenida máxima (ton/m²)

H_s = Altura útil de la presa (m)

H_a = Altura del vertedero de excedencias (m)

Para puntualizar la carga se suma las cargas de las hipótesis 1 y 2 mencionadas y se lo multiplicara por el radio de anillo.

$$N = (E + W_m) \cdot R$$

Donde:

N = Fuerza normal para una avenida máxima (ton)

E = Carga de presión hidrostática para una avenida máxima (ton/m)

W_m = Carga para una avenida máxima (ton/m)

R = Radio asumido del arco (m)

Para la verificación se compara que el esfuerzo de trabajo existente en el caso de avenida máxima debe ser menor que el esfuerzo admisible

$$\sigma_{\text{exis}} < \sigma_{\text{adm}}$$

Donde el esfuerzo existente estará dado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{\text{exis}} = \frac{N}{2 \cdot D}$$

Donde:

σ_{exis} = Esfuerzo existente (ton/m²)

N = Fuerza normal (ton)

D = Espesor del anillo (m)

3.2.6.4. Dimensionamiento de la presa considerando el empuje del suelo

Vamos a hacer la comprobación verificando el empuje del suelo estará dado por la ecuación:

$$\sigma_{B_{\text{exis}}} = \alpha \cdot \sigma_{\text{exis}}$$

Donde:

$\sigma_{B_{\text{exis}}}$ = Esfuerzo existente debido al empuje del suelo (ton/m²)

σ_{exis} = Tensión existente del hormigón (ton/m²)

α = coeficiente alfa

El coeficiente alfa es la relación entre la base del diagrama de distribución durante una avenida máxima y la presión del agua

$$\alpha = \frac{P_e}{P_{ws}}$$

Donde la presión del agua estará determinada por la altura tota de la presa multiplicada por el peso específico del agua.

$$P_{ws} = \gamma_w \cdot H_t$$

Donde:

P_w = Presión del agua (ton/m²)

γ_w = Peso específico del agua (ton/m³)

Ht= altura total de la presa (m)

Se debe verificar que el esfuerzo existente debido al empuje del suelo debe ser menor que el esfuerzo admisible.

$$\sigma_{Baxis} < \sigma_{adm}$$

3.2.7. Cálculos

Datos

$\Theta_i =$	30	°	Angulo de inclinación del estribo izquierdo
$\Theta_d =$	26	°	Angulo de inclinación del estribo derecho
T=	1	m	Espesor de atraque
Ht=	29	m	Altura total de la presa
Bp=	14,38	m	Ancho de la base de fundación
Hs=	27	m	Altura útil
Ha=	2	m	Altura del aliviadero
A=	10	m	Ancho de aliviadero
pp=	1		Talud del aliviadero
$\sigma_{sue} =$	250	Tn/m ²	Esfuerzo del suelo
$\phi =$	32	°	Angulo de fricción
$\gamma_{hc} =$	2,35	Tn/m ³	Peso específico del hormigón
$\gamma_s =$	2,35	Tn/m ³	Peso específico del suelo seco
$\gamma_w =$	1	Tn/m ³	Peso específico del agua
$\gamma_p =$	2,36	Tn/m ³	Peso específico de suelo húmedo
R=	113	m	Radio del arco
Ep=	380	Tn	Resistencia activa del suelo
S=	113,456	m	Cuerda del arco

Geometría de la presa

Condición de radio

1° Primera Condición.-

$$S \geq R$$

113,46 m > 113 m Cumple la condición

2° Segunda condición

$$f = R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{S}{2}\right)^2}$$

$$f = 18.079 \text{ m}$$

$$\frac{f}{S} \geq 0.13 \quad \frac{f}{S} = 0.133$$

0,133 m > 0,13 m Cumple la condición

Longitud del arco

Nivel 1

$$S = 113,456 \text{ m}$$

$$\text{sen}\left(\frac{\beta}{2}\right) = \frac{\frac{S}{2}}{R}$$

$$\beta = 60,27^\circ$$

$$L_c = R * \beta$$

$$L_c = 118,860 \text{ m}$$

Nivel 2

$$S = 103,83 \text{ m}$$

$$\text{sen}\left(\frac{\beta}{2}\right) = \frac{\frac{S}{2}}{R}$$

$$\beta = 55,84^\circ$$

$$L_c = R * \beta$$

$$L_c = 110,138 \text{ m}$$

Nivel 3

$$S = 94,40 \text{ m}$$

$$\text{sen}\left(\frac{\beta}{2}\right) = \frac{\frac{S}{2}}{R}$$

$$\beta = 49,38^\circ$$

$$Lc = R * \beta$$

$$Lc = 97,386 \text{ m}$$

Nivel 4

$$S = 82,97 \text{ m}$$

$$\text{sen} \left(\frac{\beta}{2} \right) = \frac{\frac{S}{2}}{R}$$

$$\beta = 43,08^\circ$$

$$Lc = R * \beta$$

$$Lc = 84,957 \text{ m}$$

Nivel 5

$$S = 71,53 \text{ m}$$

$$\text{sen} \left(\frac{\beta}{2} \right) = \frac{\frac{S}{2}}{R}$$

$$\beta = 36,90^\circ$$

$$Lc = R * \beta$$

$$Lc = 72,782 \text{ m}$$

Nivel 6

$$S = 60,11 \text{ m}$$

$$\text{sen} \left(\frac{\beta}{2} \right) = \frac{\frac{S}{2}}{R}$$

$$\beta = 30,85^\circ$$

$$Lc = R * \beta$$

$$Lc = 60,842 \text{ m}$$

Nivel 7

$$S = 48,67 \text{ m}$$

$$\operatorname{sen}\left(\frac{\beta}{2}\right) = \frac{S}{R}$$

$$\beta = 24,87^\circ$$

$$Lc = R * \beta$$

$$Lc = 49,054 \text{ m}$$

Nivel 8

$$S = 37,24 \text{ m}$$

$$\operatorname{sen}\left(\frac{\beta}{2}\right) = \frac{S}{R}$$

$$\beta = 18,97^\circ$$

$$Lc = R * \beta$$

$$Lc = 37,411 \text{ m}$$

Nivel 9

$$S = 25,11 \text{ m}$$

$$\operatorname{sen}\left(\frac{\beta}{2}\right) = \frac{S}{R}$$

$$\beta = 12,76^\circ$$

$$Lc = R * \beta$$

$$Lc = 25,162 \text{ m}$$

Nivel 10

$$S = 14,36 \text{ m}$$

$$\operatorname{sen}\left(\frac{\beta}{2}\right) = \frac{S}{R}$$

$$\beta = 7,29^\circ$$

$$L_c = R * \beta$$

$$L_c = 14,370 \text{ m}$$

Aliviadero

$$S = 10 \text{ m}$$

$$\text{sen} \left(\frac{\beta}{2} \right) = \frac{S}{R}$$

$$\beta = 5,07^\circ$$

$$L_c = R * \beta$$

$$L_c = 10,003 \text{ m}$$

Espesor de los anillos

1° Primera condición

$$H_s + H_a \leq 3 \quad D_{\min} = 0,4$$

2° Segunda condición

$$3 \leq H_s + H_a \leq 12 \quad D_{\min} = 0,2 + \frac{H_s + H_a}{15}$$

3° Tercera condición

$$H_s + H_a > 12 \quad D_{\min} = 1$$

$17 + 10 = 27 > 12$ Corresponde a la tercera condición que el diámetro debe ser mayor o igual a 1

$$D = 5,60 \text{ m}$$

Cargas

Peso Propio

Volumen del arco

$$V = D \cdot \left[Ht \cdot Lc + \left(\frac{Lc}{2} - \frac{A}{2} - Ha \cdot pp \right) \cdot 0.5 \cdot Ha - \left(\frac{Lc}{2} - \frac{Bp}{2} \right) \cdot (Ht - 1.5) \cdot 0.5 \cdot Ha - (A + Ha \cdot pp) \cdot Ha \right]$$

$$V = 11417,132 \text{ m}^3$$

Peso propio

$$P.P._1 = V \cdot \gamma_{hc}$$

$$PP_1 = 26830,259 \text{ Tn}$$

$$N = \frac{PP_1}{2} * \frac{1}{\cos(\emptyset)}$$

$$Ni = 15490,457 \text{ Tn}$$

$$Nd = 14925,669 \text{ Tn}$$

Presión Hidrostática

$$Wi = \gamma_w \cdot Ht^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) \cdot R - \gamma_w \cdot Ha^2 \cdot R \cdot \sin\left(\frac{\beta a}{2}\right)$$

$$W1 = \gamma_w \cdot Ht^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta 1}{2}\right) \cdot R - \gamma_w \cdot Ha^2 \cdot R \cdot \sin\left(\frac{\beta a}{2}\right)$$

$$W_1 = 6018,38 \text{ Tn}$$

$$W2 = \left(\gamma_w \cdot Ht^2 \cdot R \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) - \gamma_w \cdot Ht^2 \cdot R \cdot \sin\left(\frac{\beta 1}{2}\right) \right) \cdot \frac{1}{8}$$

$$W_2 = 5208,734 \text{ Tn}$$

Presión hidrostática

$$W_o = W1 + 2 \cdot W2$$

$$W_o = 16435,847 \text{ Tn}$$

Presión del agua sobre los aleros de la presa

$$W_{of} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot H_a \cdot (L_c - A - H_a \cdot pp)$$

$$W_{of} = 213,720 \text{ Tn}$$

Presión durante la avenida máxima

$$W_m = 3 \cdot W_{of}$$

$$W_m = 641,161 \text{ Tn}$$

Presión activa del terreno

Coefficiente de fricción del terreno

$$\lambda_a = \tan\left(45 \text{ deg} - \frac{\varphi}{2}\right)^2$$

$$\lambda_a = 0.307$$

Resistencia del suelo

$$P_e = \lambda_a \cdot \gamma_s \cdot (H_s + H_a)$$

$$P_e = 20,94 \text{ Ton/m}^2$$

Presión hidrostática

$$P_w = \gamma_w (H_s + H_a)$$

$$P_w = 29 \text{ Ton/m}^2$$

Coefficiente de resistencia

$$\alpha = 0.722$$

Solicitaciones activa de terreno.

Presión hidrostática total.

$$E_o = \alpha \cdot W_o$$

$$E_o = 11867,627 \text{ Tn}$$

$$\alpha = \frac{P_e}{P_w}$$

Presión hidrostática cuando la carga se concentra en el punto más bajo.

$$E_1 = \alpha \cdot W_1$$

$$E_1 = 4345,617 \text{ Tn}$$

Presión hidrostática cuando la carga se concentra en el punto más alto.

$$E_2 = \alpha \cdot W_2$$

$$E_2 = 3761,005 \text{ Tn}$$

Presión hidrostática sobre los aleros de la presa

$$E_3 = \alpha \cdot W_{of}$$

$$E_3 = 154,318 \text{ Tn}$$

Calculamos la presión activa del terreno que será igual a la siguiente ecuación:

$$E_h = E_o - E_3$$

$$E_h = 11713,309 \text{ Tn}$$

Resistencia de los estribos o flancos de los valles

Cálculo del rozamiento

$$R_p = P P_1 * \frac{\tan(\varphi)}{\cos(\theta)}$$

$$R_{pi} = 19359,024 \text{ Tn}$$

$$R_{pd} = 18653,224 \text{ Tn}$$

$$W_{flancos} = E_p + R_p$$

$$W_{flancos (izq.)} = 19739,024 \text{ Tn}$$

$$W_{flancos (der)} = 19033,224 \text{ Tn}$$

Estática exterior

Resistencia al deslizamiento

Caso 1. Presa no llena, lecho de torrente no colmatada, flancos del valle intactos

El coeficiente $\eta > 1.20$

$$\eta = \frac{(E_p + R_p)}{W_o}$$

$$\eta_i = 1.20$$

$$\eta_d = 1.20$$

Caso 2. Lecho colmatado, flancos del valle intactos.

$$\eta = \frac{E_p + R_p}{W_m + E_o - E_3}$$

$$\eta_i = 1.59$$

$$\eta_d = 1.54$$

Caso 3. Lecho colmatado, flancos del valle delezables

$$\eta = \frac{E_p + R_p}{W_{of} + E_o - E_3}$$

$$\eta_i = 1.62$$

$$\eta_d = 1.56$$

Aplastamiento horizontal del suelo de fundación

Caso 1 Solicitación normal por la presión hidrostática

$$N = \gamma_w \cdot H_s \cdot R$$

Caso 2 Presión de máxima avenida sobre los aleros

$$N_{max} = 3 \cdot \gamma_w \cdot H_a \cdot R$$

Espesor de los atraques

$$Dk = \frac{N}{\sigma_{suelo}}$$

Características				Solicitaciones Normales		Fluido Lleno	
H (bloque) (m)	Nº	Hs(m)	σ_{suelo} (Tn/m ²)	N (Tn/m)	Dk (m)	N (Tn/m)	Dk
2	1	2	250	226	0,904	1695	6,780
3	2	5	250	565	2,260	1695	6,780
3	3	8	250	904	3,616	x	x
3	4	11	250	1243	4,972	x	x
3	5	14	250	1582	6,328	x	x
3	6	17	250	1921	7,684	x	x
3	7	20	250	2260	9,040	x	x
3	8	23	250	2599	10,396	x	x
3	9	26	250	2938	11,752	x	x
3	10	29	250	3277	13,108	x	x

Espesor de la grada = 0.20 m

H(bloque)	Nº	Altura B	Espesor D	ED (base)	Dk	Dk const.
2	1	29	5,60	5,60	6,780	12,00
3	2	27	5,60	5,80	6,780	12,20
3	3	24	5,60	6,00	6,780	12,40
3	4	21	5,60	6,20	6,780	12,60
3	5	18	5,60	6,40	6,780	12,80
3	6	15	5,60	6,60	6,780	13,00
3	7	12	5,60	6,80	6,780	13,20
3	8	9	5,60	7,00	6,780	13,40
3	9	6	5,60	7,20	6,780	13,60
3	10	3	5,60	7,40	6,780	13,80

Aplastamiento vertical del suelo de fundación

$$L_{\text{flanco}} = \frac{H_t}{\text{sen}(\theta)}$$

$$F_{\text{flanco}} = L_{\text{flanco}} \cdot D$$

$$F_{\text{flanco (izq.)}} = 324,80 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{flanco (der)}} = 370,46 \text{ m}^2$$

Esfuerzo de contracción debido al peso propio.

$$\sigma_c = \frac{N}{F_{\text{flanco}}}$$

$$\sigma_c < \sigma_{\text{suelo}}$$

$$\sigma_c(\text{izq.}) = 47,69 \text{ Tn/m}^2 < 120 \text{ Tn/m}^2 \quad \sigma_c(\text{der})$$

$$= 40,29 \text{ Tn/m}^2 < 120 \text{ Tn/m}^2 \text{ Seguridad de}$$

los flancos a los pies del valle

$$S_w = 2 \cdot T + ED_{\text{base}}$$

$$S_w = 9,40 \text{ m}$$

$$\Delta h = H_{\max} - H_{\min}$$

$$\Delta h = 17,00 \text{ m}$$

$$I_{\text{exis}} = \frac{\Delta h}{S_w}$$

$$I_{\text{exist}} = 1,81$$

$$I_{\text{crit}} = \frac{\gamma_p}{\gamma_w}$$

$$I_{\text{crit}} = 2,36$$

$$I_{\text{exis}} < I_{\text{crit}}$$

$$I_{\text{exist}} = 1,81 < I_{\text{crit}} = 2,36$$

$$\eta = \frac{I_{\text{crit}}}{I_{\text{exis}}} \geq 1,30$$

$$\eta = 1,30 \geq 1,30$$

Verificación de la estabilidad interior

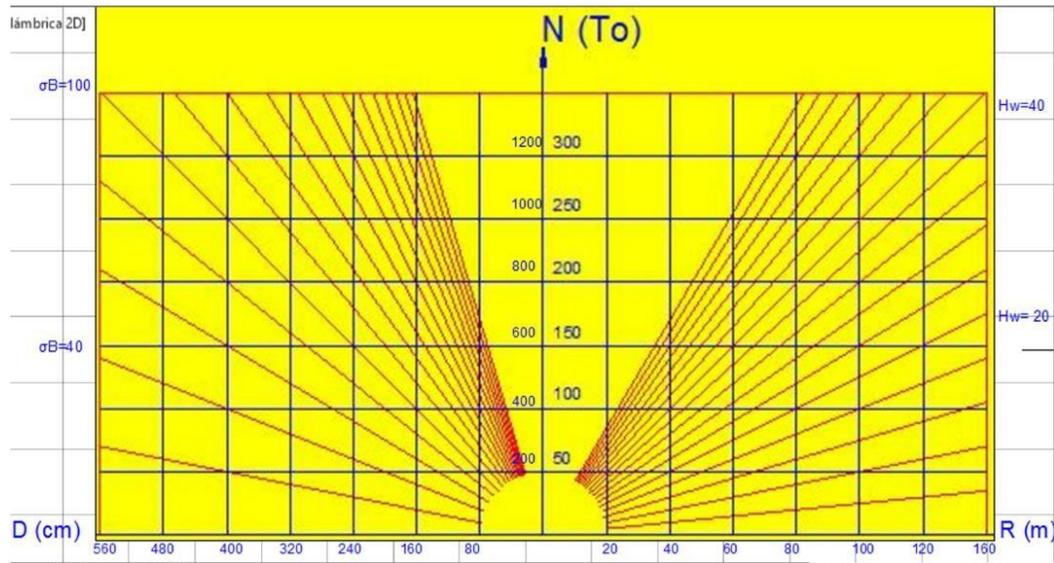
Dimensionamiento de la presa teniendo en cuenta la presión hidrostática

$$H_w = 27 \text{ m}$$

$$R = 113 \text{ m}$$

Con estos datos se ingresa al ábaco

Figura 3. 37 Abaco de esfuerzos normales



$$N = 625,00 \text{ Tn}$$

Con el D en centímetros y la normal encontrada se ingresa al ábaco

$$\sigma_b = 56,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N_h = \gamma_w \cdot H_t \cdot R$$

$$N_h = 3277,00 \text{ Tn/m}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{N_h}{D}$$

$$\sigma_{adm} = 585,18 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{adm} = 58,52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_B < \sigma_{adm}$$

$$56,25 \text{ Kg/cm}^2 < 58,52 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensionamiento de la banda de la presa tomando en cuenta la carga suplementaria ejercida por la presión hidrostática en los aleros

$$Wf_1 = \gamma_w * \frac{1}{2} * Ha^2$$

$$Wf_1 = 2,00 \text{ Tn/m}$$

$$Wf_2 = \frac{1}{2} * \gamma_w \left(\frac{H_s}{4} + Ha \right)^2$$

$$Wf_2 = 38,28 \text{ Tn/m}$$

Y la carga resultante será igual a: $Wf = Wf_1 + wf_2$

$$Wf = 40,28 \text{ Tn/m}$$

$$N = Wf \cdot R$$

$$N = 4551,78 \text{ Tn}$$

$$\sigma_{\text{axis}} = \frac{N}{2 \cdot D}$$

$$\sigma_{\text{axis}} = 406,41 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{\text{axis}} = 40,64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{axis}} < \sigma_{\text{adm}}$$

$$40,64 \text{ Kg/cm}^2 < 58,52 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensionamiento tomando en cuenta la presión hidrostática para la avenida máxima.

$$W_m = \frac{3}{2} * Ha^2 * \gamma_w$$

$$W_m = 6 \text{ Tn/m}$$

$$Pe = \lambda_a * \gamma_s * \left(\frac{H_s}{4} + Ha \right)$$

$$Pe = 6,32 \text{ Tn/m}^2$$

La carga de presión hidrostática para la avenida máxima será igual a:

$$E = 0.5 \cdot \left(\frac{H_s}{4} \right) \cdot \left(Pe + \frac{Ha}{2} \right)$$

$$E = 24,69 \text{ Tn/m}$$

Para puntualizar la carga se suma las cargas de las hipótesis 1 y 2 mencionadas y se lo multiplicara por el radio de anillo.

$$N = (E + Wm) \cdot R$$

$$N = 3468,90 \text{ Tn}$$

Donde el esfuerzo existente estará dado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{\text{axis}} = \frac{N}{2 \cdot D}$$

$$\sigma_{\text{axis}} = 309,72 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{\text{axis}} = 30,97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{axis}} < \sigma_{\text{adm}}$$

$$30,97 \text{ Kg/cm}^2 < 58,52 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensionamiento de la presa considerando el empuje del suelo

$$P_{ws} = \gamma_w \cdot H_t$$

$$P_{ws} = 29 \text{ Tn/m}^2$$

$$\alpha = \frac{P_e}{P_{ws}}$$

$$\alpha = 0.218$$

$$\sigma_{B_{\text{axis}}} = \alpha \cdot \sigma_{\text{axis}}$$

$$\sigma_{B_{\text{axis}}} = 12,26 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_{B_{\text{axis}}} < \sigma_{\text{adm}}$$

$$12,26 \text{ Kg/cm}^2 < 58,25 \text{ Kg/cm}^2$$

3.2.8. Resultados

Estática exterior

Resistencia al deslizamiento

Caso 1. Presa no llena, lecho de torrente no colmatada, flancos del valle intactos

El coeficiente $\eta > 1.20$

$$\eta = \frac{(E_p + R_p)}{W_o}$$

$$\eta_i = 1.20$$

$$\eta_d = 1.20$$

Caso 2. Lecho colmatado, flancos del valle intactos.

$$\eta = \frac{E_p + R_p}{W_m + E_o - E_3}$$

$$\eta_i = 1.59$$

$$\eta_d = 1.54$$

Caso 3. Lecho colmatado, flancos del valle deleznales

$$\eta = \frac{E_p + R_p}{W_{of} + E_o - E_3}$$

$$\eta_i = 1.62$$

$$\eta_d = 1.56$$

Esfuerzo de contracción debido al peso propio.

$$\sigma_c(\text{izq.}) = 47,69 \text{ Tn/m}^2 < 120 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_c(\text{der}) = 40,29 \text{ Tn/m}^2 < 120 \text{ Tn/m}^2$$

Seguridad de los flancos a los pies del valle

$$I_{exis} < I_{crit}$$

$$I_{exist} = 1,81 < I_{crit} = 2,36$$

$$\eta = \frac{I_{crit}}{I_{exist}} \geq 1.30$$

$$\eta = 1.30 \geq 1.30$$

Verificación de la estabilidad interior

Dimensionamiento de la presa teniendo en cuenta la presión hidrostática

$$\sigma_B < \sigma_{adm}$$

$$56,25 \text{ Kg/cm}^2 < 58,52 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensionamiento de la banda de la presa tomando en cuenta la carga suplementaria ejercida por la presión hidrostática en los aleros

$$\sigma_{axis} < \sigma_{adm}$$

$$40,64 \text{ Kg/cm}^2 < 58,52 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensionamiento tomando en cuenta la presión hidrostática para la avenida máxima.

$$\sigma_{axis} < \sigma_{adm}$$

$$30,97 \text{ Kg/cm}^2 < 58,52 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensionamiento de la presa considerando el empuje del suelo

$$\sigma_{Baxis} < \sigma_{adm}$$

$$12,26 \text{ Kg/cm}^2 < 58,25 \text{ Kg/cm}^2$$

CAPITULO 4

COMPARACIÓN TÉCNICA ECONÓMICA DE AMBAS PRESAS

4.1.Introducción

En este capítulo se presenta la comparación técnica económica de ambas presas explicadas en anteriores capítulos con el fin de remarcar las diferentes ventajas y desventajas de ambos tipos de presas de tal manera que se pueda identificar cuál es la más óptima para su construcción.

Para explicar las comparaciones se debe considerar que la presa en arco se construye con el método de hormigón convencional y la presa se gravedad con el método de hormigón compactado por medio de rodillos.

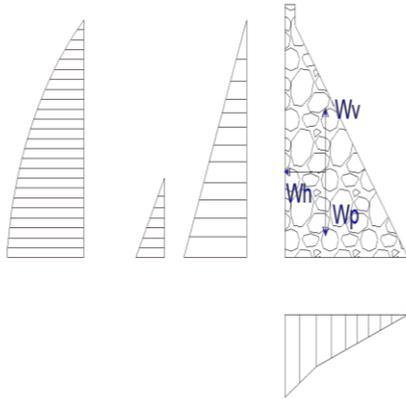
4.2.Comparación técnica

4.2.1. Comparación de diseño de las dos alternativas

 PRESA DE GRAVEDAD HORMIGON COMPACTADO CON RODILLO	PRESA EN ARCO DE HORMIGON SIMPLE
<p>El diseño de la presa se gravedad HCR depende por completo de su peso propio para su estabilidad y trabaja como un sistema de ménsulas independiente por esta razón el volumen de hormigón es muy importante y su geometría de la sección transversal.</p> <p>Y el método de diseño se llama análisis coeficiente sísmico o más comúnmente conocido como el método de análisis pseudoestático porque el diseño es en dos dimensiones. El diseño es similar al de</p>	<p>El diseño de la presa de arco es una presa de hormigón sólido, donde su trabajo reside básicamente por la acción de los arcos, en su forma curva horizontal trabaja contra la corriente del agua, estas secciones horizontales están compuestas por un radio constante en nuestro caso, para adaptarse así mejor a las laderas y transmitir de una forma adecuada las cargas al macizo rocoso. Se dispuso que la parte exterior del macizo de apoyo quede comprendido en un ángulo mayor o igual a 30° de acuerdo a recomendaciones</p>

muro de contención y las cargas principales que soporta son: Presión del agua, presión de sedimento, subpresión y sismo.

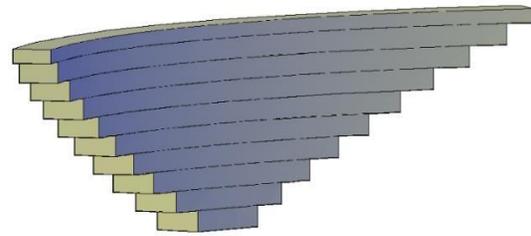
Figura 4. 1 Presa de gravedad



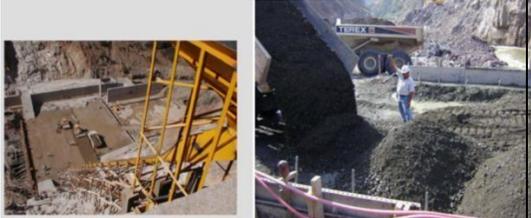
establecidas, de tal manera así poder transmitir las compresiones al macizo rocoso a través de ese cono semiángulo.

Por lo tanto el diseño de esta presa de arco se lo realizó mediante la teoría del cilindro donde se supone que cada arco trabaja independiente de los demás y que se apoya libremente en los estribos.

Figura 4. 2 Presa de arco



4.2.2. Comparación de la puesta en obra del hormigón

 PRESA DE GRAVEDAD HORMIGON COMPACTADO CON RODILLO	PRESA EN ARCO DE HORMIGON SIMPLE
<p>Para la presa de gravedad la puesta en obra del hormigón abarcara los siguientes pasos: Transporte desde la planta de fabricación a la presa, transporte en el interior de la presa, extendido y compactaron. Por la razón de que la presa está construida con el método de hormigón compactado por medio de rodillo (RCC = Roller Compacted Concrete).</p>	<p>En la presa en arco la puesta de hormigón constituirá la organización de los siguientes medios alternativos a ser el colocado mediante grúas torre en las zonas altas de la presa, como también contara de la reubicación de dichas grúas en lugares estratégicos donde se alcance un perímetro efectivo de trabajo, una vez terminados los encofrados se procederá a la puesta y vibración de la primera tongada de hormigón por capas de 50 centímetros hasta llegar a los 1.5 metros de hormigón, este sistema de colocado del hormigón se realiza con estas dimensiones debido al calor de hidratación ya que la norma ACI considera como hormigón masivo y con un calor de hidratación hormigones mayores de 0.9 centímetros de altura, siendo así recomendable tomar este tipo de dimensiones en la puesta del hormigón.</p>
<p><i>Figura 4. 3 Puesta de hormigón en la presa de gravedad HCR</i></p> 	<p><i>Figura 4. 4 Puesta de hormigón en la presa en arco</i></p> 

4.2.3. Comparación de juntas

PRESA DE GRAVEDAD HORMIGON COMPACTADO CON RODILLO	PRESA EN ARCO DE HORMIGON SIMPLE
<p>Para la presa de gravedad construida con el método de hormigón compactado por medio de rodillo (RCC = Roller Compacted Concrete). Solo se tendrá juntas verticales transversales y estas se construyen en cada tongada y el sistema actualmente más utilizado es el de la junta hincada. La junta transversal debe impermeabilizarse colocando dos bandas de PVC (también llamados Wáter Stop), o una de PVC y otra de cobre. La disposición y las distancias entre dichas bandas estancas no son distintas a las utilizadas en dichas presas.</p>	<p>Las presa en arco se construye por bloques, la cual representa una ventaja por estar en un libre juego de dilataciones y contracciones que ocurren por efecto de los cambios de temperatura, estas juntas se construyen en intervalos regulares de 10m colocando así una barrera impermeable llamados Wáter Stop la cual solo trabajará como junta impermeabilizante y como barrera en el sistema de inyección lo que no sucede en presas de gravedad HCR por trabajar esta junta de PVC estirándose y contraendose con la presa. Estas juntas radiales absorbe el esfuerzo tangencial en su mayor parte absteniéndose del uso de redientes de corte.</p>

4.2.4. Comparación del método de colocación de inyecciones

PRESA DE GRAVEDAD HORMIGON COMPACTADO CON RODILLO	PRESA EN ARCO DE HORMIGON SIMPLE
<p>Para la presa de gravedad HCR el sistema de inyección para la fundación se lo realizará después de la culminación de la construcción de la presa por la razón de que cuando se terminó de construir la presa la inyección será mejor, dado que la inyección es a presión y al llenar los espacios vacíos de la fundación rebasará y tendrá un contacto directo con el cuerpo de la presa y el sello será mejor con la estructura.</p>	<p>Paras las presas en arco el sistema de inyecciones se lo realiza entre las juntas radiales creando el monolitismo de presa en arco y al mismo tiempo la formación de un sistema de arco ménsula, el sistema de inyecciones se lo realizará por medio de conductos previamente construidos en la puesta de las tongadas de hormigón, como también se realizará unas inyecciones en la base de la fundación llenando los espacios vacíos de las discontinuidades de la roca de fundación y así creando una pantalla impermeable.</p>

4.2.5. Comparación de los componentes de la presa

4.2.5.1. Aliviadero

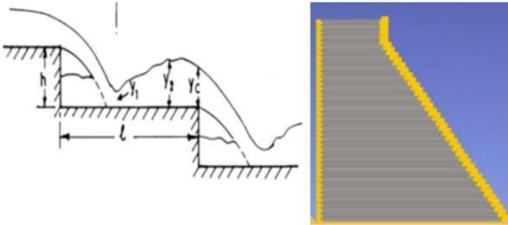
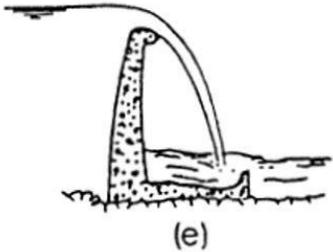
PRESA DE GRAVEDAD HORMIGON COMPACTADO CON RODILLO	PRESA EN ARCO DE HORMIGON SIMPLE
<p>Para la presa de gravedad el aliviadero estará construido con el mismo HCR que la presa, y cuyo paso será escalonado dado que es parte del cuerpo de la presa, con las dimensiones de 0.6m de altura y 0.45m de ancho. Y también porque tiene una función bastante óptima para la disipación de energía del aliviadero.</p>	<p>Para la presa de arco el aliviadero estará construido con el mismo hormigón convencional que la presa, cuya ubicación estará en el centro del cuerpo de la presa tomando en cuentas las distintas presas de arco analizadas y se acomoda perfectamente a la estructura principal. Son estructuralmente una caja rectangular abierta en la parte superior y también aguas abajo de donde el chorro de agua cae libremente en la cuenca.</p> <p>El vertedero es de caída libre es el más adecuado para la presa de arco, la mayor importancia en el diseño es la profundidad aguas debajo de la presa, o la fuerza de impacto en la cuenca que amortigua a los pies de la presa para lo cual se debe construir un cuenco disipador</p>
<p><i>Figura 4. 5 Vertedero escalonado de la presa HCR</i></p> 	<p><i>Figura 4. 7 Disipación de energía del agua</i></p> 

Figura 4. 6 Presa Cañada de hormigón compactado con rodillo



Puesta en servicio de la presa "La Cañada" de H.R.C.

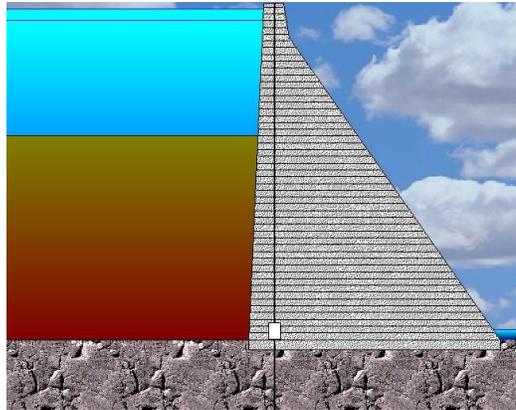
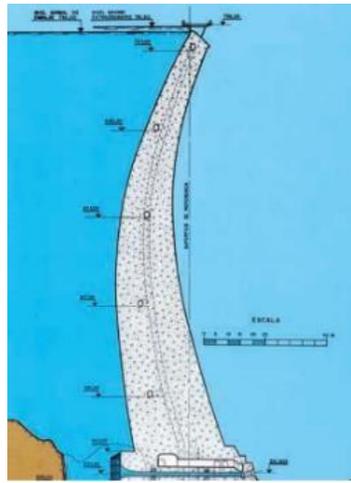
Figura 4. 8 Vista de del vertedero de excedencias



4.2.5.2. Cuerpo de la presa

PRESA DE GRAVEDAD HORMIGON COMPACTADO CON RODILLO	PRESA EN ARCO DE HORMIGON SIMPLE
El volumen de hormigón total necesario para su construcción de la presa de gravedad es de 15898,51 m ³ y un volumen de excavación total necesario para su construcción de la presa de gravedad es de 1947,68 por tanto se tiene que el volumen de la presa de gravedad superar en un 32.65% al volumen de la presa en arco	El volumen de hormigón total necesario para su construcción de la presa en arco es de 10707,98 m ³ y el volumen de excavación total necesario para su construcción de la presa en arco es de 936 m ³ .

4.2.5.3. Galerías

<p>PRESA DE GRAVEDAD HORMIGON COMPACTADO CON RODILLO</p>	<p>PRESA EN ARCO DE HORMIGON SIMPLE</p>
<p>Para la presa de gravedad construida con el método de hormigón compactado por medio de rodillo (RCC = Roller Compacted Concrete). La galería estará ubicada en la parte del paramento aguas arriba de la presa, para que no produce una disminución del rendimiento de colocación del HCR en las tongadas. Y no interfiera a los equipos móviles de transporte, extendido y compactación del HCR. La galería perimetral se empotrará en el terreno y se construirá primero en su totalidad antes de la colocación del HCR, y será de hormigón convencional.</p> <p><i>Figura 4. 9 Vista en galería en la presa de gravedad</i></p> 	<p>En las presas en arco las galerías se colocan en la parte media y no representa dificultad en el hormigonado por ser estos compactados sin el uso de elementos pesados de compactación y realizar estas estructuras mediante encofrados curvos tradicionales y losas prefabricadas dichas galerías se encontraran a una distancia menor a 5 veces el espesor de la presa, para no crear tensiones desfavorables en el interior de la misma, por consiguiente sirve también como acceso para inspección y para la recolección de datos de instrumentación.</p> <p><i>Figura 4. 10 Vista en galería en la presa de arco</i></p> 
<p>4.2.5.4. Descargador de fondo</p>	<p>ídem</p>

4.2.5.5. Obra de toma

ídem

4.2.6. Comparación de los materiales

PRESA DE GRAVEDAD HORMIGON COMPACTADO CON RODILLO	PRESA EN ARCO DE HORMIGON SIMPLE
<p>Agregado grueso y fino El rango de TMA utilizado en las presas de HCR se encuentra entre 38,5 y 75 mm, aunque tamaños mayores hasta 150 mm y menores de 40 mm han sido utilizados y la cantidad de material fino que necesariamente pasa la malla 200 se establece un porcentaje entre 4 % al 10%.</p> <p>Cemento El contenido de material cementico empleado en la construcción de presas de HCR son de bajas cuantías variando comúnmente entre 60 kg/m³ a 150 kg/m³</p> <p>Agua El contenido de agua de los HCR oscila habitualmente entre los 90 kg/m³ y los 120 kg/m³.</p>	<p>Agregado grueso y fino El rango de TMA utilizado en las presas de hormigón convencional es de 32 mm en algunos casos con áridos redondeados cuyo tamaño máximo sea de 50mm a 20mm se obtienen buenos resultados mediante granulometrías continuas que siguen la parábola de Fuller.</p> <p>Cemento El contenido de cemento empleado en la construcción de presas de hormigón convencional H21 recomendado es de 340 kg/m³ como mínimo.</p> <p>Agua El contenido de agua para los hormigones convencionales oscila habitualmente entre los 155 kg/m³ a 200 kg/m³.</p>

4.3.COMPARACIÓN ECONÓMICA

4.3.1. Análisis de precios unitarios

4.3.2. Listado de actividades

PRESA DE GRAVEDAD HCR

N°	Actividad	Unidad
1	Instalación de faenas	Global
2	Replanteo y control topográfico	Global
3	Excavación en roca cimiento	m ³
4	Hormigón compactado con rodillo	m ³
5	Junta vertical Water Stop	ml

PRESA DE ARCO DE HORMIGON SIMPLE

N°	Actividad	Unidad
1	Instalación de faenas	Global
2	Replanteo y control topográfico	Global
3	Excavación en roca cimiento	m ³
4	Hormigón simple H21 para fundación	m ³
5	Hormigón simple H21 para presa	m ³
6	Junta vertical Water Stop	ml

4.3.2.1.Cómputos métricos

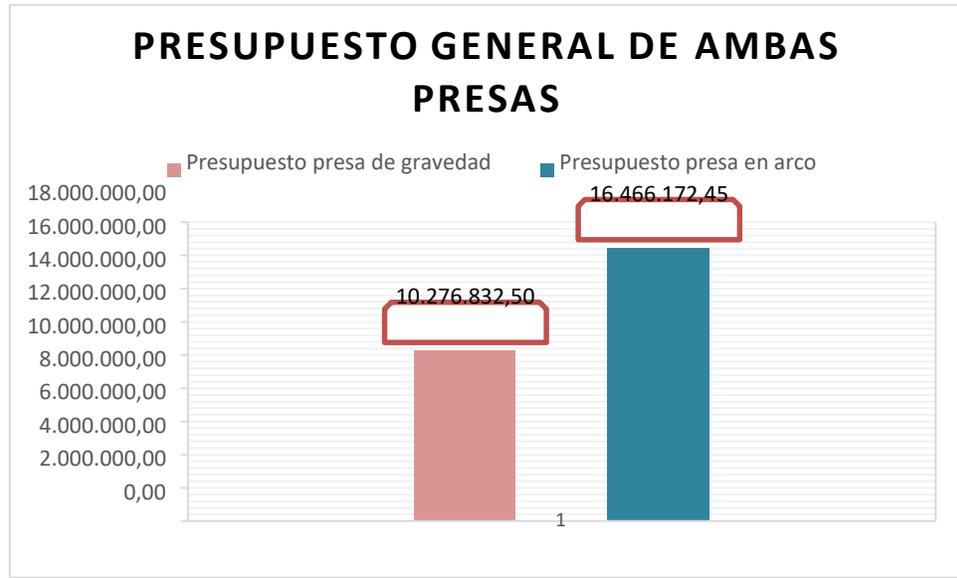
La actividad de cómputos métricos es un estudio minucioso de todos los elementos del proyecto, para determinar qué cantidad de materiales y qué cantidad de obra requiere y por supuesto cuánto costará hacer realidad ese proyecto (Ver planilla de cálculo en el anexo 1).

4.3.2.1. Análisis de precios unitarios

El análisis de precio unitario es el costo de una actividad por unidad de medida escogida. Usualmente se compone de una valoración de los materiales, la mano de obra, equipos y herramientas (Ver planilla de cálculo en el anexo 2).

En el análisis de precio unitario del hormigón para ambas presas no se tomó en cuenta los encofrados debido a que ambos utilizan encofrados auto trepante.

4.3.2.2.Presupuesto general



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- Se concluye que la mejor alternativa para la construcción de la presa Zurita es la presa de gravedad HCR debido a los siguientes parámetros decisivos para dicha elección :

En cuanto a la comparación económica la presa de gravedad de HCR es la más económica con un costo de 10.276.832,50 Bs y la presa en arco de hormigón simple es de 28.221.684,46 Bs a pesar de que de la presa en arco demandando menor volumen pero tiene mayor costo por m³ de hormigón.

En la parte constructiva, se puede ver que la presa de gravedad HCR muestra mayores ventajas para su construcción en cuanto a la puesta de hormigón con maquinaria y por ende la utilización de menor cantidad de mano de obra obteniendo así mayores rendimientos.

En lo referente a la seguridad las presas de gravedad HCR son más seguras ante fenómenos extremos, fue diseñada en base a combinaciones de la norma española (SPANCOLD) las cuales fueron analizadas para una carga de sismo, que a diferencia de la presa en arco el método utilizado no lo toma en cuenta.

- Por otro lado en cuanto a la influencia del cemento, material preponderante en el hormigón tanto en la presa en arco como en la de gravedad se pudo constatar que para la presa de gravedad se utiliza menor cantidad de cemento y por ende según el análisis de precio unitario, el m³ de hormigón tiene menor costo.

- Las cargas que afectan a la estabilidad de la presa en arco son la presión del agua y sedimentos y solo se hizo una verificación al deslizamiento pero se hizo la verificación de varios esfuerzos actuantes en la presa a diferencia de la

presa de gravedad se diseña para los casos más comunes de falla por vuelco y deslizamiento pero en este caso se eligieron varias combinaciones de carga según la probabilidad de ocurrencia en normal, accidental y extremo establecido por la SPANCOLD.

↗ Al hacer el análisis de estabilidad se obtuvo los siguientes datos:

situación normal un factor de seguridad al vuelco de 1.84 y para el factor de seguridad al deslizamiento de 1.47 ,

situación accidental un factor de seguridad al vuelco de 1.65 y para el factor de seguridad al deslizamiento de 1.57,

situación extrema un factor un factor de seguridad al vuelco de 1.79 y para el factor de seguridad al deslizamiento de 1.46

Los resultados cumplieron con los factores recomendados por las normas establecidas por la SPANCOLD donde el factor de seguridad al vuelco tenía que ser mayor a 1.50 y el factor de seguridad al deslizamiento que tenía que ser mayor a 1.20 con esto demostrando que la presa es segura ante el deslizamiento y el vuelco.

↗ Al realizar el análisis de estabilidad de la presa de en arco se verifico solo al deslizamiento utilizando tres estados de carga de los cuales se obtuvo los siguientes datos :

situación normal se tiene un factor de seguridad de 1.20,

presión de máxima avenida sobre los aleros se tiene un factor de seguridad de 1.54,

caso catástrofe se tiene un factor de seguridad de 1.56

Los resultados cumplieron con los factores recomendados por las normas establecidas para presas en arco de acuerdo al curso post grado dictado en la cámara de construcción de Tarija, donde el factor de seguridad al deslizamiento que tenía que ser mayor a 1.20 con esto demostrando que la presa es segura ante el deslizamiento la verificación al vuelco no se lo realizo

debido a que la presa en arco trabaja como una viga empotrada que está restringida de este movimiento.

↗ Se realizó las siguientes verificación de esfuerzos a los que está sometido

Dimensionamiento de la presa teniendo en cuenta la presión hidrostática

$$56,25 \text{ Kg/cm}^2 < 58,52 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensionamiento de la banda de la presa tomando en cuenta la carga suplementaria ejercida por la presión hidrostática en los aleros

$$40,64 \text{ Kg/cm}^2 < 58,52 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensionamiento tomando en cuenta la presión hidrostática para la avenida máxima.

$$30,97 \text{ Kg/cm}^2 < 58,52 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensionamiento de la presa considerando el empuje del suelo

$$12,26 \text{ Kg/cm}^2 < 58,25 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde todos los esfuerzos analizados son menores al esfuerzo admisible $\sigma_c < \sigma_{\text{suelo}}$ estos resultados que cumplieron con las recomendaciones por las normas establecidas para presas en arco de acuerdo al curso de post grado dictado en la cámara de construcción de Tarija entonces cumple la condición expresa de que las laderas resisten bien.

↗ Existe muchas limitaciones para la obtención de información de datos base como para el diseño y construcción de presas arco dado que son estructuras que no se construyen corrientemente en nuestro país.

↗ El método construcción del cuerpo de las presas son totalmente diferentes dado que en la presa de arco se construye por dovelas verticales y la presa de gravedad por tongadas de 30 cm divididas por calles.

RECOMENDACIONES

- ↗ Se recomienda que para este tipo de cierre y debido a sus características geotécnicas se puede emplazar tanto la presa en arco como presa de gravedad ya que estas exigen fundación rocosa.
- ↗ Se recomienda utilizar la rápida escalonada en los vertederos de las presas, por ser estas bastante eficientes en la disipación de la energía del agua y para la presa en arco el vertedero que sea caída libre o salto ski.
- ↗ En el replanteo de la geometría para la presa de arco se recomienda un continuo seguimiento de la forma de los arcos en la construcción mediante un topógrafo calificado.
- ↗ Se recomienda realizar la excavación de una manera minuciosa para objeto de conocer el estado de la roca de cimiento realizando una excavación previa hasta descubrir la roca de calidad suficiente para cimentar ya que de ella depende la estabilidad de ambas presas.
- ↗ Se recomienda en la presa de gravedad colocar siempre drenaje para disminuir la carga de subpresión del agua en la cimentación.
- ↗ Se recomienda la inyección aunque no sea perfecta entre bloques ménsula, por posibles crecidas, y para contrarrestar este efecto con la formación monolítica del arco y ménsula.
- ↗ Para realizar un vaciado masivo del hormigón por bloques se recomienda un sistema de enfriamiento por tuberías controlando el calentamiento por fraguado del bloque vaciado.
- ↗ Los diversos libros recomiendan para la presa en arco, el vertedero de excedencias deba estar ubicado en los extremos de los arcos o estribos,

mientras que para la presa en gravedad lo aconsejable es que este incorporada al mismo cuerpo de la presa para abaratar el costo de construcción