

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**



Escuela T.S. de Ingenieros de  
caminos, Canales y Puertos

**Título de la Tesis:**

**“CUERPO DE PRESA ‘SIÓN I’ EN EL RÍO SIÓN”**

Tesis para obtener el Título Profesional de **Ingeniero Civil**

**Autor:**

**JORGE LUIS TRIVEÑO TACO**

**ASESOR PUCP:**

**MITCHEL JIMMY JARA GARCÍA**

**LIMA, DICIEMBRE DEL 2019**

## RESUMEN

El presente trabajo de tesis tiene como objeto el diseño de la presa Sión I, ubicada en la localidad de Sión, provincia de Mariscal Cáceres, departamento de San Martín, Perú.

El “*Consortio Energético El Tucán S.A.*” es el responsable de un proyecto generación hidroeléctrica en la localidad de Sión, el cual consta de un parque industrial con tres presas, las cuales utilizarán la energía de altura de agua, con la que contasen sus respectivos embalses, para generar energía eléctrica de potencia instalada de 3.4 Megawatts cada una, mediante el movimiento de turbinas.

La primera de estas tres presas, Sión I, ubicada más aguas arriba de todas, es sobre la que versa este trabajo de tesis y respecto a la cual se va a desarrollar su diseño. Es necesario acotar que el alcance del presente trabajo es únicamente sobre el cuerpo de presa, incluyendo sus estructuras hidráulicas, mas no otros elementos útiles; como, por ejemplo, tuberías forzadas, turbinas, chimenea de equilibrio o casa de máquinas. Además, por temas contractuales entre el “*Consortio Energético Tucán S.A.*” y su cliente, el Estado Peruano, se define que el material a utilizarse para la construcción de la presa es de concreto y que la tipología de esta sea de gravedad.

Para el diseño del proyecto, se utiliza la norma peruana y otras extranjeras, principalmente la española, ello debido a la formación académica del autor. Cabe resaltar que la normativa local no es totalmente aplicable a todos los aspectos de diseño y que la normativa foránea mencionada cumple con los requisitos básicos para el dimensionamiento; además de ser fiable para su uso en estructuras hidráulicas en el Perú.

Mucha información no es posible de obtenerse, sea por su costo económico o por la dificultad para hacer las diferentes pruebas y ensayos de campo; sin embargo, el “*Consortio Energético Tucán S.A.*” proporciona muchos estudios básicos que se verán plasmados en el siguiente trabajo. Estos estudios son los siguientes: geotécnico, geológico, topográfico, medio ambiental y de calidad de agua. Otros se han conseguido a través de informes o datos históricos de instituciones gubernamentales peruanas.

El resultado del trabajo de tesis es el de una presa de gravedad de concreto vibrado, de talud vertical en su paramento aguas arriba y de talud 0.8H:1V en su paramento aguas abajo, con cota de NMN (Nivel Máximo Normal) de 525 msnm, cota de NAP (Nivel de Avenida del Proyecto) de 526.78 msnm, cota de NAE (Nivel de Avenida Extrema) de 527.70 msnm, cota

de coronación igual a 529.30 msnm, cota del lecho del río (zona crítica) de 498 msnm, el contacto presa-cimiento tiene una pendiente horizontal y está a la cota de 494 msnm y la galería perimetral en la cota de 500 msnm.

La altura de presa desde la cimentación hasta el labio del aliviadero es de 31.00 metros y tiene un volumen de embalse de 3.21 hectómetros cúbicos; la altura desde la cimentación hasta la coronación es de 33.70 metros y la base de la presa tiene una longitud de 27.14 metros. El volumen total de la presa es de 12,411.56 metros cúbicos de concreto.

Las estructuras hidráulicas con los que cuenta son los siguientes: i) aliviadero de descarga, ubicada en la zona central de la presa con toma de flujo central, de perfil tipo Creager, que coincide la cota de su labio con el NMN. Su embocadura se encuentra en el paramento aguas arriba; el canal de descarga, en el paramento aguas abajo, con igual talud que dicho paramento y finaliza su estructura en un lecho amortiguador tipo II de cota 495.80 msnm que restituye el flujo de agua a su cauce natural (cota 498 msnm); ii) desagües de fondo, cuya cota de embocadura es 503 msnm; cota de desembocadura, a 501 msnm, con 2 tuberías de 800 milímetros de diámetro, longitud de 21 metros y dos válvulas tipo Bureau; iii) la toma de agua de 44 metros (al tratarse de una conducción de kilómetros, solo se toma esta dimensión para el cuerpo de presa), 2.00 metros de diámetro, cota de embocadura a 518 metros y cota de desembocadura a 500 metros en la casa de máquinas; iv) ataguía para desvío del río, la cual es constituida de materiales sueltos (arcillas, limos y margas), tiene una altura de 10 metros, cota de coronación de 522 msnm, talud aguas arriba 2H:1V, talud aguas abajo 1.5H:1V, ubicado aproximadamente 200 metros aguas arriba de la presa Sión I, con una tubería de 1,800 milímetros de diámetro cuya embocadura a cota 521 msnm y desembocadura a cota 495 msnm y, finalmente, v) bypass en cada desagüe de fondo para el caudal ecológico de 190 mm de diámetro.

La funcionalidad del diseño de la presa responde, principalmente, a estudios hidráulicos, apoyado de tensionales y estructurales; estos últimos de gran relevancia porque el Perú es un país con frecuente actividad sísmica, por lo que la estructura debe someterse a diferentes situaciones producto de combinaciones de solicitaciones (acción que afecta a la presa estabilizándola o desestabilizándola); y, así mismo, satisfacer ciertos coeficientes de seguridad, que aseguren no haya deslizamiento ni vuelco.

El diseño de la presa Sión I es entonces el inicio de un proyecto para la electrificación de una zona rural en el departamento de San Martín. Una infraestructura de esta relevancia muestra

cómo la región se muestra como un polo de desarrollo social y económico, por su diseño y lo que significa su funcionalidad en una zona rural de la zona geográfica de la Selva en el Perú, en otros momentos relegada, sea por problemas civiles internos de pasadas décadas o su lejanía a ciudades con mayor desarrollo, por lo que la ingeniería tomaría un rol importante para la mejoraría de los servicios que se presten, directamente relacionado a la mejoría de la calidad de vida.



## ABSTRACT

The current thesis has got the scope of discuss about the design of the dam Sión I, located in Sión town, Mariscal Cáceres province, San Martín state, Perú.

“*Consortio Energético El Tucán S.A.*” is the responsible of a hydroelectric generation project in Sión town, which is about an industrial park with three dams. They use the head water of their reservoirs to become it into electrical energy of installed power of 3.4 Megawatts each one through the turbines movement.

The first of the three dams, Sión I, which is the most upstream of them, is the theme of this thesis work and the one which is going to developed its design. It is necessary to limit the scope of the current document, that it is actually only the body dam, including its hydraulic organisms and not others elements, that could be useful in hydroelectric generations, like pressured pipe, turbines or machines house. In addition, because of the contract between “*Consortio Energético Tucán S.A.*” and its customer, the Peruvian Government, the design of the dam is a concrete gravity dam.

For the design of this project, it is going to be use peruvian regulations in addition to foreign regulations, principally spanish ones because of the academic formation of the author. Furthermore, local regulations are not totally applied in all design phases and the foreign one mentioned satisfies basic requisites and is reliable for its use in hydraulic structures in Peru.

Not enough data is possibly to obtain, because of economy cost or difficulty to get field tests and trials; however, “*Consortio Energético El Tucán S.A.*” provides basic studies. Those ones are the followings: geotechnical, geologist, topographical, environmental and of water quality. Other studies were got by reports and historical data of peruvian governmental institutions.

The result of this thesis is a concrete gravity dam, with vertical slope in the upstream parament and 0.8H:1V slope in downstream parament, which Maximum Normal Level is at 525 masl (meters above sea level), Project Avenue Level is at 526.78 masl, Extreme Avenue Level is at 527.70 masl, structural coronation is at 529.30 masl, altitude of river bed is at 498 masl (critical zone), contact dam-foundation has a horizontal slope and it is at 494 masl and perimeter gallery is at 500 masl.

The altitude of the dam from foundation to the spillway lip is 31 meters and the reservoir volume is 3.21 cubic hectometers; the altitude from foundation to coronation structure is 33.70

meters and the dam base has a length of 27.14 meters. The total volume of the dam is 12,411.56 cubic meters of concrete.

The hydraulic organisms are the followings: i) discharge spillway, a central one with central flow outlet, Creager profile, whose spillway lip matches altitude with the Maximum Normal Level, inlet is in upstream parament, discharge channel in downstream parament, equal slope that in downstream parament and ending its structure it has an energy dissipater element which is at 496 masl and has the assignment of return the flow of water to the natural channel (river, 498 masl); ii) bottom drain, whose inlet is at 503 masl and outlet is at 501 masl, with two 800 millimeters diameter pipes, length of 21 meters and two Bureau valves (per each pipe); iii) water intake has got a length of 44 meters (actually its length is some kilometers, but it is taken this dimension because is only in the dam), 2 meters diameter, inlet is at 518 masl, outlet is at 500 masl; iv) cofferdam for the deviation of the river is an earthfil dam (made of clays, silts and marls), it is got an altitude of 10 meters, coronation is at 522 masl, upstream slope is 2H:1V, downstream slope is 1.5H:1V, approximately located 200 meters upstream of the dam, 800 mm diameter pipe which inlet is at 521 masl and outlet at 495 masl and, finally v) a bypass pipe in each bottom drain pipe for the ecological flow with a 190 millimeters diameter.

The functionality of the design responds principally to hydraulic studios supported by stresses and structural studies. The last ones have a great relevance because Perú is a country with frequent seismic activity, so it is necessary to subject the infrastructure to several situations, which are combinations of solicitations (action that affect the dam stabilizing or destabilizing) and satisfy some security coefficients, that ensure it is not going to slide or overturn.

The design of the dam Sión I is the beginning of a project to electrification of a rural zone in San Martín state. An infrastructure such as important as dam Sión I shows the region like a social and economic development pole, because of its design and the meaning of its functionality in a rural geographical zone of peruvian forest, in other times relegated, actually because of civil internal problems of past decades or its so far location to more developed cities, so the engineers works take an important role in the improvement of basic provided services, which are directly linked to a improve the people quality life.



*A Dios, siempre presente en mi vida y a quien dedico todos mis proyectos. A mis padres, por darme su ejemplo continuo y enseñarme el valor de lo que no tiene precio. A mis amigos, a los que están y a los que esperan en un lugar mejor.*

*Q.E.P.D. Anthony Ramírez Cieza*

## TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN .....	i
ABSTRACT.....	iv
TABLA DE CONTENIDOS .....	vii
ÍNDICE DE TABLAS .....	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
ÍNDICE DE GRÁFICOS .....	xiv
ÍNDICE DE ÁBACOS .....	xvi
ABREVIATURAS.....	xvii
1. Introducción.....	1
2. Antecedentes.....	3
3. Estudio previo de soluciones.....	5
4. Estudio de avenidas .....	8
4.1. Cálculo de caudales de avenida.....	8
4.1.1. Método Racional Modificado .....	8
4.1.2. Método del hidrograma unitario .....	9
4.1.3. Fórmulas empíricas.....	12
4.2. Conclusión de los resultados.....	13
5. Estudio de Laminación.....	15
5.1. Datos de entrada.....	15
5.1.1. Clasificación de la presa .....	15
5.1.2. Caudal de entrada al embalse en avenidas de proyecto y extrema .....	16
5.1.3. Curva característica del embalse.....	17
5.1.4. Coeficiente de descarga .....	18
5.2. Laminación de avenida de proyecto.....	19
5.3. Laminación de avenida extrema.....	22

5.4.	Conclusiones .....	22
6.	Cálculos de estructuras hidráulicas .....	25
6.1.	Dimensionamiento del aliviadero.....	25
6.1.1.	Embocadura del aliviadero .....	25
6.1.2.	Canal de descarga .....	33
6.1.3.	Obra de restitución del cauce .....	41
6.2.	Dimensionamiento de los desagües de fondo .....	58
6.2.1.	Ubicación de la cota de los desagües de fondo.....	58
6.2.2.	Dimensionamiento de los desagües de fondo .....	60
6.2.3.	Curvas de desagüe.....	65
6.2.4.	Bypass para el caudal ecológico .....	66
6.3.	Tomas de agua.....	66
6.4.	Dimensionamiento del desvío del río.....	67
6.5.	Cálculo del tiempo de vaciado del embalse .....	69
7.	Dimensionamiento del cuerpo de presa.....	71
7.1.	Clasificación del tipo de presa según su altura .....	71
7.2.	Coronación de la presa .....	71
7.3.	Detalle de la geometría de la presa.....	73
8.	Cálculos de estabilidad estructural .....	76
8.1.	Cálculo estructural de estabilidad de la presa .....	76
8.1.1.	Hipótesis de carga.....	77
8.1.1.1.	Cargas básicas.....	77
8.1.1.2.	Descripción de las cargas elegidas .....	78
8.1.1.3.	Combinaciones de carga.....	84
8.1.2.	Coefficientes de seguridad .....	85
8.1.3.	Método de cálculo.....	85

8.1.4.	Cálculo de estabilidad.....	87
8.1.4.1.	Resolución de método de cálculo.....	87
8.1.4.2.	Inspección de problemas estructurales.....	89
8.1.4.3.	Resultado de las inspecciones.....	91
8.2.	Cálculos tensionales.....	93
8.2.1.	Descripción de la metodología del cálculo.....	93
8.2.2.	Hipótesis de cargas.....	94
8.2.3.	Resultados del estudio tensional y conclusiones.....	95
9.	Conclusiones y observaciones.....	97
10.	Bibliografía.....	101



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Volúmenes de las cerradas. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	7
Tabla 2: Caudales de avenida para diferentes periodos de retorno. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	9
Tabla 3: Caudales máximo para diferentes periodos de retorno mediante diferentes metodologías. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	14
Tabla 4: Clasificación de peligrosidad de la presa. <i>Fuente:</i> Adaptada de Vallarino, 2014. ....	16
Tabla 5: Periodos de retorno para avenidas de proyecto y extrema. <i>Fuente:</i> Adaptada de Vallarino, 2014. ....	16
Tabla 6: Periodos de retorno de para avenidas de proyecto y extrema dependiendo del material de la presa. <i>Fuente:</i> Adaptada de Vallarino, 2014.....	17
Tabla 7: Caudales punta para avenidas de proyecto y extrema. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	17
Tabla 8: Caudales de proyecto y alturas de laminación de agua para diferentes longitudes eficaces en avenida de proyecto. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	20
Tabla 9: Características del aliviadero para avenida de proyecto. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. 23	
Tabla 10: Características del aliviadero para avenida extrema. <i>Fuente:</i> Elaboración propia..	24
Tabla 11: Dimensionamiento de la embocadura del aliviadero. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.	26
Tabla 12: Capacidad de desagüe del aliviadero con valores corregidos. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	33
Tabla 13: Resultados del punto (2) del canal de descarga. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	37
Tabla 14: Resultados del punto (3) del canal de descarga. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	37
Tabla 15: Resultados del punto (4) del canal de descarga. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	37
Tabla 16: Resultados del punto (5) del canal de descarga. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	38
Tabla 17: Resultados del punto (6) del canal de descarga. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	38
Tabla 18: Resultados del punto (7) del canal de descarga. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	38
Tabla 19: Diseño preliminar de la altura de los cajeros del canal de descarga. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	39

Tabla 20: Diseño final de altura de cajeros del canal de descarga. *Fuente:* Elaboración propia.  
40

Tabla 21: Resultados hidráulicos de diferentes opciones en la entrada del lecho amortiguador.  
*Fuente:* Elaboración propia.....46

Tabla 22: Diferente parámetros hidráulicos de comparación para valores diferentes de longitud eficaz para un lecho amortiguador tipo I. *Fuente:* Elaboración propia. ....49

Tabla 23: Diferentes características hidráulicas según el número de tuberías de desagüe de fondo a instalarse. *Fuente:* Elaboración propia. ....61

Tabla 24: Caudal desaguado para 2 desagües de fondo a diferentes niveles de agua del embalse. *Fuente:* Elaboración propia. ....62

Tabla 25: Tiempo de vaciado de embalse para 1 solo desagüe de fondo funcionando. *Fuente:* propia .....63

Tabla 26: Tiempo de vaciado de embalse para los 2 desagües de fondo funcionando. *Fuente:* propia. ....64

Tabla 27: Curvas de desagüe de fondo para 1 o las 2 tuberías funcionando. *Fuente:* Elaboración propia. ....65

Tabla 28: Tiempo de vaciado, considerando todas las estructuras hidráulicas en estado óptimo, que puedan desaguar hasta el límite de embalse muerto. *Fuente:* Elaboración propia.

69

Tabla 29: Coeficientes de seguridad para diferentes solicitaciones de cargas. *Fuente:* Elaboración propia. ....85

Tabla 30: Esfuerzos máximos de compresión y tracción para las cuatro hipótesis propuestas. *Fuente:* Elaboración propia.....95

Tabla 31: Desplazamientos máximos en los sentidos horizontal y vertical y en magnitud para las cuatro hipótesis propuestas. *Fuente:* Elaboración propia. ....96

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Línea de transmisión Bellavista-Juanjui-Tocache, formato GIS. <i>Fuente:</i> OSINERGMIN, 2019. ....	4
Figura 2: Croquis de localización de las cerradas. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	6
Figura 3: Ubicación geoespacial de la presa Sión I. <i>Fuente:</i> Google Earth Pro, 2019.....	7
Figura 4: Parámetros de diseño del perfil del aliviadero tipo Creager. <i>Fuente:</i> USBR, 1987.27	
Figura 5: Detalle del perfil Creager. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	30
Figura 6: Representación gráfica de la formulación de Bernoulli para comparar puntos en el canal de descarga. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	35
Figura 7: Resultados hidráulicos (crítico) para la embocadura del aliviadero. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	35
Figura 8: Cálculo del tirante del río aguas abajo de la presa, donde se realizará la restitución al cauce natural. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	42
Figura 9: Lecho amortiguador tipo I. <i>Fuente:</i> USBR, 1976.....	47
Figura 10: Diferentes características hidráulicas a comparar, tomando como variable de análisis la longitud eficaz del aliviadero. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	49
Figura 11: Lecho amortiguador tipo II. <i>Fuente:</i> USBR, 1976.....	51
Figura 12: Vista de corte del lecho amortiguador tipo II, que describe la línea piezométrica del agua. <i>Fuente:</i> USBR, 1976. ....	55
Figura 13: Obtención del número de Froude y altura de la grada del lecho amortiguador tipo II tras 100 iteraciones. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	56
Figura 14: Croquis del diseño del lecho amortiguador tipo II y sus características hidráulicas para avenida de proyecto. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	57
Figura 15: Detalle de dimensionamiento del lecho amortiguador tipo II y sus características hidráulicas. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	57
Figura 16: Representación de la sección crítica de la presa para el análisis de estabilidad estructural. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	76

Figura 17: Esquema de acción de peso propio y ubicación de su centro de gravedad. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	78
Figura 18: Esquema de la acción de empuje hidrostático y la ubicación de su centro de gravedad. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	79
Figura 19: Esquema de las acciones de drenes eficaces y la ubicación de sus centros de gravedad. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	80
Figura 20: Esquema de las acciones de drenes ineficaces y la ubicación de sus centros de gravedad. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	81
Figura 21: Mapa de peligrosidad sísmica del Perú para un periodo de 1 segundo, 5% de amortiguamiento y periodo de retorno de 475 años. <i>Fuente:</i> Bolaños y Monroy, 2004. ....	82
Figura 22: Esquema de la acción de las fuerzas producidas por sismo y la ubicación de sus centros de gravedad. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	83
Figura 23: Esquema del sentido del momento resultante y fuerza normal N, representada por los esfuerzos $\sigma_1$ y $\sigma_2$ . <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	86
Figura 24: Respuestas al cálculo de estabilidad para solicitaciones normales. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	88
Figura 25: Respuestas al cálculo de estabilidad para solicitaciones accidentales. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	88
Figura 26: Respuestas al cálculo de estabilidad para solicitaciones extremas. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	89
Figura 27: Esquema de las acciones de drenes ineficaces y la ubicación de sus centros de gravedad con la hipótesis de que hay una grieta en la base de la presa en su posición aguas arriba. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	90
Figura 28: Inspección y resultado de correcciones en solicitaciones que presentaban problemas estructurales. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	92

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Hidrograma de entrada para T=10 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	10
Gráfico 2: Hidrograma de entrada para T=25 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	10
Gráfico 3: Hidrograma de entrada T=50 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	10
Gráfico 4: Hidrograma de entrada T=100 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	11
Gráfico 5: Hidrograma de entrada T=500 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	11
Gráfico 6: Hidrograma de entrada T=1,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	11
Gráfico 7: Hidrograma de entrada T=5,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	12
Gráfico 8: Hidrograma de entrada T=10,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	12
Gráfico 9: Curva característica del embalse. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	17
Gráfico 10: Curva de caudal vertido versus altura de laminación de agua del aliviadero para diferentes valores de longitud eficaz. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	21
Gráfico 11: Curva de desagüe del aliviadero en avenida de proyecto. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	21
Gráfico 12: Curva de desagüe del aliviadero en avenida extrema. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.	22
Gráfico 13: Laminación de avenida de proyecto. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	23
Gráfico 14: Laminación de avenida extrema. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	24
Gráfico 15: Curva de perfil tipo Creager en el paramento aguas abajo. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	29
Gráfico 16: Curva de capacidad del desagüe del aliviadero. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	33
Gráfico 17: Lámina de agua sobre el canal de descarga. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	39
Gráfico 18: Diseño preliminar de cajeros en el canal de descarga. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.	40
Gráfico 19: Diseño final de los cajeros del canal de descarga. <i>Fuente:</i> Elaboración propia...	41
Gráfico 20: Relación del diámetro de las tuberías y el número de estas en el diseño de desagües de fondo. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	62

Gráfico 21: Caudal desaguado para 2 desagües de fondo a diferentes niveles de agua del embalse. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	63
Gráfico 22: Curvas de desagüe de fondo para 1 o las 2 tuberías funcionando. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	65
Gráfico 23: Tiempo de vaciado del embalse relacionado a su volumen. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	70



## ÍNDICE DE ÁBACOS

Ábaco 1: Obtención del coeficiente $C_o$ para vertedero con talud vertical. <i>Fuente:</i> Adaptada del USBR, 1976. ....	18
Ábaco 2: Obtención del parámetro $k$ para el diseño del perfil Creager. <i>Fuente:</i> USBR, 1976. ....	28
Ábaco 3: Obtención del parámetro $n$ para el diseño del perfil Creager. <i>Fuente:</i> USBR, 1976. ....	28
Ábaco 4: Parámetros $X_c$ , $Y_c$ , $R_1$ y $R_2$ para el diseño del perfil Creager. <i>Fuente:</i> USBR, 1976	31
Ábaco 5: Obtención de $C_D$ para diferentes alturas de laminación del aliviadero. <i>Fuente:</i> USBR, 1976. ....	32
Ábaco 6: Determinación de coeficiente de corrección para la obtención de la velocidad real a la entrada del lecho amortiguador. <i>Fuente:</i> USBR, 1984. ....	45
Ábaco 7: Cálculo de $TW$ a partir del número de Froude y los calados conjugados del resalto hidráulico en el lecho amortiguador tipo <i>I</i> . <i>Fuente:</i> USBR, 1976. ....	47
Ábaco 8: Cálculo de longitud del lecho amortiguador tipo <i>I</i> . <i>Fuente:</i> USBR, 1976. ....	48
Ábaco 9: Cálculo de $TW$ a partir del número de Froude y los calados conjugados del resalto hidráulico en el lecho amortiguador tipo <i>II</i> . <i>Fuente:</i> USBR, 1976. ....	52
Ábaco 10: Cálculo de longitud del lecho amortiguador tipo <i>II</i> . <i>Fuente:</i> USBR, 1976. ....	53
Ábaco 11: Determinación del ángulo $\alpha$ para la obtención de altura, en posición aguas arriba, de la altura piezométrica y de los cajeros del lecho amortiguador tipo <i>II</i> . <i>Fuente:</i> USBR, 1976. ....	56

## ABREVIATURAS

$\Delta H_{i-i+1}$ : Pérdida de carga entre puntos  $i$  e  $i+1$

$\Delta t$ : Intervalo de tiempo

$\Delta z$ : Pérdida de carga debido a una grada

$a$ : Longitud de contacto entre la base de la presa y el cimiento

$A$ : Área de la cuenca

$A1, A2$ : Situaciones normales de combinaciones de carga

$a_b$ : Aceleración básica

$a_c$ : Aceleración de cálculo

$a_{ext}$ : Aceleración básica para sismo extremo

$a_{pr}$ : Aceleración básica de sismo de proyecto

$A_r$ : Pérdida del suelo

$B$ : Altura de esfuerzo producido por  $N_2$

$B11, B21, B22, B23$ : Situaciones accidentales de combinaciones de carga

$c$ : Coeficiente adimensional del terreno

$C$ : Coeficiente de escorrentía

$C_D$ : Coeficiente de descarga real

$CIR$ : Centro instantáneo de rotación

$C_o$ : Coeficiente de descarga

Consortio: Consorcio Energético El Tucán

$C_r$ : Factor de cobertura natural

$C_{vt}$ : coeficiente de corrección para  $v_t$

$C_w$ : Coeficiente de presión adimensional de presión de Westergaard

$d$ : Distancia entre el paramento aguas arriba y la galería perimetral

$d_i$ : Calado o tirante de agua del punto  $i$  respecto al eje horizontal

$e$ : Altura de grada

E1, E21, E22, E23, E24: Situaciones extremas de combinaciones de carga

$E_p$ : Empuje hidrostático pasivo

EPS: Estudio previo de soluciones

$E_w$ : Esfuerzo de sobrepresión hidrodinámica de Westergaard

f: Factor amplificador

F: Número de Froude

$h_a$ : altura de presión del embalse

$H_b$ : Altura de agua en la cola de pie de presa

$H_e$ : Altura de lámina de agua vertiente real

$h_o$ : altura de lámina de agua vertiente drenando por el aliviadero

$H_o$ : Altura de lámina de agua vertiente de diseño

$h_s$ : Altura de oleaje de sismo

$h_v$ : Altura de oleaje del viento

I: Intensidad de precipitación máxima horaria

K: Coeficiente de uniformidad

k, n: Parámetros adimensionales para el cálculo del perfil Creager

$K_c$ : Coeficiente de seguridad de cohesión

$K_r$ : Factor de erosividad debido a la precipitación fluvial

$k_v$ : Coeficiente adimensional de la velocidad sísmica

$K_\phi$ : Coeficiente de seguridad de rozamiento

L: Propiedad de la longitud de la cuenca

$L_e$ : Longitud eficaz

$L_{lecho}$ : Longitud del lecho amortiguador

$L_{risberma}$ : Longitud de risberma

$L_u$ : Longitud útil

n: Coeficiente de Manning

N: Fuerza normal hacia arriba

NAE: Nivel de avenida extrema

NAP: Nivel de avenida de proyecto

NMN: Nivel máximo normal

$\phi$ : coeficiente de pérdida de carga que depende de la forma de la grada

P: Altura de la presa desde el lecho del río hasta el labio del vertedero

Parque Nacional: Parque Nacional Río Abiseo

$P_r$ : Factor de prácticas de conservación

q: Caudal específico

Q: Caudal de descarga de diseño

$Q_{\text{extremo}}$ : Caudal para avenida extrema

$Q_{\text{proyecto}}$ : Caudal para avenida de proyecto

R: Factor de erosividad

$R_1, R_2$ : Radios de diseño para el cálculo del perfil Creager

$RH_i$ : Radio hidráulico en el punto i

s: Coeficiente adimensional sísmico

S: Propiedad de la gradiente de la cuenca

$S_h$ : Fuerza horizontal de sismo

$S_i$ : Fuerza de subpresión

SI: Sistema internacional

SOA: Sobreelevación por oleaje de avenidas

SOM: Sobreelevación por oleaje máximo

$S_v$ : Fuerza vertical de sismo

t: Periodo

T: Periodo de retorno

$t_c$ : Tiempo de concentración

Tn: Fuerza tangencial

TW: Tail water

USBR: US Bureau of Reclamation

USDA: US Department of Agriculture

UTM: Transversal Universal Mercator

USLE: Universal Soil Loss Equation

$v_1$ : Velocidad media a la entrada del lecho amortiguador

$v_2$ : Velocidad media en el lecho amortiguador o velocidad conjugada

$v_3$ : Velocidad media aguas abajo del lecho amortiguador

$v_i$ : Velocidad media en el punto  $i$

$v_t$ : Velocidad teórica a la entrada del lecho amortiguador

$x$ : Coordenada horizontal del perfil tipo Creager

$X_c, Y_c$ : Parámetros de diseño para el cálculo del perfil Creager

$y$ : Coordenada vertical del perfil tipo Creager

$y_1$ : Calado o tirante de agua a la entrada del lecho amortiguador

$y_2$ : Calado o tirante de agua en el lecho amortiguador o tirante conjugado

$y_3$ : Calado o tirante de agua aguas abajo del lecho amortiguador

$y_c$ : Tirante crítico

$Z$ : Altura entre la solera del lecho amortiguador y  $H_o$

$z'$ : Diferencia entre la altura de agua y  $z_g$

$z_g$ : Distancia entre la base de la presa y la galería perimetral

$z_i$ : Cota del punto  $i$

$\eta$ : coeficiente de pérdida de carga relacionado a  $TW$

$\kappa$ : Constante de pérdida de carga para pérdida local

$\rho$ : Coeficiente adimensional de peligrosidad

$\sigma_1, \sigma_2$ : Tensión aguas arriba y aguas abajo, respectivamente

$\sigma_{\text{máx}}$ : Tensión máxima

$\varphi$ : Ángulo de rozamiento del terreno



## 1. Introducción

El Consorcio Energético El Tucán S.A. (en adelante, Consorcio) tiene un proyecto de generación eléctrica a partir de un complejo industrial que consta de tres centrales hidroeléctricas en el río Sión, localidad del mismo nombre, provincia de Mariscal Cáceres, departamento de San Martín. La primera de estas, la presa Sión I, es sobre la que versa el actual trabajo de tesis.

El alcance del presente trabajo se limita al diseño del cuerpo de presa Sión I y las estructuras hidráulicas que esta solicite para un correcto funcionamiento, supla sus demandas y opere de forma segura.

Los estudios que se realicen para el diseño de la presa se deberían basar en información y data histórica de instituciones gubernamentales peruanas; sin embargo, esta puede ser de uso limitado, sea por su coste o acceso, deficientes o incluso inexistentes. En caso de no tenerse información, o que esta no sea fiable se utilizará la cedida por el Consorcio.

El trabajo de tesis consta en nueve capítulos, incluyendo este, en los que se describe las acciones realizadas para el diseño final del cuerpo de la presa Sión I.

En el segundo capítulo limita el alcance el diseño del cuerpo de presa Sión I, incluyendo sus estructuras hidráulicas, y se expone estudios, condiciones y antecedentes en las que se encuentra previo a la fase de construcción. Se describen además las condiciones del emplazamiento de la presa, no solo centrandolo en una edificación, sino también la realidad social y recursos con los que se cuenta.

El capítulo tres describe el material a usarse y la tipología de la presa. Propone además posibles lugares en que se ubicaría la cerrada y elige la opción óptima por funcionalidad y costo.

El capítulo cuatro consiste en el estudio de avenidas, de proyecto o extrema, según diferentes metodologías, siendo la respuesta de mayor importancia los hidrogramas de entrada, ya que con estos se pueden realizar otros procedimientos de cálculo.

En el capítulo cinco, mediante los hidrogramas calculados en el capítulo anterior, se calculan los hidrogramas de salida con, a partir del tipo de presa con que se cuenta y el volumen del embalse. Además, se definen las dimensiones del aliviadero.

El capítulo seis describe el dimensionamiento de las estructuras hidráulicas, tomando como base resultados de anteriores capítulos, principalmente los de laminación, para avenida de proyecto y avenida extrema.

En el capítulo siete se clasifica la presa como una grande, debido a su altura y volumen que embalsa; además describe las dimensiones y elementos que lo componen.

En el capítulo ocho se verifica la estabilidad de la presa, por vuelco y deslizamiento para diferentes solicitaciones a los que la presa se encuentre sometida. Además, se verifica que los estados tensionales y de desplazamientos sean aceptables.

En el último capítulo se detallan las conclusiones y observaciones del presente trabajo de tesis.



## 2. Antecedentes

El Consorcio planea el diseño y construcción de un complejo industrial de generación eléctrica a partir de la transformación mecánica de la caída del agua mediante de tres presas, las cuales son Sión I, Sión II y Sión III. La primera, ubicada más aguas arriba respecto a las otras dos, es sobre la que versa el presente trabajo de tesis.

El proyecto se ubica en el valle del río Sión, en la localidad del mismo nombre, distrito de Campanilla, provincia de Mariscal Cáceres, departamento de San Martín, Perú. La importancia de este río radica en que es un afluente del río Huallaga, uno de los principales de la vertiente amazónica sudamericana.

El cuerpo de presa Sión I está ubicado en el lado este de la cordillera de los andes, presentando así condiciones climáticas constantes y singulares: calidez durante todo el año, precipitaciones intensas y ausencia de temporadas de sequía.

La población inmediatamente afectada ante la construcción de este complejo industrial es la de la localidad de Sión, que se encuentra aguas abajo de donde se emplazarán las estructuras hidráulicas y casa de máquinas, la cual cuenta con una población aproximada de 800 habitantes (Instituto Nacional de Estadísticas e Informática, s. f.).

Aguas arriba se encuentra el Parque Nacional Río Abiseo (en adelante, Parque Nacional), el cual restringe construcciones de industria o asentamientos humanos (Servicio Nacional de Áreas Protegidas por el Estado, s. f., 2010), por lo cual no hay problemas en el proceso constructivo e inundación para la creación de embalses, siempre siguiendo los mecanismos y normas de autoridades competentes (Congreso de la República del Perú, 2014).

En el *Anexo 15: Estudio ambiental* se presenta un diagnóstico, descripción, análisis y permisos necesarios para la construcción de la presa Sión I. Toda la documentación que permite el estudio y análisis para el diseño del complejo industrial es cedida por el Consorcio.

Cada presa conduce el agua hacia una casa de máquinas, en la que se utiliza la energía mecánica del recurso hídrico para transformarla en energía eléctrica mediante el movimiento de turbinas y transformadores. La potencia útil a generarse proveniente de cada presa es de 3.4 Megawatts.

La casa de máquinas, donde se lleva a cabo la transformación energética, va a contar con una subestación, desde la cual se va a llevar la energía eléctrica, mediante una línea de transmisión de 60 Kiloaltios a empalmarse a otra de 138 Kiloaltios, la cual pertenece al Servicio Eléctrico Interconectado Nacional. La **Figura 1** muestra la línea a acoplarse que atraviesa el

departamento de San Martín, la cual pertenece al tramo Bellavista-Juanjui-Tocache (Organismo Supervisor de la Inversión en Energía, s. f.).

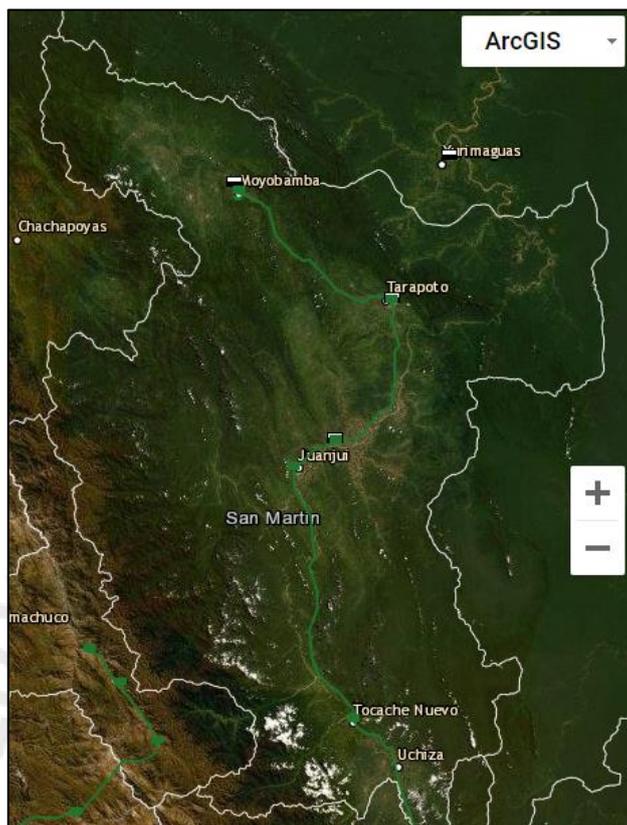


Figura 1: Línea de transmisión Bellavista-Juanjui-Tocache, formato GIS. Fuente: OSINERGMIN, 2019.

La presa Sión I contará con una conducción forzada para el transporte del agua, dado que se desea llevar un salto bruto de agua aproximado de 80 metros, es decir, el desnivel geométrico entre la casa de máquinas y la embocadura de la toma de agua.

Para obtener la potencia útil deseada, la presa Sión I debe tener en su toma de agua una altura determinada igual 518 msnm, valor definido por el Consorcio. El nivel máximo normal (en adelante, NMN) al que se encuentra la cota de la toma de agua no puede ser este, ya que podría no llegar a esta altura y no se cumpliría el requerimiento de altura de agua que se demanda, por lo que el NMN debe estar por encima. El valor de NMN del embalse de la presa, cedido por el Consorcio, es igual a 525 msnm. La cota del lecho del fondo del río es 498 msnm.

Se realizan estudios de topografía, los cuales han sido a cargo del Consorcio. A partir de esta información, se realizó el proceso de replanteo (ver *Anexo 2: Topografía y replanteo*). Otros estudios importantes son los de las características del terreno, necesarios para verificar las buenas condiciones del terreno en que construirá la presa (ver *Anexo 4: Estudio geológico-geotécnico*).

### 3. Estudio previo de soluciones

El estudio previo de soluciones (en adelante, EPS) consiste en evaluar información preliminar en que se descartan opciones y se decide de forma previa la infraestructura a utilizar.

El EPS inicia su análisis evaluando el material y tipología de la presa. La tipología depende del material, dado que el comportamiento estructural y frente al agua es distinto, además del volumen de material a usarse varía también.

El cliente del Consorcio, el Estado Peruano, pide que el material de la presa sea el concreto y que la tipología sea la de gravedad. Una estructura con estas características suele tener buen comportamiento estructural de estabilidad al vuelco y deslizamiento por forma y peso.

La que prosigue en el análisis del EPS es conocer la ubicación precisa de la presa. Para la elección de la cerrada adecuada, esta debe seguir ciertas condiciones:

- Pertenecer a la jurisdicción de la localidad de Sión, término municipal de Campanilla, provincia Mariscal Cáceres, departamento San Martín, Perú; situarse en el río Sión.
- Distancia de cerradas a compararse debe ser menor a 500 metros, pues así las características geológicas y medio ambientales con las que se cuentan son homogéneas.
- Flujo del río debe ser directo, es decir, perpendicular al paramento aguas arriba, de tal manera que se evita la entrada de flujo lateral, pues esta necesita una estructura adicional. Además, la entrada lateral no puede preverse bien, a diferencia de una entrada directa en que su modelamiento hidráulico ha sido más estudiado.
- Al momento de elegir una cerrada, se debe tener la menor longitud de la misma, ya que es proporcional al volumen y a su vez al costo.

Se utiliza entonces métodos multicriterio<sup>1</sup> para la selección de la locación del vaso de presa. El método utilizado es el Pattern, el cual pondera los atributos de las opciones respondiendo con la solución más óptima de forma muy simple (Ineco, 2012). No se utilizan otros métodos, tanto como para comparar o apoyar el resultado, dada la simplicidad de los atributos que serán analizados. Los criterios a utilizar son los siguientes: funcional, medio ambiental y económico.

El criterio funcional no se toma en cuenta debido a que todas las opciones tienen el mismo objetivo y no varía por causa de su ubicación: transportar agua por una toma desde su embalse hacia la casa de máquinas.

---

<sup>1</sup> Los métodos multicriterio evalúan opciones, mediante comparación de atributos, eligiendo la opción óptima.

El criterio medio ambiental tampoco se toma en cuenta por la misma razón: todas las cerradas han sido evaluadas y sus resultados son los mismos. En el caso del estudio de características del terreno, presentado en el *Anexo 4: Estudio geológico-geotécnico*, y socioeconómicas, ambientales, de calidad de agua, de autorización y prórroga de permisos de ejecución de estudios y de inexistencia de restos arqueológicos, presentados en el *Anexo 15: Estudio ambiental*, son las mismas para todas las opciones.

En cuanto al criterio económico, el único atributo a evaluar es el volumen de concreto del cuerpo de presa, dado que este va relacionado directamente al costo.

Considerando, además, de forma global, que no hay variación del precio unitario entre cerradas comparadas, que el volumen que ocupa el cuerpo de presa es muchísimo mayor al de sus estructuras hidráulicas y que los precios unitarios de aterramiento, excavación y cimentación son mucho menores frente al del concreto, se toma al volumen del cuerpo de presa de las cerradas con el único atributo de comparación.

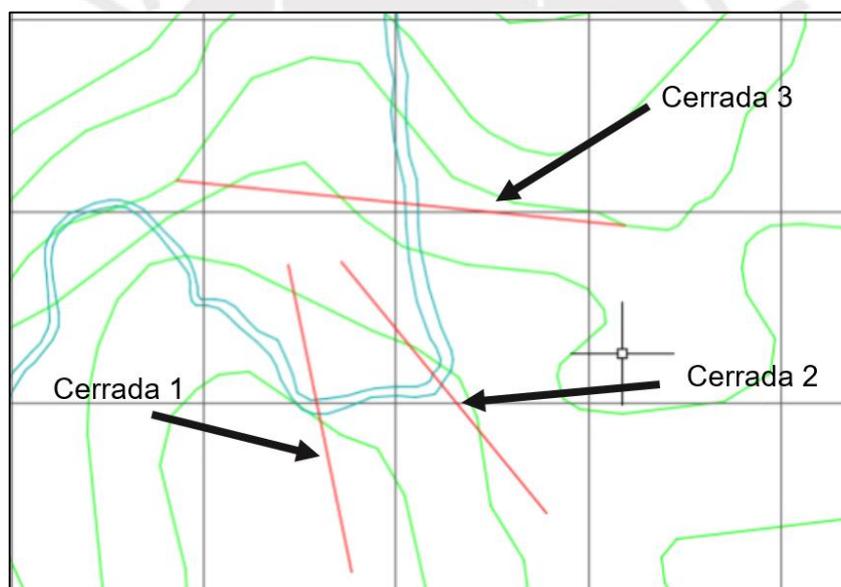


Figura 2: Croquis de localización de las cerradas. Fuente: Elaboración propia.

La **Figura 2** describe las ubicaciones de las cerradas. Estas presentan las siguientes características:

- Ausencia de núcleos poblacionales aguas arriba de la cerrada, dado que se genera una inundación al momento de crear el embalse. Este no es un problema por la presencia del Parque Nacional y restricción de construcción (Congreso de la República del Perú, 2014).
- Estudio geológico verifica emplazamiento como válido para construcción de infraestructura de dicha envergadura (ver *Anexo 3: Estudio geológico-geotécnico*).

- En el *Anexo 15: Estudio ambiental* se presenta documentación oficial que verifica se pueda llevar a cabo el proyecto para el emplazamiento del cuerpo de presa, tanto en ámbito medio ambiental, como social y de interés cultural.

La metodología del cálculo del volumen es seccionar las cerradas y calcular la suma de sus volúmenes discretizados, cuya suma total es la total. Los cálculos detallados se describen en el *Anexo 1: EPS*.

La **Tabla 1** describe los resultados de los volúmenes calculados en cada cerrada. La opción óptima es la cerrada 2, dado que, muy ampliamente es la que tiene menor volumen de concreto y significa menor inversión económica.

Tabla 1: Volúmenes de las cerradas. *Fuente:* Elaboración propia.

Cerrada	Volumen (m3)
1	10,506.89
2	6,881.68
3	11,148.80

La **Figura 3** muestra la ubicación geoespacial del cuerpo de presa. Sus coordenadas, medidas en el sistema Transversal Universal Mercator (de sus siglas en inglés *Universal Transverse Mercator*, en adelante, UTM), son las siguientes:

- Coordenada X: 300998.99 metros Este
- Coordenada Y: 9149439.76 metros Sur
- Zona: 18M, hemisferio sur (ó 18S)



Figura 3: Ubicación geoespacial de la presa Sión I. *Fuente:* Google Earth Pro, 2019.

## 4. Estudio de avenidas

### 4.1. Cálculo de caudales de avenida

Una avenida es una crecida de agua, originado de forma aleatoria, de un lapso de tiempo limitado y cuya ocurrencia del evento no puede determinarse con precisión, sino de manera probabilística (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2008), por lo que es necesario su estimación mediante diferentes métodos y formulaciones:

- Método Racional Modificado
- Método del Hidrograma Unitario
- Fórmulas empíricas

#### 4.1.1. Método Racional Modificado

El Método Racional Modificado estima el caudal para las condiciones de un área de la cuenca (en adelante,  $A$ ) mayor a los 10 kilómetros cuadrados e inferior a los 770 kilómetros cuadrados, además de que se tiempo de concentración (en adelante,  $t_c$ ) oscile entre 0.25 y 24 horas (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2008).

Se cumplen estas condiciones, ya que  $A$  es igual a 31 kilómetros cuadrados, por información cedida por el Consorcio; y  $t_c$ , igual a 318.74 minutos (ver apartado *Análisis estadístico para el cálculo de precipitación máxima diaria para diferentes periodos de retorno del Anexo 5: Estudio hidrológico del proyecto*).

A continuación, se presenta la formulación del caudal máximo del método racional modificado:

$$Q = 0.278 \times C \times I \times A \times K$$

Donde  $Q$  es el caudal de descarga de diseño;  $C$ , el coeficiente de escorrentía;  $I$ , la intensidad de precipitación máxima horaria y  $K$ , un coeficiente de uniformidad. Los valores de  $C^2$  e  $I^3$  no son constantes y dependen de su correspondiente probabilidad de ocurrencia.

$K$  se desarrolla mediante la siguiente expresión:

$$K = 1 + \frac{t_c^{1.25}}{t_c^{1.25} + 14} = 1.36$$

---

<sup>2</sup> Cálculo de  $C$  en apartado *Cálculo de pérdidas de la cuenca del Anexo 5: Estudio hidrológico del proyecto*.

<sup>3</sup> Cálculo de  $I$  en apartado *Intensidades máximas del Anexo 5: Estudio hidrológico del proyecto*.

La **Tabla 2** muestra los valores de  $Q$  para diferentes periodos de retorno (en adelante,  $T$ ).

Tabla 2: Caudales de avenida para diferentes periodos de retorno. *Fuente:* Elaboración propia.

<b>T (años)</b>	<b>K</b>	<b>A (Km<sup>2</sup>)</b>	<b>I (mm/h)</b>	<b>C</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>
10	1.36	31	17.68	0.23	<b>47.66</b>
25	1.36	31	19.56	0.29	<b>66.48</b>
50	1.36	31	21.1	0.34	<b>84.08</b>
100	1.36	31	22.77	0.38	<b>101.41</b>
500	1.36	31	27.17	0.45	<b>143.30</b>
1,000	1.36	31	29.32	0.48	<b>164.95</b>
5,000	1.36	31	34.99	0.54	<b>221.45</b>
10,000	1.36	31	37.76	0.56	<b>247.84</b>

#### 4.1.2. Método del hidrograma unitario

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, un hidrograma unitario es un gráfico en el que muestra la variación de caudal en el tiempo (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2008). El método del hidrograma unitario tiene dos hipótesis:

- La cuenca presenta comportamiento lineal (evaluación de caudales máximos).
- No toma en cuenta variabilidad temporal de la cuenca.

Dichas hipótesis deben cumplir ciertos condicionantes, descritos a continuación:

- Corta duración de tormentas para que la lluvia efectiva sea de intensidad constante.
- La lluvia efectiva debe ser uniformemente distribuida a través de su área, que a su vez esta debe ser menor a 300 a 400 kilómetros cuadrados.
- Teóricamente, el comportamiento de la cuenca se toma como lineal sin variación temporal.

En el apartado *Cálculo de hidrogramas del Anexo 5: Estudio de la pluviometría de la zona de proyecto*, mediante el método del hidrograma sintético triangular (Chereque, 1989; Garrote & Martín, 2013; Gribbin, 2017; Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2008; Muñoz, 2015), se desarrolla el cálculo de los hidrogramas de entrada para diferentes periodos de retorno.

Se presentan los hidrogramas en los **Gráficos 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8**, correspondientes  $T$  de 10, 25, 50, 100, 500, 1,000, 5,000 y 10,000 años, respectivamente. En estos se observan las envolventes triangulares, cuyas sumas resultan los hidrogramas finales.

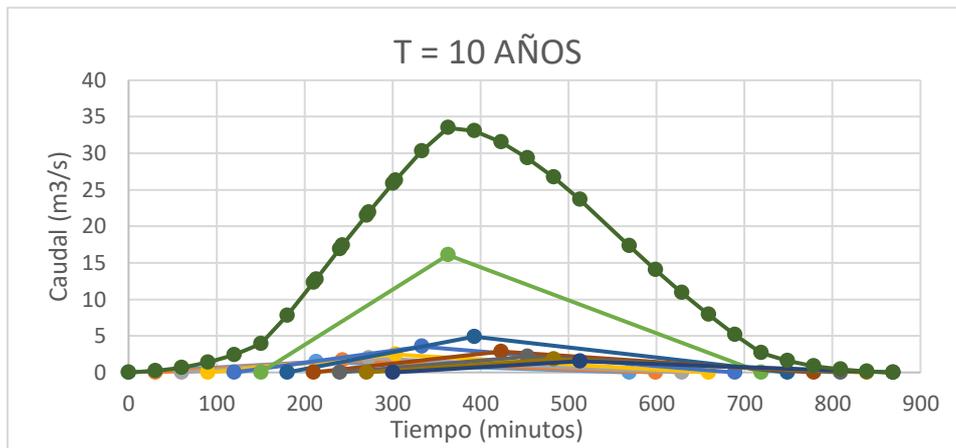


Gráfico 1: Hidrograma de entrada para T=10 años. *Fuente:* Elaboración propia.

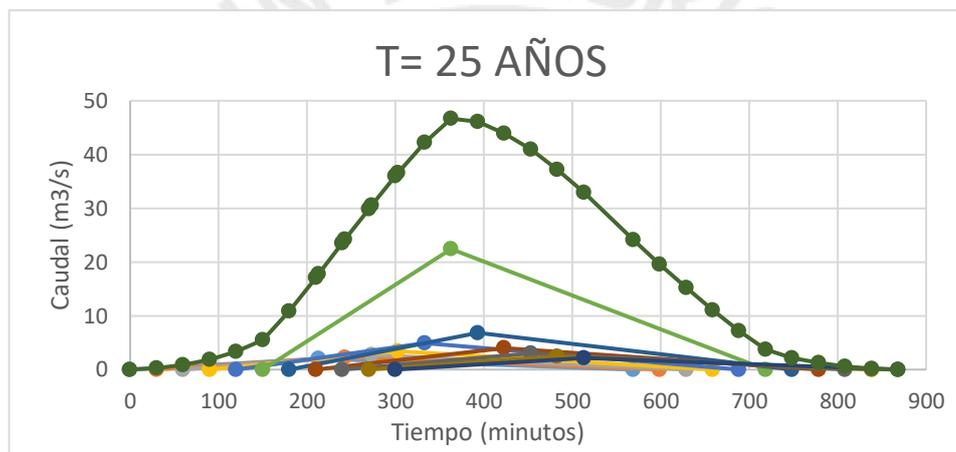


Gráfico 2: Hidrograma de entrada para T=25 años. *Fuente:* Elaboración propia.

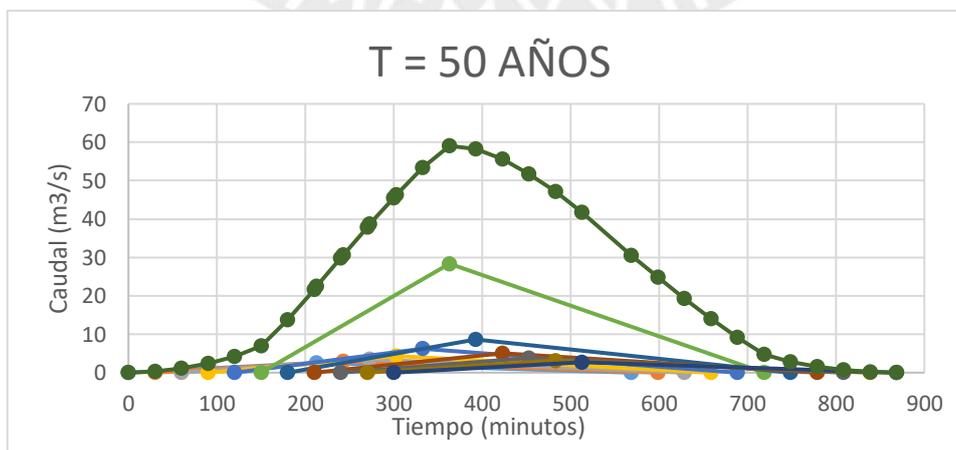


Gráfico 3: Hidrograma de entrada T=50 años. *Fuente:* Elaboración propia.

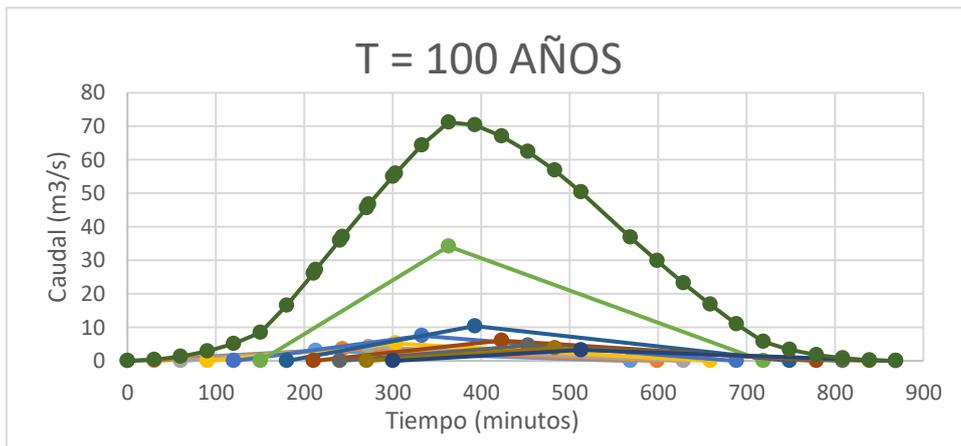


Gráfico 4: Hidrograma de entrada T=100 años. Fuente: Elaboración propia.

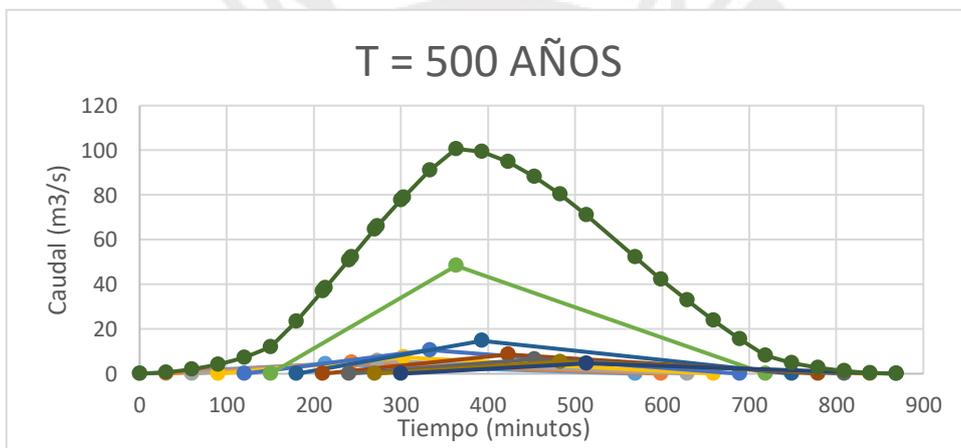


Gráfico 5: Hidrograma de entrada T=500 años. Fuente: Elaboración propia.

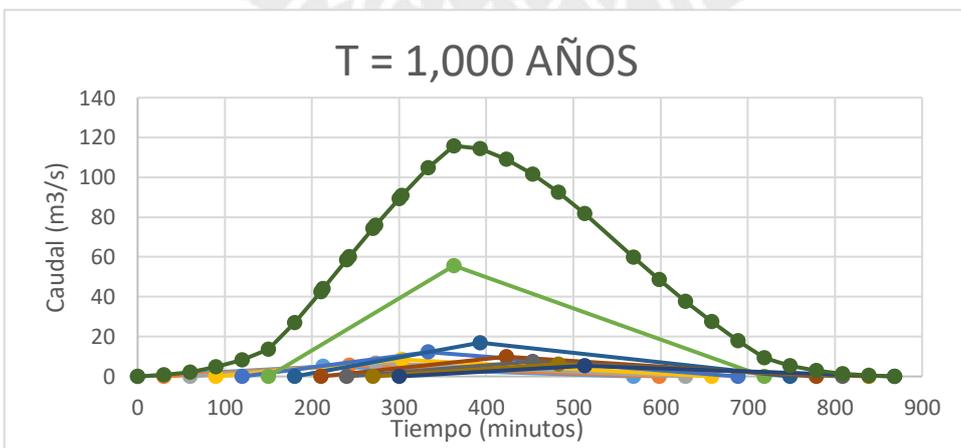


Gráfico 6: Hidrograma de entrada T=1,000 años. Fuente: Elaboración propia.

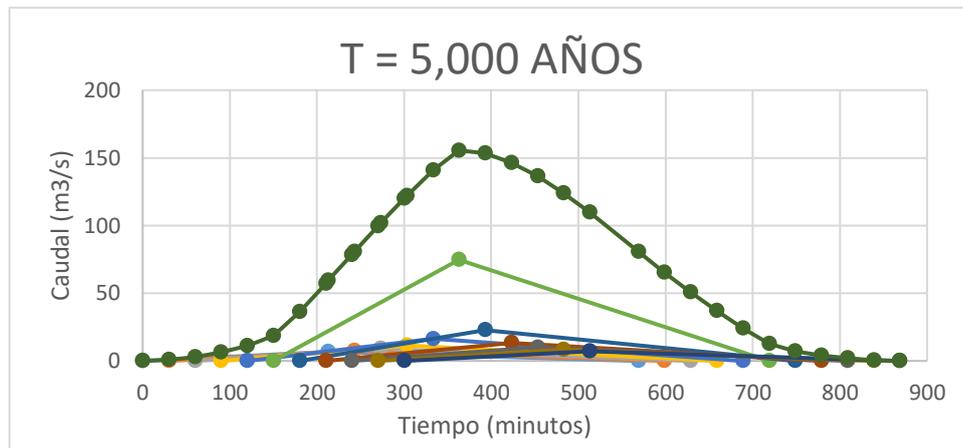


Gráfico 7: Hidrograma de entrada T=5,000 años. Fuente: Elaboración propia.

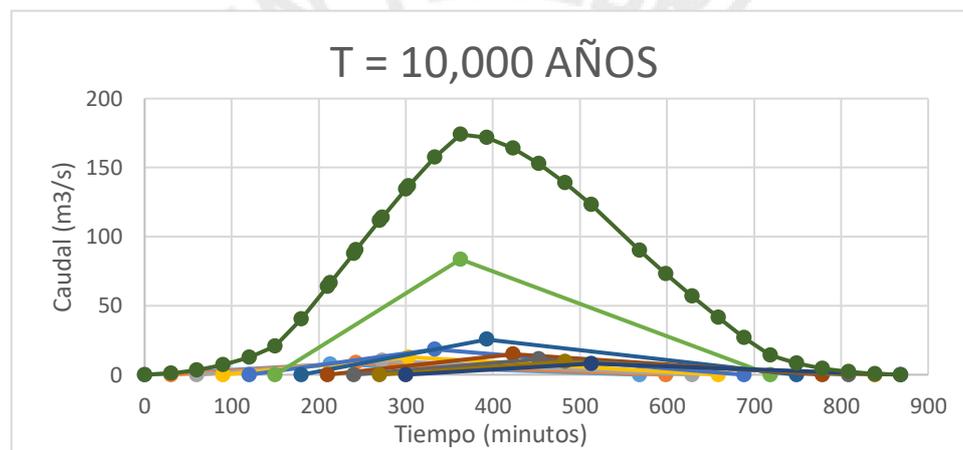


Gráfico 8: Hidrograma de entrada T=10,000 años. Fuente: Elaboración propia.

Los hidrogramas unitarios son los resultados de mayor relevancia en este capítulo, no solo por los valores obtenidos, sino por cómo se presentan, es decir, describiendo información detallada; además, son el punto de partida de otro estudio: la laminación de avenidas.

#### 4.1.3. Fórmulas empíricas

Se presentan tres formulaciones empíricas para el cálculo de  $Q$  (Martínez, García, & Martínez, 2016), las cuales servirán de verificación de otros métodos. La variable de control es  $A$ .

##### Formulación de Zapata

$$Q = 21 \times A^{0.6} = 21 \times 31^{0.6} = 164.83 \text{ m}^3/\text{s}$$

##### Formulación de Valentini

$$Q = 27 \times \sqrt{A} = 27 \times \sqrt{31} = 150.33 \text{ m}^3/\text{s}$$

### Formulación de Gómez-Quijano

$$Q = 17 \times \sqrt[3]{A^2} = 17 \times \sqrt[3]{31^2} = 167.76 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las formulaciones muestran similitud en los resultados, con diferencia entre ellos del 1-10%. Son además valores que coinciden con los obtenidos por el método del hidrograma unitario, para  $T$  igual a 5,000 años, y método racional modificado, para  $T$  entre 500 y 1,000 años

#### **4.2. Conclusión de los resultados**

- Los caudales máximos calculados mediante el método racional modificado y el hidrograma unitario tienen gran semejanza, con una diferencia global del 1 al 13%.
- Los caudales obtenidos por formulaciones empíricas, que dependen de  $A$  para su obtención, tienen gran similitud entre sus valores y son similares a los resultados obtenidos por el método racional modificado, para  $T$  entre 500 y 1,000 años, y del método del hidrograma unitario, para  $T$  de 5,000 años.
- Los resultados de formulaciones empíricas son de autores españoles, por lo que no es segura su autenticidad en el Perú, en especial en la zona del proyecta: una zona cálida con altas temperaturas y constantes precipitaciones. Aun así, estos resultados tienen gran semejanza a los obtenidos por otros métodos.
- Los resultados obtenidos de las formulaciones empíricas servirán solo como complemento a otros métodos, pero no se usarán para cálculos posteriores.
- Los resultados obtenidos por el método racional modificado son la adaptación del método racional a condiciones climáticas que no son las peruanas, por lo que, estos resultados serán también de verificación y no usados en posteriores cálculos.
- Los resultados con mayor validez son los obtenidos por el método del hidrograma unitario, debido a la calidad de resultados y porque son útiles en el estudio de laminación. Además, el uso de variables sensibles para su obtención, validadas por el Consorcio, dan mayor garantía para los resultados finales que otros métodos no pueden ofrecer.

La **Tabla 3** muestra de forma resumido los caudales máximos, para diferentes  $T$ , según los diferentes métodos y formulaciones expuestos en el presente capítulo.

Tabla 3: Caudales máximo para diferentes periodos de retorno mediante diferentes metodologías. *Fuente:* Elaboración propia.

Caudales (m <sup>3</sup> /s) - diferentes periodos de retorno					
Periodo de Retorno	Método Racional Modificado	Método del Hidrograma Unitario	Formulaciones empíricas		
			Zapata	Valentini	Gómez - Quijano
10	47.66	33.47			
25	66.48	46.67			
50	84.08	59.05			
100	101.41	71.21	164.83	150.33	167.76
500	143.30	100.64			
1,000	164.95	115.84			
5,000	221.45	155.51			
10,000	247.84	174.02			



## 5. Estudio de Laminación

La laminación es la evacuación del agua, mediante una estructura hidráulica, cuando esta supera el NMN del embalse. Este es un aliviadero de demasías.

Es importante determinar la tipología del aliviadero. Por su funcionamiento puede ser de lámina libre, a presión o mixto; por su ubicación, puede estar en el cuerpo de presa o ser un elemento independiente (Vallarino, 2014).

La estructura hidráulica elegida para la laminación es un vertedero de labio fijo ubicado en la sección central del cuerpo de presa, dada la facilidad en el proceso constructivo, de diseño y coste económico, que responden principalmente a la tipología de la presa, de gravedad de concreto, haciendo que el flujo del agua sea continuo y que no haya necesidad que el aliviadero sea un elemento individual. Tampoco se contará con compuertas, dada su inversión económica, mantenimiento que necesitaría y principalmente porque no es funcional.

La laminación entonces se realiza con la estructura hidráulica seleccionada y su diseño depende de dos circunstancias, dos tipos de avenidas que se describen a continuación:

- Avenida de proyecto: máxima avenida en el que nivel del agua está por encima del NMN. Con su información, se diseña el aliviadero y el elemento de disipación de energía. Se alcanza el nivel de avenida de proyecto (en adelante, NAP).
- Avenida extrema: es un acontecimiento de mayor peligrosidad. Tras haberse diseñado el vertedero con los cálculos para NAP, se verifica sea eficaz con los resultados de la avenida extrema. Se alcanza el nivel de avenida extrema (en adelante, NAE).

En resumen, la información de la avenida de proyecto es usada para el diseño; la de avenida extrema, como verificación y asegura confiabilidad del diseño, por lo que a partir de los resultados de las avenidas se puede lograr el diseño del aliviadero de demasías.

### 5.1. Datos de entrada

Para el diseño del aliviadero es necesaria cierta información de la presa. Se clasificará la presa por su peligrosidad y con ello se obtendrá el caudal para diferentes eventos; se necesita también el nivel de volumen de agua a diferentes cotas a las que esta se encuentre y los coeficientes que sean propias del tipo de aliviadero para que sea funcional.

#### 5.1.1. Clasificación de la presa

Los tipos de avenidas responden a diferentes  $T$ . La elección de los  $T$  a laminar depende de la categoría de peligrosidad. Esta categorización depende de las consecuencias que pueden ocurrir

tras una posible rotura del cuerpo de presa o mal funcionamiento de alguna estructura hidráulica de esta, que provocaría una inundación muy rápida de todo el terreno que se encuentre aguas abajo del embalse (Vallarino, 2014).

En la **Tabla 4**, se describe la categoría de peligrosidad de la presa.

Tabla 4: Clasificación de peligrosidad de la presa. *Fuente:* Adaptada de Vallarino, 2014.

Categoría	Descripción de la categoría
A	Puede afectar núcleos poblados <sup>4</sup> , algún servicio básico o ser causa de un daño ecológico de gran magnitud.
B	Puede afectar al menos una vivienda o ser causa de un daño ecológico moderado. Se considera también cualquier daño a infraestructura.
C	Puede afectar a alguna persona.

Aguas abajo de la presa, se encuentra la localidad de Sión; además, la presa se encuentra en Zona de Amortiguamiento<sup>5</sup> del Parque Nacional, por lo que su clasificación es de tipo A.

### 5.1.2. Caudal de entrada al embalse en avenidas de proyecto y extrema

Los caudales para avenidas de proyecto y extrema dependen del  $T$ . En la **Tabla 5**, se verifican los  $T$  según la categoría de la presa, cuyos valores son razonables a los niveles de peligrosidad que representan.

Tabla 5: Periodos de retorno para avenidas de proyecto y extrema. *Fuente:* Adaptada de Vallarino, 2014.

Categoría	Periodo de retorno	
	Avenida de proyecto	Avenida extrema
A	1,000	5,000 - 10,000
B	500	1,000 - 5,000
C	100	100 - 500

Para la clasificación A, aún no se tiene definido concretamente el  $T$ , ya que ello depende del material de la presa. La **Tabla 6** describe el  $T$  dependiendo del material de la estructura.

La presa es de concreto, por lo que el periodo de retorno para avenida de proyecto es de 1,000 años y para avenida extrema, 5,000 años; ello tiene sentido ya que la una presa de materiales sueltos demanda mayor esfuerzos de seguridad en su diseño.

<sup>4</sup> Un núcleo poblado tiene, al menos, cinco viviendas habitadas (Vallarino, 2014).

<sup>5</sup> La Zona de Amortiguamiento es la que rodea al Parque Nacional y está prohibida cualquier actividad industrial o de asentamiento, a menos que se tengan permisos especiales para construir (Congreso de la República del Perú, 2014; Servicio Nacional de Áreas Protegidas por el Estado, s. f.); estos últimos se encuentran en el *Anexo 15: Estudio ambiental*.

Tabla 6: Periodos de retorno de para avenidas de proyecto y extrema dependiendo del material de la presa.  
Fuente: Adaptada de Vallarino, 2014.

Categoría	Avenida de proyecto	Avenida extrema	
		Presa de concreto	Presa materiales sueltos
A	1,000	5,000	10,000
B	500	1,000	5,000
C	100	100	500

Los caudales, para dichos periodos de retorno, son los calculados en el capítulo 4. *Estudio de avenidas* (ver **Tabla 3**), haciendo un enfoque a los resultados mediante el método del hidrograma unitario del capítulo 4.1.2. *Método del hidrograma unitario*, en que se presentan hidrogramas correspondientes a los  $T$  de 1,000 y 5,000 años (ver **Gráficos 6** y **7**, respectivamente).

Los caudales utilizados para la avenida de proyecto y extrema se detallan en la **Tabla 7**.

Tabla 7: Caudales punta para avenidas de proyecto y extrema. Fuente: Elaboración propia.

Avenida	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
Proyecto (T=1,000 años)	115.83
Extrema (T=5,000 años)	155.51

### 5.1.3. Curva característica del embalse

La curva característica es un gráfico en el que se traza una curva que relaciona el nivel de agua del embalse y su volumen. La obtención de esta se detalla en la *Anexo 7: Cálculo de la curva característica*. La curva característica se presenta en el **Gráfico 9**.

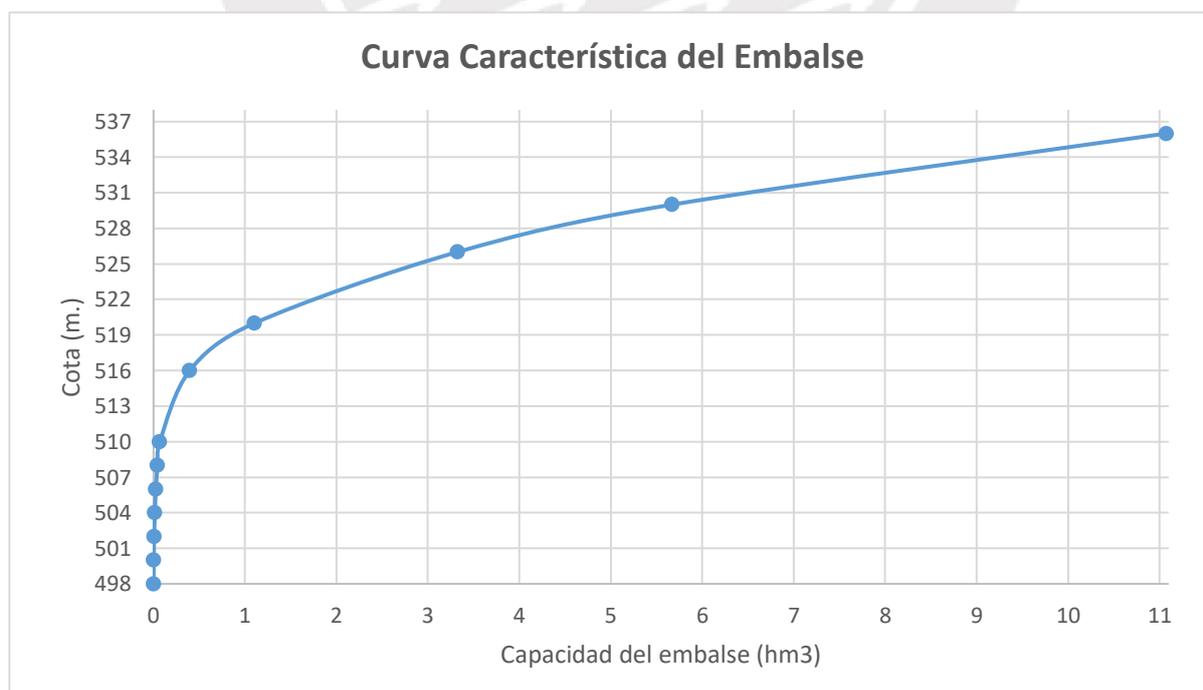


Gráfico 9: Curva característica del embalse. Fuente: Elaboración propia.

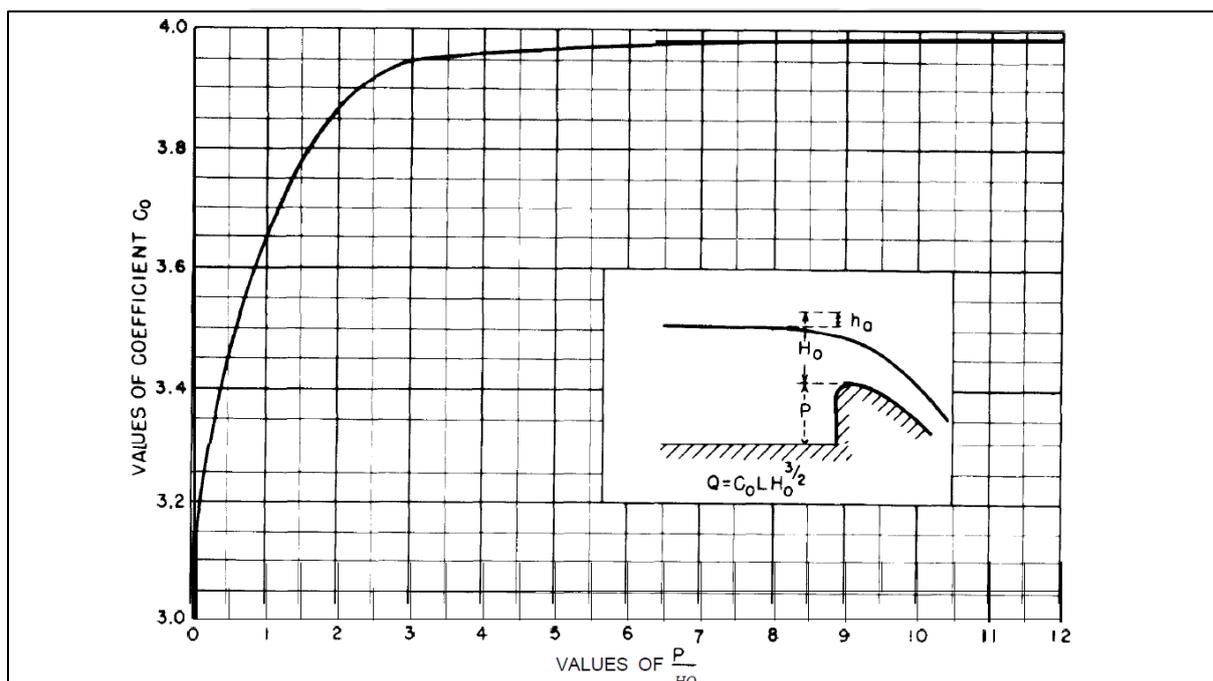
#### 5.1.4. Coeficiente de descarga

El último dato necesario es definir el tipo de vertedero, que se clasifican por su forma, estructura de control, forma de laminación y ubicación respecto al cuerpo de presa (Comité Nacional Español de Grandes Presas, 1997; García-Naranjo & Olivera, 1985; United States Bureau of Reclamation, 1976, 1987). Se les describe a continuación:

- *Free fall spillway*: Aliviadero con chorro en caída libre.
- *Ogee spillway*: Llamada aliviadero de demasías con cresta en forma curva de S. Es la más común debido a que se controla mejor el flujo de salida; la forma de su curvatura es diseñada para dicho fin. En el Perú se llama también aliviadero de Cimacio.
- *Side canal spillway*: Utiliza un canal lateral como estructura de control.
- *Chute spillway*: Lleva el agua hacia aguas abajo en régimen supercrítico.
- *Tunnel spillway*: Funciona como una estructura a presión.
- *Morning glory*: ubicada en el embalse, funcionando como estructura mixta: lámina libre y a presión.
- *Siphon*: aliviadero tipo sifón, estructura que utiliza una carga menor para generar un caudal de salida mayor.

Se elige el vertedero tipo Cimacio, debido a que es muy típico en presas de gravedad. Para su diseño es necesario el cálculo de un coeficiente de descarga (en adelante,  $C_o$ ), el cual puede calcularse utilizando **Ábaco 1**.

Ábaco 1: Obtención del coeficiente  $C_o$  para vertedero con talud vertical. *Fuente*: Adaptada del USBR, 1976.



El **Ábaco 1** muestra los parámetros con los que se obtiene  $C_o$ , los cuales son la altura de la presa desde el lecho del río hasta la altura a la que se encuentra el labio del vertedero o NMN (en adelante,  $P$ ), valor igual a 525 msnm, y la altura de lámina de agua vertiente de diseño (en adelante,  $H_o$ ), igual a 498 msnm.

$$P = NMN - Cota_{lecho\ del\ río} = 525 - 498 = 27\ m$$

El valor de  $H_o$  es aún desconocido, pero el de  $P$  no. Si el valor de la relación  $P/H_o$ , en el eje de las abscisas del **Ábaco 1**, fuese mayor a 3, el valor de  $H_o$  debería ser menor a 9 metros. Partiendo de una hipótesis a comprobar que  $H_o$  será mucho menor a 9 metros, se puede tomar el valor de  $C_o$ , en el **Ábaco 1**, igual a 4. La única corrección a este valor es que el resultado obtenido es para el sistema de unidades inglesas, por lo que, haciendo la conversión al sistema internacional de medidas (en adelante, SI), el valor de  $C_o$  es igual a 2.40.

Se debe comprobar que  $H_o$  es siempre menor a 9 metros.

## 5.2. Laminación de avenida de proyecto

Para la laminación de avenida de proyecto se toma un  $T$  igual a 1,000 años (ver **Tabla 7**).

La situación en que se evalúa la avenida de proyecto es la más desfavorable: la avenida se inicia cuando el nivel de la lámina de agua del embalse es igual al del NMN y otras estructuras hidráulicas de la presa no se encuentran operativos, por lo que la laminación se realiza únicamente por el aliviadero.

La ecuación de laminación del vertedero, como se muestra en el **Ábaco 1** (United States Bureau of Reclamation, 1976, 1987), para avenida de proyecto se describe a continuación:

$$Q_{proyecto} = C_o \times L_e \times H_o^{3/2}$$

El caudal para avenida de proyecto (en adelante,  $Q_{proyecto}$ ) depende de  $C_o$ ,  $H_o$  y la longitud eficaz del aliviadero (en adelante,  $L_e$ ).

Se tiene como incógnitas los valores de  $Q_{proyecto}$ ,  $L_e$  y  $H_o$ . Para ello, se puede partir de la información del hidrograma de entrada para el  $T$  de 1,000 años (ver **Gráfico 6** y apartado *Cálculo de hidrogramas del Anexo 5: Estudio hidrológico del proyecto*), curva característica del embalse (ver **Gráfico 9** y *Anexo 7: Cálculo de la curva característica*) y  $C_o$ , igual a 2.40 y debe ser verificado (ver capítulo 5.1.4 *Coefficiente de descarga*). A partir de estos valores, se puede confeccionar un hidrograma de salida, es decir, una ecuación de balance hídrico, y así obtener las incógnitas desconocidas. El método usado es Puls modificado (Puls, 1928).

La ecuación del método Puls modificado es la siguiente:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \bar{I} - \bar{O}$$

Esta ecuación describe que la variación del volumen de agua del embalse (en adelante,  $V$ ) con respecto al tiempo es igual la diferencia entre el promedio de flujo de agua que ingresa al embalse (en adelante,  $\bar{I}$ ) y el promedio de agua sale del embalse (en adelante,  $\bar{O}$ ). Esta expresión se discretiza y se desarrollan sus componentes cuando varían un intervalo de tiempo (en adelante,  $\Delta t$ ) determinado y se ordena de forma conveniente.

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = \bar{I} - \bar{O}$$

$$\frac{V_{n+1} - V_n}{\Delta t} = 0.5 \times (I_{n+1} + I_n) + 0.5 \times (O_{n+1} + O_n)$$

$$2 \times \frac{V_{n+1}}{\Delta t} + O_{n+1} = (I_{n+1} + I_n) + \left( 2 \times \frac{V_n}{\Delta t} - O_n \right)$$

Se designa valor por izquierda (en adelante,  $a$ ) y valor por derecha (en adelante,  $a'$ ) a la segmentación de la ecuación discretizada.

$$a = I_{n+1} + I_n + 2 \times \frac{V_n}{\Delta t} - O_n$$

$$a' = 2 \times \frac{V_{n+1}}{\Delta t} + O_{n+1}$$

Lo que se desea, a partir de conseguir los valores de  $a$  y  $a'$ , es igualarlos mediante iteraciones y que el error sea mínimo. La incógnita que varía es  $L_e$ , ya que aún no está definida y podría variar. Los resultados de  $H_e$  y  $Q_{proyecto}$  para diferentes valores de  $L_e$  se detallan en la **Tabla 8**.

Tabla 8: Caudales de proyecto y alturas de laminación de agua para diferentes longitudes eficaces en avenida de proyecto. *Fuente:* Elaboración propia.

$L_e(m)$	$H_o (m)$	$Q_{proyecto}(m^3/s)$
5	2.173	38.426
6	2.075	42.027
7	1.988	47.098
8	1.911	50.753
9	1.842	53.989
<b>10</b>	<b>1.779</b>	<b>56.947</b>
12	1.668	62.070
15	1.533	68.337
20	1.360	76.166

El **Gráfico 10** detalla la comparación del caudal vertido y  $H_o$  por el aliviadero según los diferentes valores de  $L_e$ .

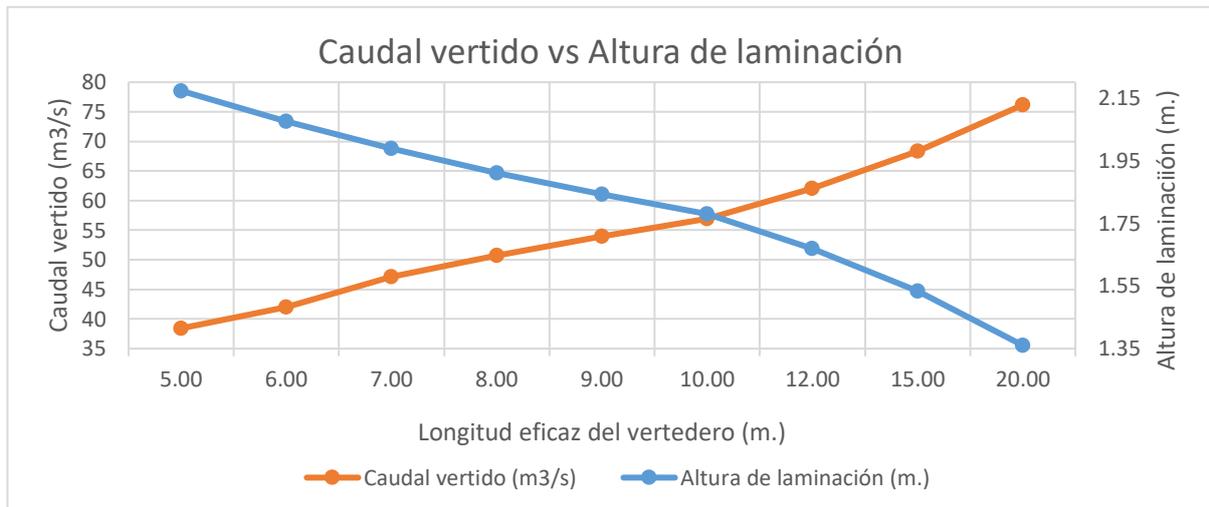


Gráfico 10: Curva de caudal vertido versus altura de laminación de agua del aliviadero para diferentes valores de longitud eficaz. *Fuente:* Elaboración propia.

La longitud del vertedero elegida responde a una dimensión suficiente para desaguar el embalse, cuando se presente una avenida de proyecto, con  $H_o$  no muy alta y un caudal de vertido tampoco muy elevado; su elección se apega también al ancho del cauce aguas abajo. Además, es un punto en el que correctamente se intersecan las curvas del **Gráfico 10**, mostrándola como mejor opción.  $Q_{proyecto}$  es igual a 56.947 metros cúbicos/segundo,  $H_o$ , igual a 1.779 metros, y  $L_e$ , igual a 10 metros (ver apartado *Hidrograma de avenida de proyecto* del *Anexo 8: Hidrogramas de salida*).

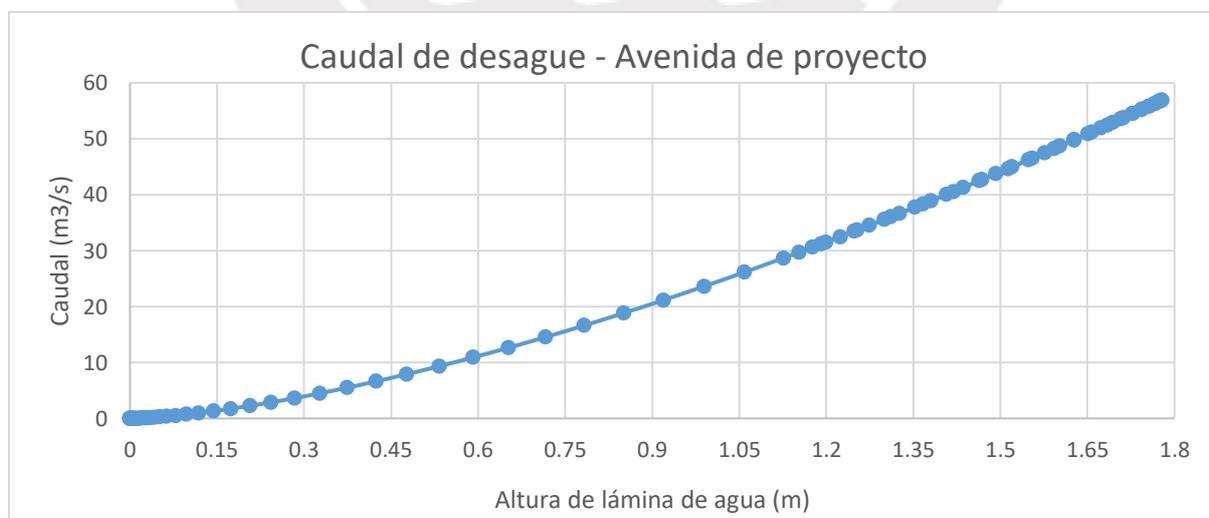


Gráfico 11: Curva de desagüe del aliviadero en avenida de proyecto. *Fuente:* Elaboración propia.

Tras la elección de la  $L_e$  es importante saber cómo se desagua el vertedero a diferentes valores de  $L_e$  igual a 10 metros; ello se puede inspeccionar visualmente en el **Gráfico 11**.

En el capítulo 5.1.4. *Coefficiente de descarga*, se toma la hipótesis de que el valor  $H_o$  debe ser menor a 9 metros para que sea correcta la elección de  $C_o$  igual a 2.40, lo cual es comprobado con la **Gráfica 11**, ya que para el valor de caudal máximo  $Q_{proyecto}$  no se sobrepasa la altura de 1.779 metros, mucho menor al valor límite.

### 5.3. Laminación de avenida extrema

De forma similar al capítulo 5.2. *Laminación de avenida de proyecto*, se utiliza el método Puls modificado para la obtención del caudal para avenida extrema (en adelante,  $Q_{extremo}$ ) y  $H_o$ ; sin embargo, difiere en que se conoce el valor de  $L_e$ , el cual es igual a 10 metros.

Se parte de la situación más desfavorable: la avenida extrema inicia con el embalse lleno a NMN y demás estructuras de desagüe inoperativos.

$Q_{extremo}$  es igual a 82.011 metros cúbicos/segundo y  $H_o$ , igual a 2.269 metros (ver apartado *Hidrograma de avenida extrema del Anexo 8: Hidrogramas de salida*).

En el **Gráfico 12** se describe cómo se desagua el caudal de avenida extrema. En este también se puede confirmar la hipótesis del capítulo 5.1.4. *Coefficiente de descarga*, en que  $H_o$  es mucho menor a 9 metros y se toma como válido el valor de  $C_o$ .

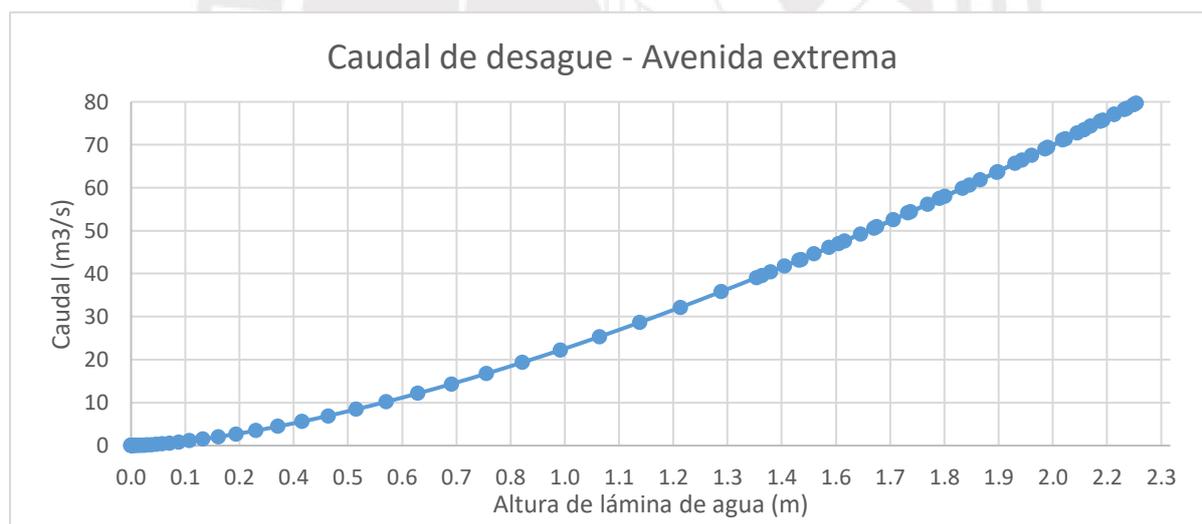


Gráfico 12: Curva de desagüe del aliviadero en avenida extrema. *Fuente:* Elaboración propia.

### 5.4. Conclusiones

La presa Sión I, de clasificación A por su peligrosidad, tendrá un aliviadero de tipo Cimacio, ubicado en la sección central del cuerpo de presa y  $L_e$  igual a 10 metros.

Se presentan los resultados para avenidas de proyecto y extrema.

### Avenida de proyecto:

En la **Tabla 9** se describen las características hidráulicas del aliviadero para avenida de proyecto. Además, se presenta el **Gráfico 13**<sup>6</sup>, en que se muestran las curvas de los hidrogramas de entrada y el de salida para este evento.

Tabla 9: Características del aliviadero para avenida de proyecto. *Fuente:* Elaboración propia.

Longitud eficaz (m.)	10
Altura máxima de lámina de agua (m.)	1.779
Caudal máximo de entrada (m <sup>3</sup> /s)	115.836
Caudal máximo laminado (m <sup>3</sup> /s)	<b>56.947</b>

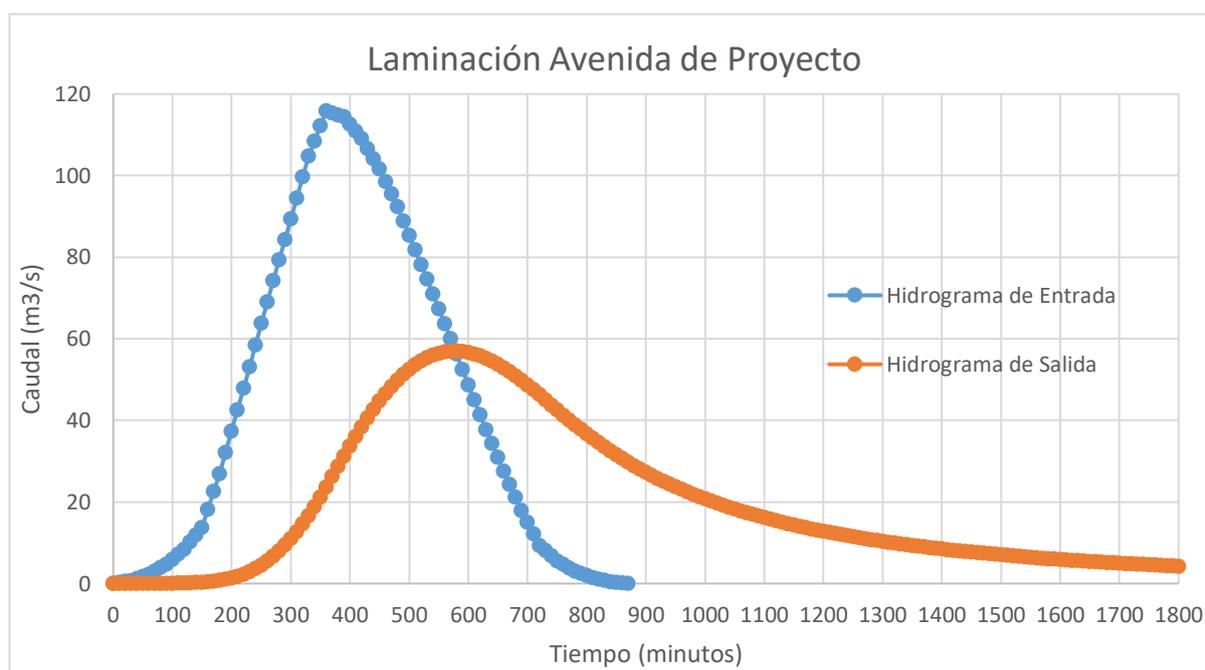


Gráfico 13: Laminación de avenida de proyecto. *Fuente:* Elaboración propia.

### Avenida extrema:

En la **Tabla 10** se describen las características hidráulicas del aliviadero para avenida extrema. Además, se presenta el **Gráfico 14**<sup>7</sup>, en que se muestran las curvas de los hidrogramas de entrada y el de salida para este evento.

<sup>6</sup> Los datos de los hidrogramas de entrada y salida para avenida de proyecto se presentan en el apartado *Hidrograma de avenida de proyecto* del Anexo 8: *Hidrogramas de salida*.

<sup>7</sup> Los datos de los hidrogramas de entrada y salida para avenida extrema se presentan en el apartado *Hidrograma de avenida extrema* del Anexo 8: *Hidrogramas de salida*.

Tabla 10: Características del aliviadero para avenida extrema. *Fuente:* Elaboración propia.

Longitud eficaz (m.)	10
Altura máxima de lámina de agua (m.)	2.269
Caudal máximo de entrada (m <sup>3</sup> /s)	155.509
Caudal máximo laminado (m <sup>3</sup> /s)	<b>82.011</b>

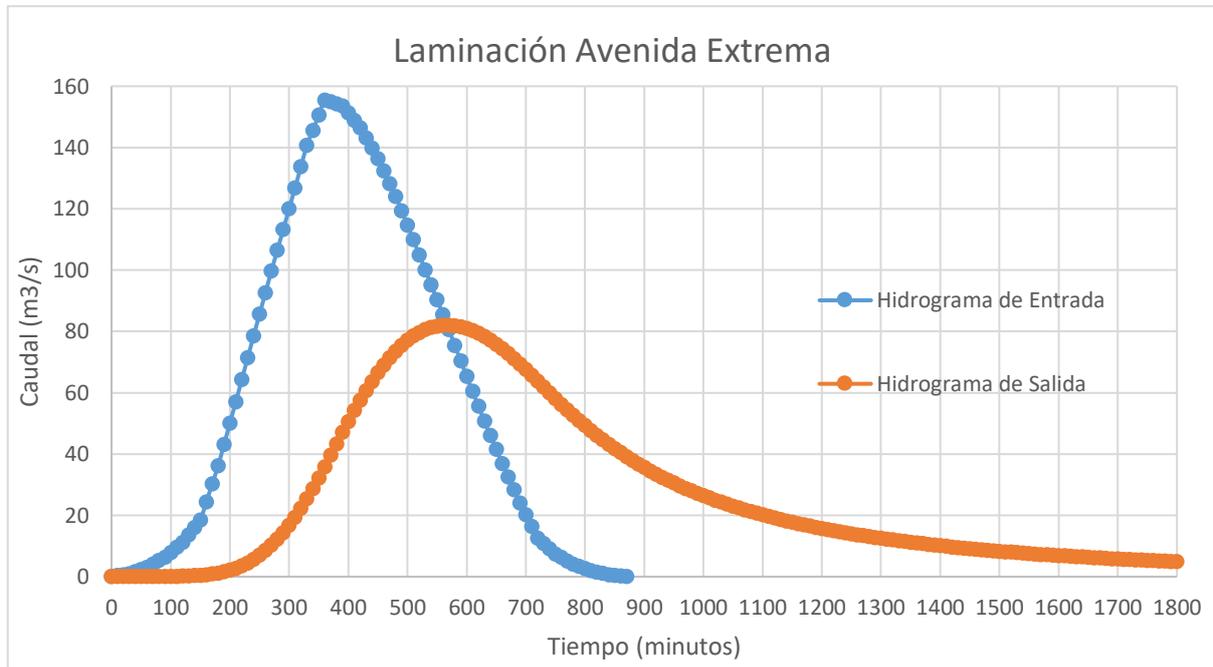


Gráfico 14: Laminación de avenida extrema. *Fuente:* Elaboración propia.



## 6. Cálculos de estructuras hidráulicas

En este capítulo se va a desarrollar el diseño de las estructuras hidráulicas que posee la presa, las cuales se enumeran a continuación:

- Aliviadero
- Desagües
- Bypass
- Tomas de agua
- Desvío del río

El diseño de las estructuras hidráulicas a desarrollarse en el presente capítulo se basa principalmente en las recomendaciones, alineamientos y experiencias de las publicaciones de la Oficina de Recuperación de los Estados Unidos (de sus siglas en inglés *US Bureau of Reclamation*, en adelante, USBR).

### 6.1. Dimensionamiento del aliviadero

El aliviadero es una estructura hidráulica que tiene la función de desaguar los excedentes de agua del embalse, en caso de que otros elementos con similar función no satisfagan esta necesidad, sea por avería o porque su capacidad no lo permite.

En el capítulo 5. *Estudio de laminación*, se define el tipo de vertedero y su ubicación, en la sección central del cuerpo de presa, lo que atrae de forma directa el flujo de agua a evacuar sin necesidad de algún elemento de control y así poder preverse mejor el comportamiento del agua, además de significar un ahorro, pues al ser un elemento de concreto, mismo material que la presa, y no uno adicional, no demanda mayor espacio y su vez un costo adicional (Garrote & Martín, 2013).

El aliviadero consta, básicamente y para fines de este proyecto, de tres subelementos:

- Embocadura
- Canal de descarga
- Obra de restitución del cauce

#### 6.1.1. Embocadura del aliviadero

La embocadura es el primer tramo del aliviadero y es donde se alivia el agua del embalse en el momento en que hay una avenida por encima del NMN, es decir, evacua agua sobrante. En este

dispositivo, se toma el agua de forma controlada para ser derivada por el siguiente: el canal de descarga. Para ello es necesario definir todas sus características.

Longitud útil:

$L_e$  es la necesaria para desarrollar el trabajo de vertido de agua, desde el embalse hacia aguas abajo de la presa. Sin embargo, no es una estructura individual y posee subelementos que deben definirse y diseñarse.

En concreto, son dos las condicionantes con que se define la longitud útil (en adelante,  $L_u$ ) del aliviadero, en función de  $L_e$ : el número de vanos y el de estribos en los lados laterales.

En el caso de  $L_e$ , igual a 10 metros, no es necesario usar más de un vano, es decir, no se cuenta con pilas intermedias que los separen, pero si con estribos, ubicados en los lados laterales del aliviadero. Para calcular  $L_u$ , se sigue la siguiente expresión:

$$L_u = L_e + 2 \times (\text{número de pilas} \times C_{pilas} + C_{estribos}) \times H_o$$

$L_u$  depende de  $L_e$ , el número de pilas, un coeficiente de contracción por la existencia de pilas (en adelante,  $C_{pilas}$ ), un coeficiente de contracción por la existencia de estribos (en adelante,  $C_{estribos}$ ) y  $H_o$ .

El valor de  $C_{pilas}$  es igual a 0.01, debido a que las pilas son de contorno parabólico en su contacto con el embalse y rectangulares aguas abajo, permitiendo así una salida más fácil del agua; sin embargo, se ha definido que no habrá pilas intermedias. El valor de  $C_{estribos}$  es igual a 0.05, debido a la forma redondeada que posee, cuyo contorno suavizado ayuda a la salida del flujo de agua.  $H_o$  es igual al utilizado para un  $T$  igual a 1,000 años, es decir, el que le corresponde a la avenida de proyecto.

$$L_u = 10 + 2 \times (0 \times 0.01 + 0.05) \times 1.779 = 10.178 \text{ m}$$

Redondeando el resultado, se obtiene como valor de  $L_u$  10.20 metros. En la **Tabla 11**, se detallan las dimensiones de la embocadura del aliviadero.

Tabla 11: Dimensionamiento de la embocadura del aliviadero. *Fuente:* Elaboración propia.

Número de vanos	1
Número de estribos	2
Número de pilas	0
Longitud útil (m.)	10.20

### Perfil del aliviadero:

Dado que la elección del aliviadero es uno tipo Cimacio, se decide el perfil como el tipo Creager, el más utilizado en las presas de gravedad y del que se prevé mejor su comportamiento hidráulico.

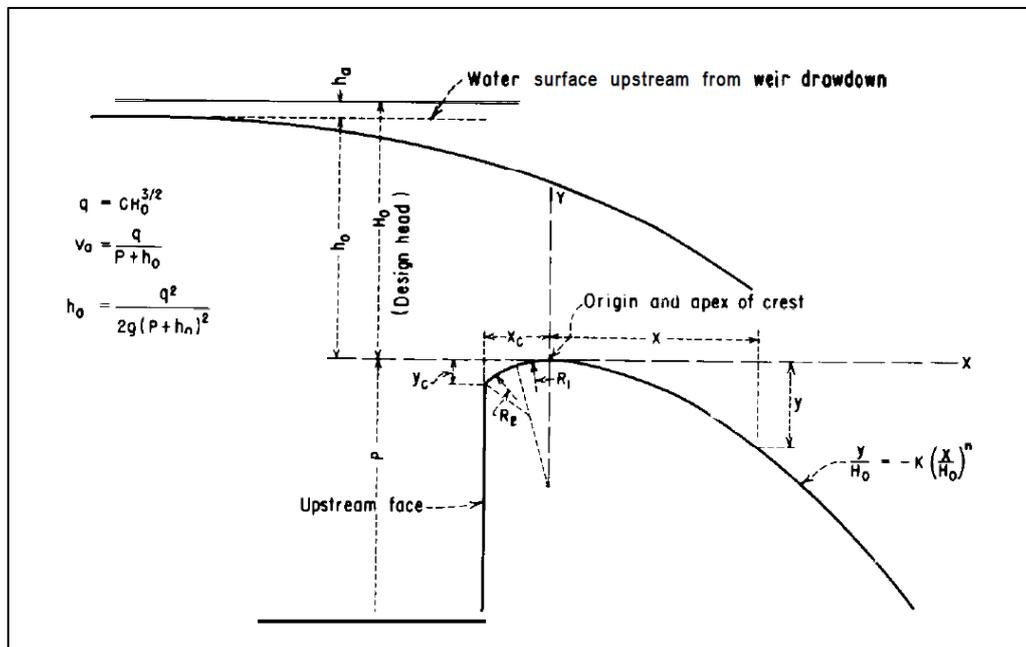


Figura 4: Parámetros de diseño del perfil del aliviadero tipo Creager. Fuente: USBR, 1987.

Tomando como guía la **Figura 4**, se realiza el diseño del perfil, la cual describe el diseño del perfil Creager y sus parámetros de diseño (United States Bureau of Reclamation, 1976, 1987). El perfil a dimensionar se empalmará con el talud aguas abajo de la presa 0.8H:1V. La forma curva del vertedero tipo Creager responde a un vertedero de pared delgada y talud vertical en su paramento aguas arriba. La elección de este perfil responde a que al verterse agua sobre su estructura no se generaran presiones ni subpresiones que hagan daño al aliviadero. Lo que generan las presiones muy altas es el deterioro por fricción y las subpresiones provocan desprendimiento de material por acción del aire que se encuentra entre el agua y el paramento aguas abajo (Vallarino, 2014).

El paramento aguas abajo suele ser vertical o de pendiente muy pequeña; sin embargo, la elección de que esta sea vertical responde a la facilidad en el proceso constructivo. El talud aguas abajo igual a 0.8H:1V responde a que por experiencias de otras construcciones la suma de taludes de ambos paramentos debe ser próxima a 0.8H:1V (Vallarino, 2014). Un estudio de mayor profundidad sobre optimización de taludes en el paramento aguas abajo podría dar como resultado valores menores seccionando la presa, lo que significaría un ahorro en material e

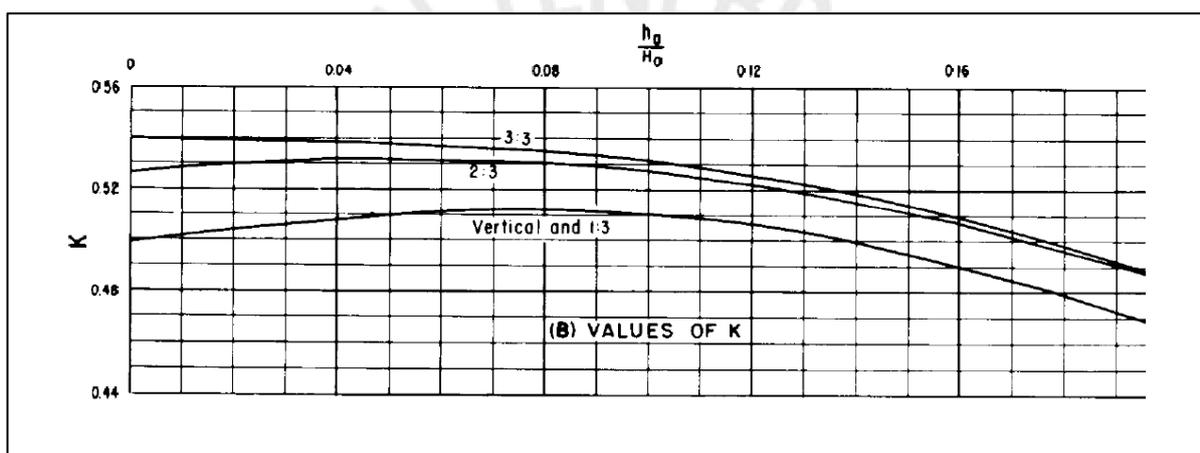
influiría directamente en el costo; sin embargo, dicha evaluación no corresponde al presente trabajo de tesis.

La curva que describe el perfil Creager, en su paramento aguas abajo se describe mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{y}{H_0} = -k \times \left(\frac{x}{H_0}\right)^n$$

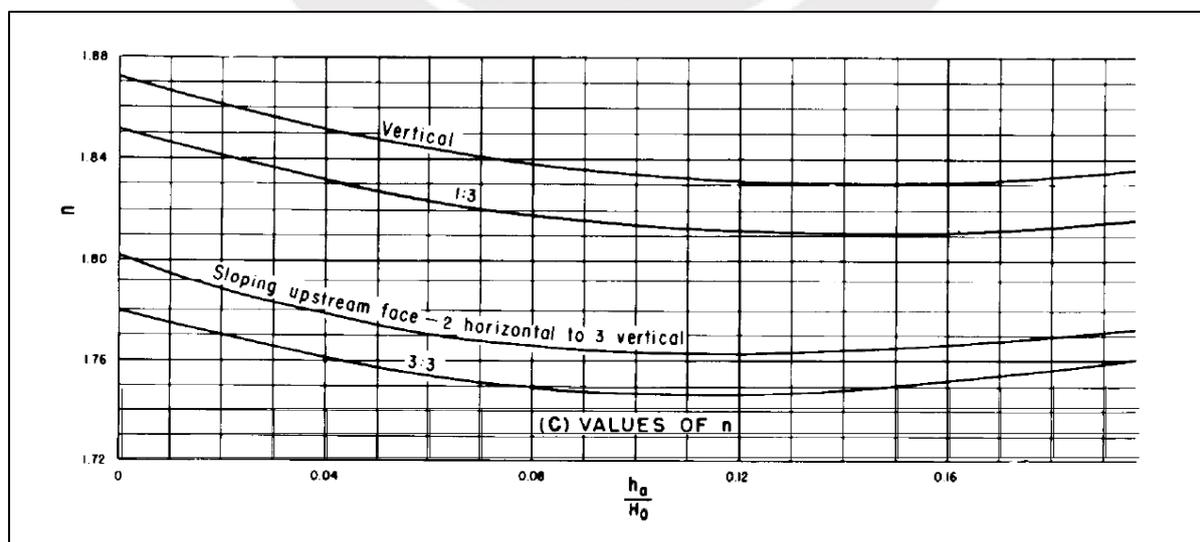
$x$  e  $y$  son la coordenada horizontal y vertical del perfil Creager, respectivamente. La dirección horizontal es positiva hacia la derecha; la vertical, hacia arriba.  $n$  y  $k$  son parámetros adimensionales, a partir de los cuales se puede dibujar el perfil Creager.

A partir de las **Ábacos 2 y 3** se pueden obtener los valores de las variables  $k$  y  $n$ .



Ábaco 2: Obtención del parámetro  $k$  para el diseño del perfil Creager. Fuente: USBR, 1976.

El valor de  $k$  depende de dos parámetros: el talud del paramento aguas arriba, vertical, y la relación entre la altura de presión del embalse (en adelante,  $h_a$ ) y  $H_0$ .



Ábaco 3: Obtención del parámetro  $n$  para el diseño del perfil Creager. Fuente: USBR, 1976.

El valor de  $h_a$  se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$h_a = H_o - h_o$$

$h_o$  corresponde a la altura de lámina de agua vertiente drenando por el aliviadero que puede tomar el mismo valor a la de diseño,  $H_o$ . Para casos aplicativos, como lo es el actual trabajo de tesis, se puede tomar el valor de  $h_a$  como nulo. La relación  $h_a/H_o$  es nula; por lo tanto, según el **Ábaco 2**, el valor de  $k$  es igual a 0.50.

Para la obtención de  $n$  también se necesitan los mismos datos: el talud del paramento aguas arriba y la relación  $h_a/H_o$ . Del **Ábaco 3**, se obtiene el valor de  $n$  igual a 1.87.

En la ecuación del perfil Creager, se toma el valor de  $H_o$  igual a 2.269 metros, correspondiente a un  $T$  de 5,000 años, es decir, para avenida extrema.

Se define la expresión para el perfil Creager para el paramento de aguas arriba vertical:

$$\frac{y}{2.269} = -0.50 \times \left(\frac{x}{2.269}\right)^{1.87}$$

Una vez se tiene definido el perfil del aliviadero es necesario definir la ubicación en que se empalma este con el paramento aguas abajo, el cual tiene una pendiente 0.8H:1V.

La forma de hallar dicho punto es derivando la ecuación del perfil, que debe ser igual a la pendiente de diseño del paramento aguas abajo, en su forma inversa, para igualar la ecuación en función de la variable  $x$ , es decir, 1.25.

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left( 2.269 \times 0.50 \times \left(\frac{x}{2.269}\right)^{1.87} \right) = 1.25$$

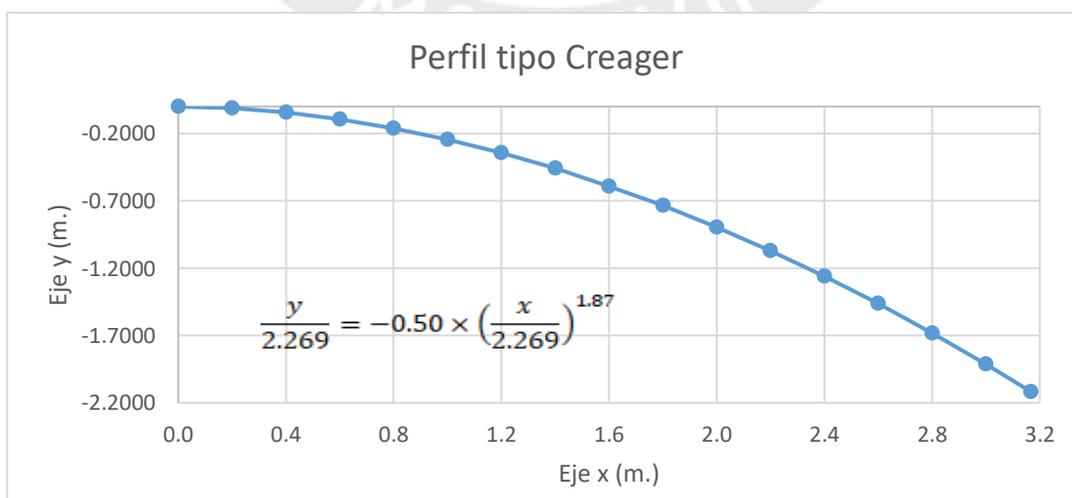


Gráfico 15: Curva de perfil tipo Creager en el paramento aguas abajo. Fuente: Elaboración propia.

Resolviendo esta formulación, se obtienen los valores en el punto de empalme entre el paramento aguas abajo y el perfil Creager:  $x$  igual a 3.1679 metros e  $y$  igual a -2.1176 metros.

La confección de la curva se visualiza en el **Gráfico 15** y sus puntos están descritos en el apartado *Perfil tipo Creager del Anexo 9: Estructuras hidráulicas*.

La embocadura, en el lado de la cresta y el paramento aguas arriba, siguiendo lo mostrado en la **Figura 4**, se diseña en función de dos parámetros de diseño:  $X_c$  e  $Y_c$ . A partir de estos, se pueden hallar los radios de diseño  $R_1$  y  $R_2$ . A partir del **Ábaco 4**, se puede hacer el cálculo de estos cuatro valores, descritos a continuación:

$$X_c = -0.283 \times H_0 = -0.7604 \text{ m.}$$

$$Y_c = -0.127 \times H_0 = -0.34125 \text{ m.}$$

$$R_1 = 0.530 \times H_0 = 1.42411 \text{ m.}$$

$$R_2 = 0.234 \times H_0 = -0.7604 \text{ m.}$$

El perfil Creager, ya con todos sus parámetros definidos, puede observarse en la **Figura 5**.

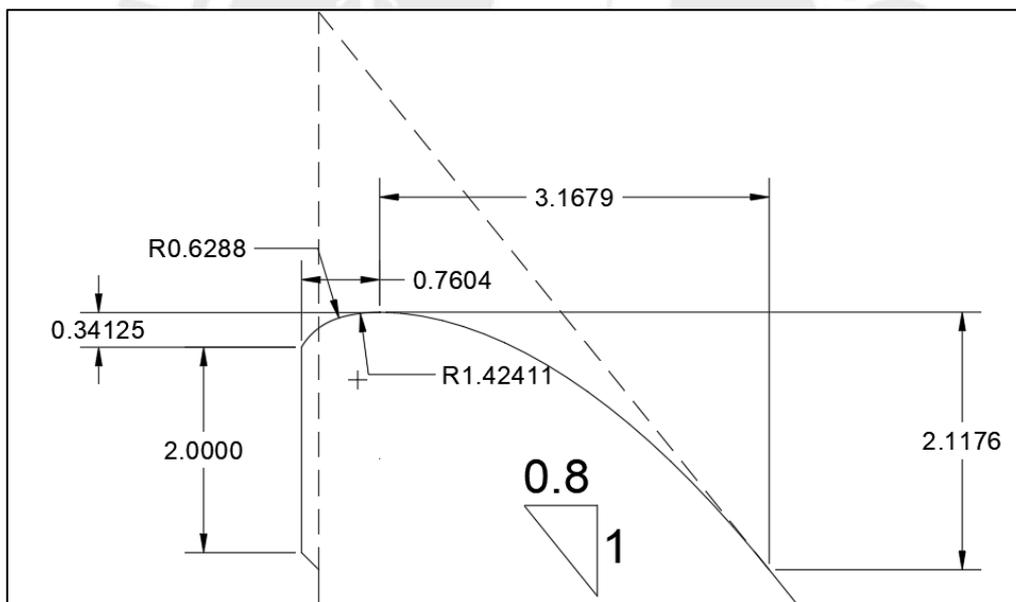
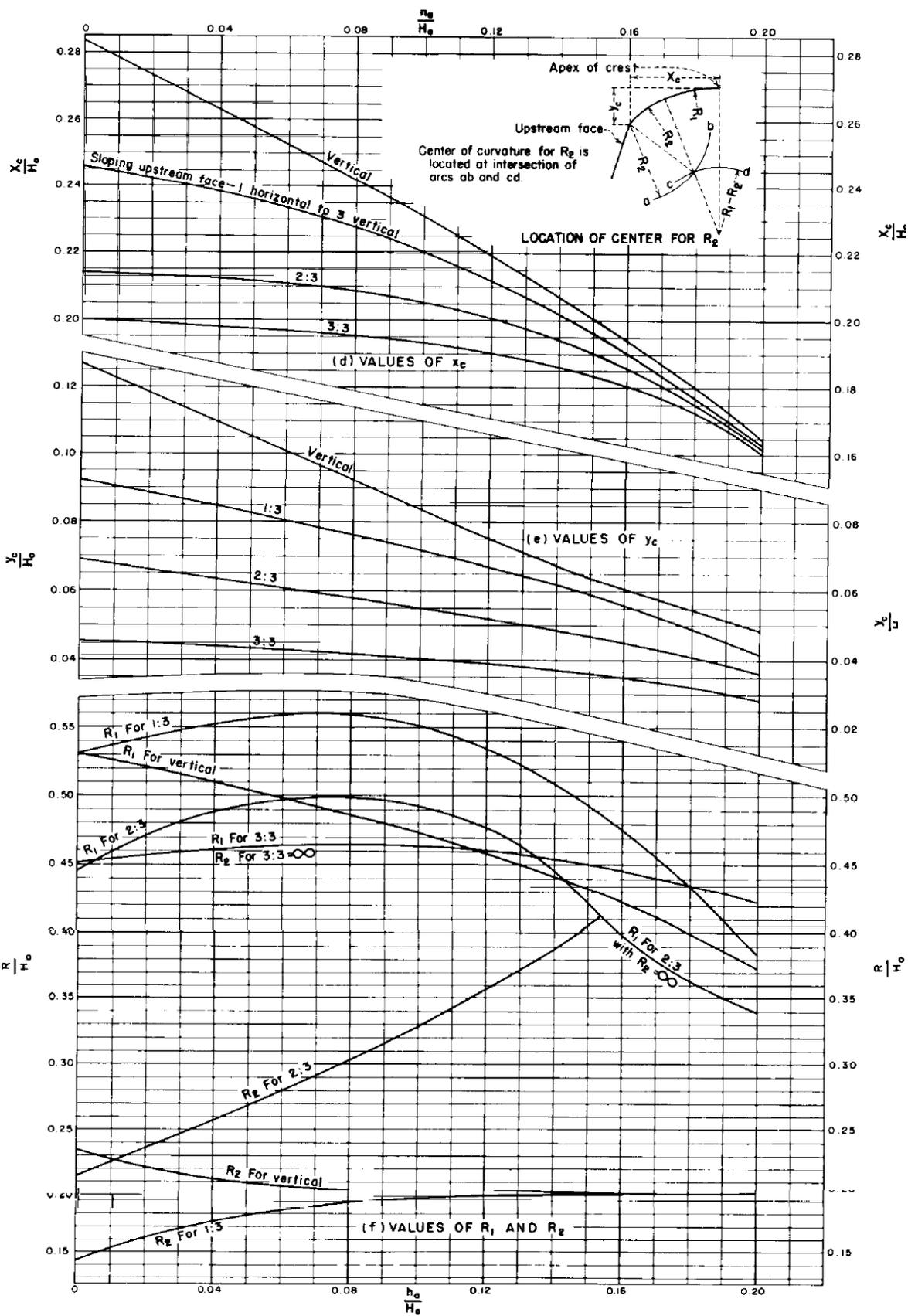


Figura 5: Detalle del perfil Creager. Fuente: Elaboración propia.



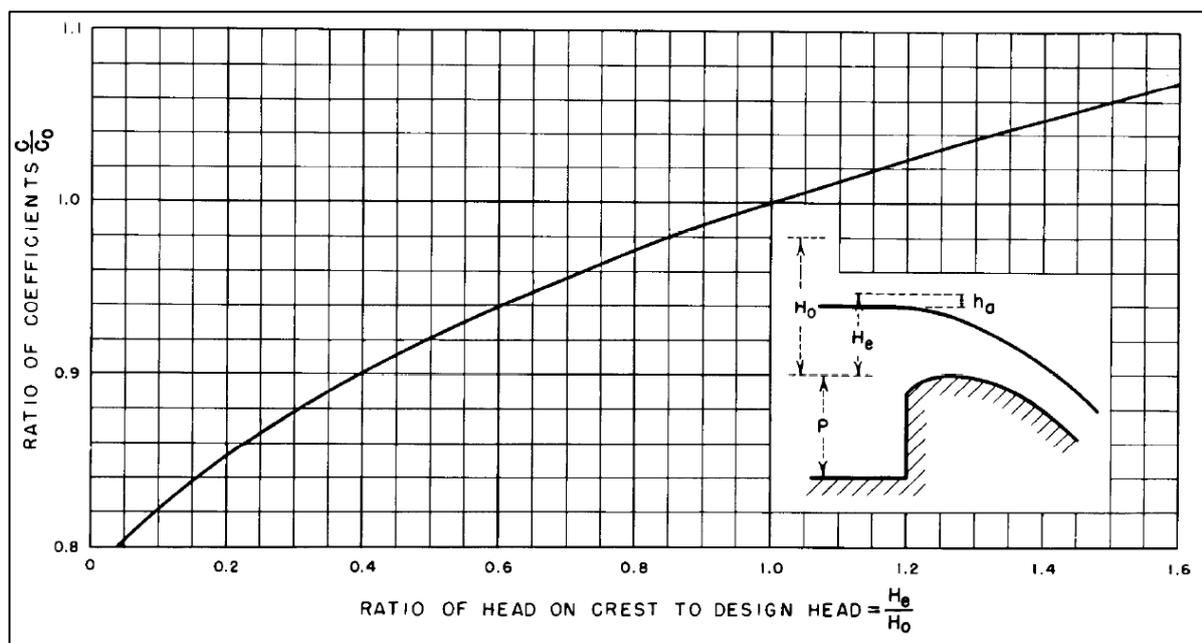
Ábaco 4: Parámetros  $X_c$ ,  $Y_c$ ,  $R_1$  y  $R_2$  para el diseño del perfil Creager. Fuente: USBR, 1976

### Capacidad de desagüe del aliviadero

Para finalizar el diseño del aliviadero, es necesario conocer su capacidad de desagüe, para las distintas avenidas y niveles de agua por los cuales debe ser funcional. Para ello se utiliza la formulación de desagüe del vertedero tipo Creager:

$$Q = C_D \times L_u \times H_o^{3/2}$$

La variación de la ecuación para obtener el caudal es  $L_u$  y el coeficiente de descarga real (en adelante,  $C_D$ ) para la altura a la que se encuentre la lámina de agua vertiente.



Ábaco 5: Obtención de  $C_D$  para diferentes alturas de laminación del aliviadero. Fuente: USBR, 1976.

Previamente, en el capítulo 5.1.4. *Cociente de desagüe*, se toma el valor de  $C_D$  igual a 2.40; sin embargo, es necesario tomar los valores reales de este coeficiente frente a diferentes alturas de laminación; por ello, se utiliza el **Ábaco 5**, que relaciona  $H_o$ , la que corresponde a la altura de laminación extrema, 2.269 metros, con  $H_e$ , que es la altura de lámina de agua vertiente real.

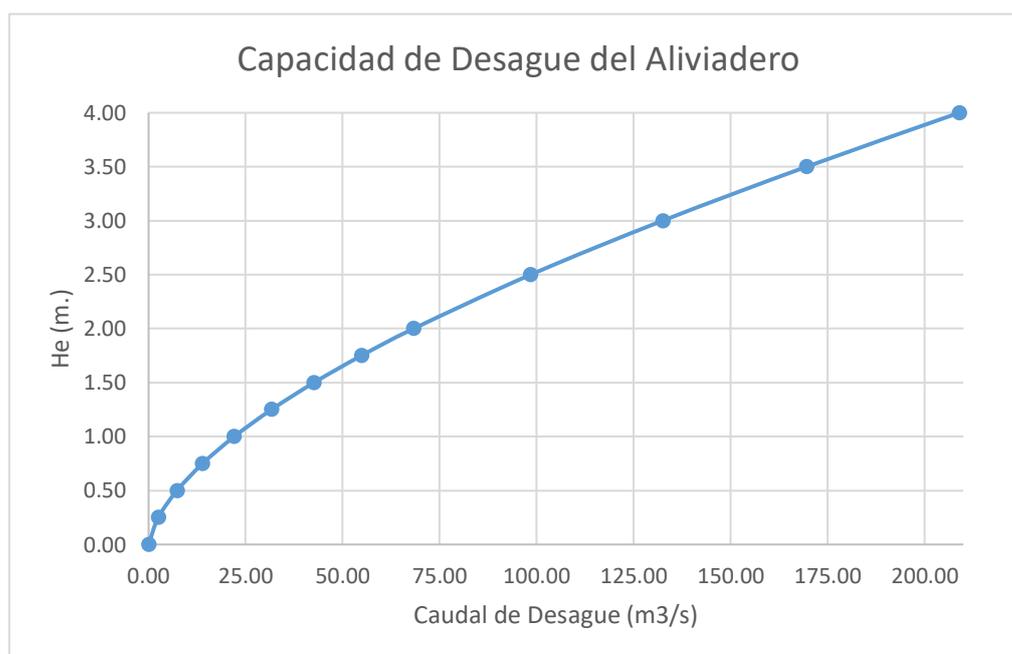
Para el cálculo de los diferentes valores de  $C_D$  se utiliza la siguiente formulación:

$$\frac{C_D}{C_0} = -0.0766 \times \left(\frac{H_e}{H_o}\right)^2 + 0.2937 \times \frac{H_e}{H_o} + 0.7873$$

Los resultados, para diferentes alturas de laminación, se pueden observar en la **Tabla 12** y se pueden inspeccionar de forma visual en el **Gráfico 16**, en que se ve claramente la relación proporcional de  $H_e$  y el caudal.

Tabla 12: Capacidad de desagüe del aliviadero con valores corregidos. *Fuente:* Elaboración propia.

$H_e(m)$	$H_e/H_0$	$C/C_0$	$C$	$Q (m^3/s)$
0.00	0.00	0.79	1.89	0.00
0.50	0.22	0.85	2.04	7.34
1.00	0.44	0.90	2.16	22.08
1.50	0.66	0.95	2.28	42.63
2.00	0.88	0.99	2.37	68.32
2.50	1.10	1.02	2.44	98.50
3.00	1.32	1.04	2.50	132.51
3.50	1.54	1.06	2.54	169.60
4.00	1.76	1.07	2.56	208.96

Gráfico 16: Curva de capacidad del desagüe del aliviadero. *Fuente:* Elaboración propia.

### 6.1.2. Canal de descarga

El canal de descarga es el segundo subelemento del aliviadero. Se encuentra ubicado en el paramento aguas abajo del cuerpo de presa, es decir, no es una estructura adicional, sino que es parte de ella.

Hay diferentes tipos de canales de descarga (United States Bureau of Reclamation, 1976, 1987), los cuales se describen a continuación:

- Canal abierto: es un canal cuyo flujo de agua se encuentra en estado supercrítico.
- Canal lateral: su embocadura es un canal lateral que funciona como estructura de control. Su uso más común es en presa de materiales sueltos.
- Túnel: canal cuyo flujo es transportado a presión.

Se utiliza el *canal abierto*, que tiene la ventaja principal de ser parte del cuerpo de presa. Se ubica en el paramento aguas abajo y tiene cajeros laterales que evitan se esparza el agua y lo conducen por esta estructura (García-Naranjo & Olivera, 1985). Este direccionamiento tiene el fin de que el agua sea conducido a un elemento disipador de energía, ya que el agua conducida desde la embocadura hacia aguas abajo del cuerpo de presa tiene una energía mecánica que debe disiparse para que no dañe o afecte negativamente el lugar al que se restituye el cauce.

El comportamiento esperado del canal es que el nivel de la lámina de agua disminuya, convirtiéndose así en un flujo en estado supercrítico, y que su velocidad aumente en cuanto va avanzando en sentido de aguas arriba hacia aguas abajo.

Para el cálculo de los cajeros que contienen al canal es necesario conocer el tirante de agua en que la lámina pasa a régimen rápido y así también calcular, para diferentes posiciones a lo largo del canal, los diferentes calados. El caudal utilizado para los cálculos es el de avenida de proyecto.

El labio del vertedero, cuya cota corresponde a la del NMN, es el punto de control del flujo: en este punto de control se tiene tirante crítico (en adelante,  $y_c$ ). El cálculo se realiza mediante la siguiente formulación:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{\text{ancho}^2 \times F^2 \times g}}$$

$y_c$  depende del caudal, ancho del vertedero, número de Froude (en adelante,  $F$ ) y la aceleración de la gravedad (en adelante,  $g$ ). El ancho del vertedero es igual al de  $L_u$ .

$F$  relaciona las fuerzas de inercia del fluido respecto a las de gravedad (Cengel & Cimbala, 2018). Se describe a continuación su formulación para canales rectangulares con  $y_c$ :

$$F = \frac{\text{Velocidad}}{\sqrt{g \times y_c}}$$

Cuando el flujo del agua se encuentra en estado crítico,  $F$  es igual a la unidad.

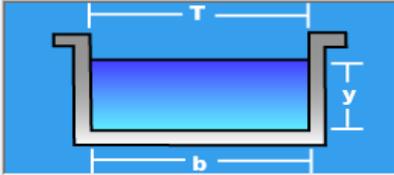
De manera análoga, se realizan los cálculos con ayuda del software HCanales®, cuyos resultados son  $y_c$  igual a 1.47 metros y velocidad crítica (en adelante,  $v_c$ ) igual a 3.798 metros/segundo. Demás resultados de interés pueden observarse en la **Figura 6**.

Cálculo del Tirante Crítico sección Trapezoidal, Rectangular, Triangular

Lugar: **Sión, M. Castilla, San Martín** Proyecto: **Sión I**  
 Tramo: **Aliviadero** Revestimiento: **Concreto**

**Datos:**

Caudal (Q): **56.947** m<sup>3</sup>/s  
 Ancho de solera (b): **10.20** m  
 Talud (Z): **0**



**Resultados:**

Tirante crítico (y): **1.4701** m Perímetro (p): **13.1403** m  
 Área hidráulica (A): **14.9954** m<sup>2</sup> Radio hidráulico (R): **1.1412** m  
 Espejo de agua (T): **10.2000** m Velocidad (v): **3.7976** m/s  
 Número de Froude (F): **1.0000** Energía específica (E): **2.2052** m-Kg/Kg

Calcular Limpiar Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora

Ingresar el nombre del tramo del canal 17:57 27/09/2019

Figura 7: Resultados hidráulicos (crítico) para la embocadura del aliviadero. Fuente: Elaboración propia.

A partir de la información conocida del valor crítico, ubicada en el primer punto de control, se calculan puntos pertenecientes al paramento aguas abajo en que se desea conocer sus características hidráulicas en régimen rápido.

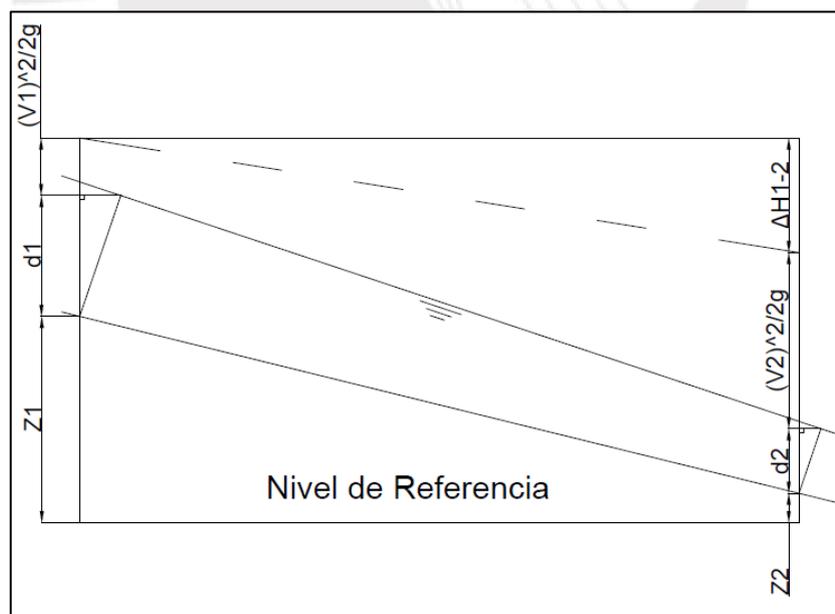


Figura 6: Representación gráfica de la formulación de Bernoulli para comparar puntos en el canal de descarga. Fuente: Elaboración propia.

La **Figura 7** representa al canal de descarga y dos puntos de análisis, los cuales siguen la ley de energía de Bernoulli. La importancia de este croquis es la de detallar que la energía no se conserva, sino que se disipa a lo largo del canal.

El segundo punto de control es tomado a la cota 524.2 msnm, ubicado ligeramente más abajo del primero, el crítico. Para conocer sus características hidráulicas, se realiza la ecuación de energía de Bernoulli entre los dos puntos descritos:

$$z_1 + d_1 + \frac{v_1^2}{2 \times g} = z_2 + d_2 + \frac{v_2^2}{2 \times g} + \Delta H_{1-2}$$

Para un punto de control  $i$ , se describe su cota (en adelante,  $z_i$ ), el calado o tirante de agua del canal en el punto  $i$  respecto al eje horizontal (en adelante,  $d_i$ ) y velocidad media (en adelante,  $v_i$ ). Entre puntos de control hay una pérdida de carga (en adelante,  $\Delta H_{i-i+1}$ ), la cual sigue la formulación de Manning:

$$\Delta H_{1-2} = \frac{\text{Longitud}_{\text{crítico-2}}}{2} \times \left( \frac{v_2^2 \times n^2}{RH_2^{4/3}} + \frac{v_1^2 \times n^2}{RH_1^{4/3}} \right)$$

$\Delta H_{1-2}$  depende de la longitud entre los puntos de control 1, o crítico, y 2,  $v_1$  y  $v_2$ , coeficiente de Manning (en adelante,  $n$ ), el cual es igual en todo el canal dado que es el mismo material, y el radio hidráulico de cada punto (en adelante,  $RH_i$ ).  $n$  es igual a 0.015, ya que el material del cual está hecho el canal es concreto (Chow, 1959; Sotelo, 2002).  $RH_i$  es el cociente del área de la sección del canal entre su perímetro mojado.

#### Punto 2:

Se realiza el cálculo entre el punto (crítico) y el punto (2), utilizando la formulación de Bernoulli:

$$525 + 1.47013 + \frac{3.7976^2}{2g} = 524.2 + d_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H_{1-2}$$

Se tiene como incógnitas  $d_2$ ,  $v_2$  y  $\Delta H_{1-2}$ . Se calcula primero  $\Delta H_{1-2}$ , que depende de  $RH_1$  y  $RH_2$ .

$$\Delta H_{1-2} = \frac{2.2274}{2} \times \left( \frac{v_2^2 \times 0.015^2}{RH_2^{4/3}} + \frac{v_1^2 \times 0.015^2}{RH_1^{4/3}} \right)$$

$$RH_1 = \frac{10.2 \times 1.47013}{10.2 + 2 \times 1.47013} = 13.14027 \text{ m.}$$

$$RH_2 = \frac{10.2 \times \frac{d_2}{\cos 37^\circ}}{10.2 + 2 \times \frac{d_2}{\cos 37^\circ}} = 13.14027 \text{ m.}$$

Se tiene también la ecuación de continuidad del caudal:

$$v_2 = \frac{Q}{10.2 \times \frac{d_2}{\cos 37^\circ}} = \frac{56.947}{10.2 \times \frac{d_2}{\cos 37^\circ}}$$

Al tener igual número de incógnitas y formulaciones, cinco, se procede a resolver este sistema de ecuaciones y se muestran los resultados en la **Tabla 13**.

Tabla 13: Resultados del punto (2) del canal de descarga. *Fuente:* Elaboración propia.

Incógnita	Valor
$\Delta H_{1-2}$ (m.)	0.01814487
$RH_1$ (m.)	13.1402716
$RH_2$ (m.)	0.71104284
<b><math>d_2</math> (m.)</b>	<b>0.65986215</b>
<b><math>v_2</math> (m/s)</b>	<b>6.75718911</b>

De forma análoga se realiza el mismo calcula para los siguientes puntos, del (3) al (7) y presentarán sus valores de interés, similar a la **Tabla 13**.

#### Punto (3)

En la **Tabla 14**, se presentan los resultados correspondientes al punto (3) del canal.

Tabla 14: Resultados del punto (3) del canal de descarga. *Fuente:* Elaboración propia.

Incógnita	Valor
$\Delta H_{2-3}$ (m.)	0.02874612
$RH_2$ (m.)	0.71104284
$RH_3$ (m.)	0.60845684
<b><math>d_3</math></b>	<b>0.47992751</b>
<b><math>v_3</math></b>	<b>8.08102227</b>

#### Punto (4)

En la **Tabla 15**, se presentan los resultados correspondientes al punto (4) del canal.

Tabla 15: Resultados del punto (4) del canal de descarga. *Fuente:* Elaboración propia.

Incógnita	Valor
$\Delta H_{3-4}$ (m.)	0.04013001
$RH_3$ (m.)	0.60845684
$RH_4$ (m.)	0.54677981
<b><math>d_4</math></b>	<b>0.38258856</b>
<b><math>v_4</math></b>	<b>9.11604962</b>

#### Punto (5)

En la **Tabla 16**, se presentan los resultados correspondientes al punto (5) del canal.

Tabla 16: Resultados del punto (5) del canal de descarga. *Fuente:* Elaboración propia.

<b>Incógnita</b>	<b>Valor</b>
$\Delta H_{4-5}$ (m.)	0.8816487
$RH_4$ (m.)	0.54677981
$RH_5$ (m.)	0.3395033
<b><math>d_5</math></b>	<b>0.22721129</b>
<b><math>v_5</math></b>	<b>15.3500136</b>

Punto (6)

En la **Tabla 17**, se presentan los resultados correspondientes al punto (6) del canal.

Tabla 17: Resultados del punto (6) del canal de descarga. *Fuente:* Elaboración propia.

<b>Incógnita</b>	<b>Valor</b>
$\Delta H_{5-6}$ (m.)	2.04953624
$RH_5$ (m.)	0.3395033
$RH_6$ (m.)	0.28072395
<b><math>d_6</math></b>	<b>0.18558199</b>
<b><math>v_6</math></b>	<b>18.7932908</b>

Punto (7)

En la **Tabla 18**, se presentan los resultados correspondientes al punto (7) del canal.

Tabla 18: Resultados del punto (7) del canal de descarga. *Fuente:* Elaboración propia.

<b>Incógnita</b>	<b>Valor</b>
$\Delta H_{6-7}$ (m.)	3.32194266
$RH_6$ (m.)	0.28072395
$RH_7$ (m.)	0.25150522
<b><math>d_7</math></b>	<b>0.16526399</b>
<b><math>v_7</math></b>	<b>21.1037889</b>

El **Gráfico 17** muestra el perfil del canal de descargar y el nivel de agua.

La lámina de agua calculada (ver **Gráfico 17**) no representa completamente la realidad del comportamiento del agua y afecta en el diseño de los muros que contienen el flujo del agua. Hay efectos de la presión y del aire que podrían elevar la cota con que se representa el nivel del agua, es por ello necesario un nivel resguardo que asegure que el agua va a continuar conducida en el canal.

Se formula una ecuación de resguardo con la que se obtendrá finalmente la altura de los cajeros o muros.

$$\text{Resguardo} = 0.61 + 0.037 \times v \times \sqrt[3]{d}$$

$$\text{Altura de cajero} = \text{Resguardo} + \text{Tirante de agua}$$

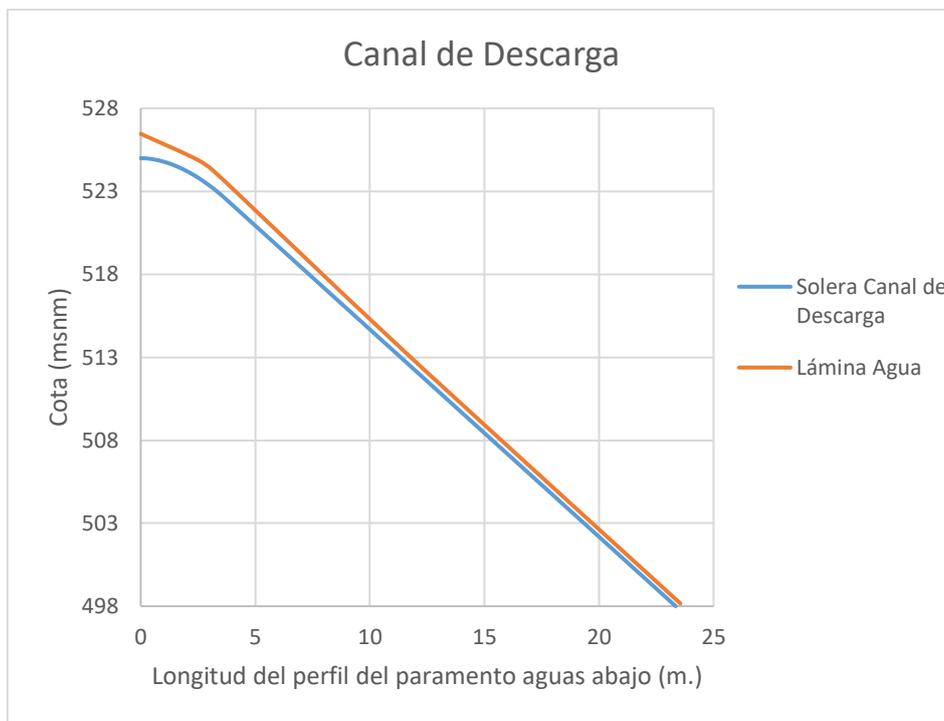


Gráfico 17: Lámina de agua sobre el canal de descarga. Fuente: Elaboración propia.

La **Tabla 19** describe los cálculos y dimensionamiento de la altura de los cajeros. En el **Gráfico 18** se puede inspeccionar de forma visual a estos, sobre el paramento aguas abajo y correctamente sobre el tirante de agua que conduce.

Tabla 19: Diseño preliminar de la altura de los cajeros del canal de descarga. Fuente: Elaboración propia.

Punto de inspección	Velocidad (m/s)	Tirante d(m)	Resguardo (m)	Altura total de los cajeros
1 - Crítico	3.798	1.470	0.770	<b>2.240</b>
2	6.757	0.660	0.828	<b>1.488</b>
3	8.081	0.480	0.844	<b>1.324</b>
4	9.116	0.383	0.855	<b>1.237</b>
5	15.350	0.227	0.957	<b>1.184</b>
6	18.793	0.186	1.007	<b>1.192</b>
7	21.104	0.165	1.039	<b>1.204</b>

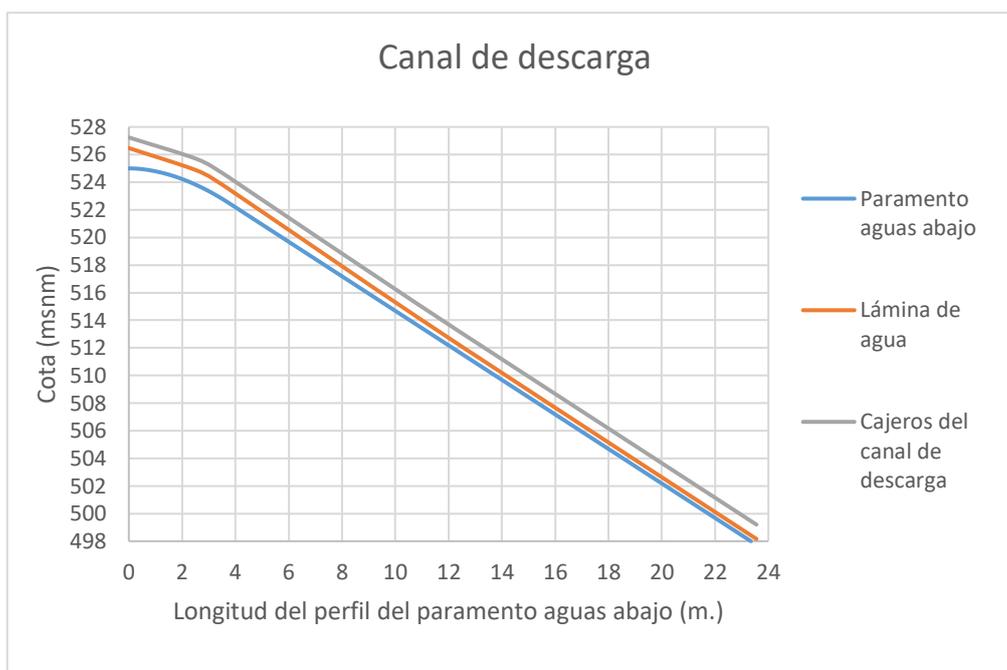


Gráfico 18: Diseño preliminar de cajeros en el canal de descarga. *Fuente:* Elaboración propia.

Los resultados mostrados en el **Gráfico 18** pueden afinarse. Si se observa la altura de cajeros total en la **Tabla 19**, los puntos (1 – crítico), (2), (3) y (4), correspondientes al del perfil Creager, van reduciendo su tamaño; los puntos (5), (6) y (7), correspondientes al paramento aguas abajo, tienen un valor casi uniforme, pero que varía. Para estos últimos puntos, incluyendo el (4), que es el límite del perfil Creager y el paramento aguas abajo, se puede ponderar el valor de altura los cajeros y que esta sea igual a 1.20 metros. Tras dicha corrección, se muestran los resultados para el diseño final de los cajeros del canal de descarga en la **Tabla 20** y, de forma visual, el **Gráfico 19**.

Tabla 20: Diseño final de altura de cajeros del canal de descarga. *Fuente:* Elaboración propia.

Altura de cajero (m.)	Coordenada X (m.)	Coordenada Y (m.)
2.2399	0.0000	527.2399
1.4875	2.5343	525.6875
1.3240	3.4961	524.6740
1.2000	4.2236	523.7374
1.2000	10.8294	515.1838
1.2000	17.1773	507.1922
1.2000	23.5519	499.2038

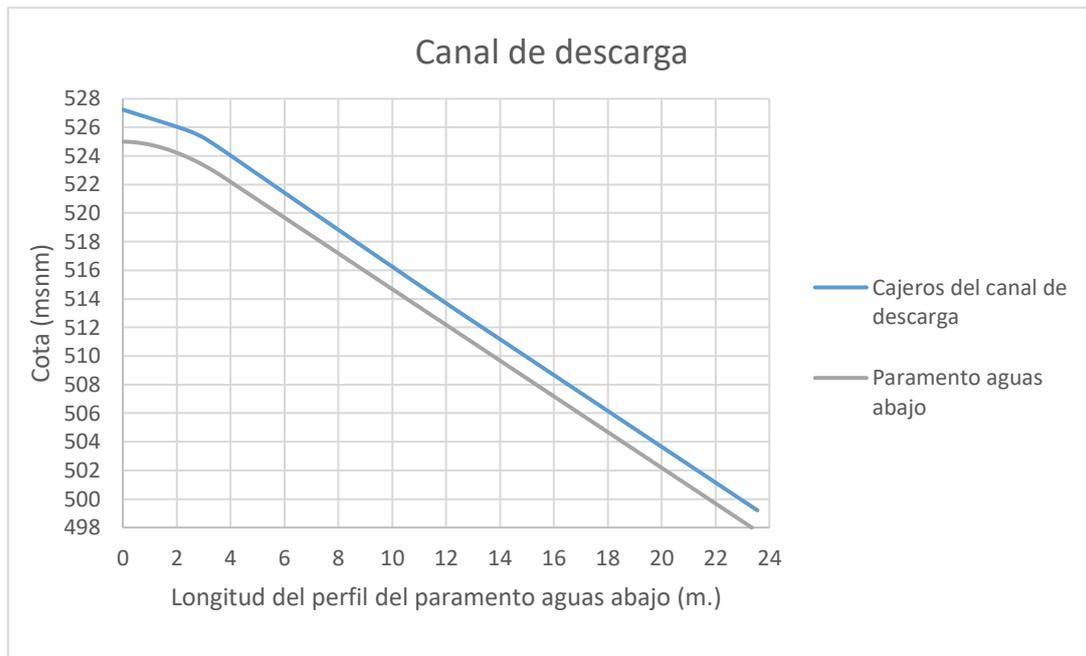


Gráfico 19: Diseño final de los cajeros del canal de descarga. Fuente: Elaboración propia.

### 6.1.3. Obra de restitución del cauce

Tras el canal de descarga, es decir, la conducción del agua hacia aguas abajo del cuerpo de presa, el flujo debe dirigirse hacia un lugar externo y que es el último elemento del aliviadero: un dispositivo de disipación de energía y que tenga la función de restituir el agua al cauce del río.

Es importante la elección del tipo de estructura a usar:

- Lecho amortiguador o lecho de resalto hidráulico: al finalizar el canal de descargar existe un lecho, cuya función es la disipar la energía mecánica del agua para su posterior restitución al cauce natural. Utiliza el resalto hidráulico para el cambio de régimen: de flujo supercrítico a uno subcrítico.
- Vertido por caída libre: cuando el nivel del agua sobrepasa el NMN de la presa, el agua se vierte como un chorro hacia aguas abajo, pero la lámina va despegada al paramento, similar a una cascada. Se diseña el lugar de recepción del chorro para evitar erosión dañina.
- Trampolín de lanzamiento: el agua va llevada por el paramento aguas abajo es dirigida por un elemento tipo *trampolín* hacia aguas abajo
- Estructura anegada: es una estructura inundada que recibe el flujo de agua, disipando así la energía que con la que llega.

- Estructura a presión: a diferencia de las estructuras antes mencionadas, esta tiene una conducción hacia el exterior mediante un elemento, como una tubería, que funciona a presión diferente a la atmosférica. La salida del flujo podría definirse de forma similar a la del trampolín de lanzamiento, pues el agua se va dirigida hacia aguas abajo de la presa.
- Estructura mixta: es una conjunción de las estructuras antes mencionadas.

La estructura para la restitución del cauce elegida es la de *lecho amortiguador*. La otra posible opción es la de trampolín de lanzamiento, pero dado que inunda una sección amplia aguas abajo y la orografía no lo permite, por la sinuosidad del cauce, se descarta.

Previo a desarrollar cualquier cálculo, es importante conocer la altura del tirante de agua del río aguas abajo del lecho amortiguador (en adelante,  $y_3$ ), donde se dará a cabo la restitución del cauce, en condiciones normales. Utilizando el software HCanales®, cuyos resultados se detallan en la Figura 8<sup>8</sup>, se calcula  $y_3$ , igual a 1.3069 metros, y su velocidad (en adelante,  $v_3$ ), igual a 4.272 metros/segundo. Es importante conocer este valor porque así se dimensionar al lecho amortiguador.

**Cálculo de tirante normal secciones: trapezoidal, rectangular, triangular**

Lugar: **Sión, M. Castilla, San Martín** Proyecto: **Sión I**  
 Tramo: **Aguas abajo - cauce río** Revestimiento: **Terreno Natural**

**Datos:**

Caudal (Q):	<b>56.947</b>	m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	<b>10.20</b>	m
Talud (Z):	<b>0</b>	
Rugosidad (n):	<b>0.045</b>	
Pendiente (S):	<b>0.03506</b>	m/m

**Resultados:**

Tirante normal (y):	<b>1.3069</b>	m	Perímetro (p):	<b>12.8138</b>	m
Área hidráulica (A):	<b>13.3302</b>	m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	<b>1.0403</b>	m
Espejo de agua (T):	<b>10.2000</b>	m	Velocidad (v):	<b>4.2720</b>	m/s
Número de Froude (F):	<b>1.1931</b>		Energía específica (E):	<b>2.2371</b>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<b>Supercrítico</b>		<b>Cuidado velocidad erosiva</b>		

Diagrama de sección transversal de un canal trapezoidal con ancho de solera (b), talud (Z), tirante normal (y) y espejo de agua (T).

Botones de control: Calcular, Limpiar Pantalla, Imprimir, Menú Principal, Calculadora

Figura 8: Cálculo del tirante del río aguas abajo de la presa, donde se realizará la restitución al cauce natural.  
 Fuente: Elaboración propia.

<sup>8</sup> El software muestra un valor de cuidado, la velocidad, que puede ser erosiva; sin embargo, esta advertencia es en verdad causada por la rugosidad, que es muy alta, no por la velocidad en sí.

El siguiente valor por determinarse es el tirante en el inicio del lecho amortiguador (en adelante,  $y_1$ ), justo en el final del canal de descarga. Para ello se realizan tres cálculos a comprobar: el primero utiliza la ecuación de Bernoulli asumiendo conservación de energía; la segunda, también la misma ecuación, pero considerando pérdida de carga; y la tercera, utiliza una formulación de velocidad teórica en la entrada al lecho amortiguador.

Los cálculos seguirán la siguiente hipótesis: la cota de la solera del lecho amortiguador es la misma que la del lecho del río, es decir, 498 msnm. Este nivel también representará la altura de referencia para los cálculos energéticos. Una vez elegida la metodología más idónea se definirá la cota verdadera de cimentación de la solera del lecho amortiguador.

#### Ecuación de Bernoulli, conservación de energía

En este caso no hay pérdida de carga. Se iguala la energía del agua en el embalse y el de la entrada al lecho amortiguador sin disipación energética.

$$Energía_{embalse} = Energía_{entrada\ al\ cuenco}$$

La energía del embalse es únicamente la geométrica, dado que se desprecia la energía cinética. Si hay energía debido a la presión, pero es irrelevante colocarla porque es igual a la atmosférica, de igual valor al que está en la entrada del lecho amortiguador.

$$Energía_{embalse} = NMN + H_o - Cota_{base\ de\ la\ presa}$$

$H_o$  es la de proyecto, es decir, igual a 1.779 metros y la cota de la base de la presa, en este caso, corresponde a la del lecho del río.

$$Energía_{embalse} = 525 + 1.779 - 498 = 27.779\ m.$$

La energía en la entrada del lecho amortiguador es igual a la de su de altura geométrica y cinética.

$$Energía_{entrada\ al\ lecho} = y_1 + \frac{v_1^2}{2 \times g}$$

$y_1$  y la velocidad a la entrada del lecho amortiguador (en adelante,  $v_1$ ) son valores desconocidos. Sin embargo, utilizando la formulación de continuidad de caudal pueden calcularse sus valores.

$$Q_{proyecto} = v_1 \times área_{lecho}$$

$$área_{lecho} = base\ de\ la\ solera \times y_1$$

La base de la solera es igual a 10.20 metros; el caudal, que es el de la avenida de proyecto, es igual a 56.947 metros cúbicos/segundo. Así se resuelve el sistema de ecuaciones y se obtiene que  $y_1$  es igual a 0.24 metros y  $v_1$  es igual 23.245 metros/segundo.

#### Ecuación de Bernoulli, sin conservación de energía

En este escenario, se asume al canal de descarga como uno en lámina libre y se obtendrán sus características hidráulicas deseadas a partir de la ecuación de Bernoulli considerando la fricción del canal.

En el capítulo 6.1.2. *Canal de descarga* ya se tiene información de  $y_1$  y  $v_1$ , calculados por la ecuación de Bernoulli y considerando la pérdida de carga por la fricción. Es el punto (7) el que se elige (ver **Tabla 18**), ya que tiene como cota geométrica 498 msnm.  $y_1$  y  $v_1$  tomarán los valores de 0.165 metros y 21.104 metros/segundo, respectivamente.

#### Velocidad teórica del agua

En este caso se utiliza también la formulación de Bernoulli; sin embargo, la energía cinética en la entrada al lecho amortiguador responde a una velocidad teórica, cuya obtención depende de ensayos realizados por el USBR (1984).

$$Energía_{embalse} = Energía_{lecho} \equiv y_1 + \frac{v_t^2}{2 \times g} + \Delta H_{embalse-lecho}$$

La energía en la entrada al lecho amortiguador está descrita por la energía geométrica, la de velocidad y una pérdida energética. Sin embargo, la altura de velocidad no depende de  $v_1$ , sino de una velocidad teórica a la entrada del lecho amortiguador (en adelante,  $v_t$ ). Para presas como el caso de Sión I, que tienen una pendiente en su paramento aguas abajo entre los rangos 0.6H:1V a 0.8H:1V, se debe tener una corrección en el su altura de velocidad (United States Bureau of Reclamation, 1984, pp. 29-31).

El **Ábaco 6** describe la formulación de  $v_t$ .

$$v_t = \sqrt{2 \times g \times \left( Z - \frac{H_o}{2} \right)}$$

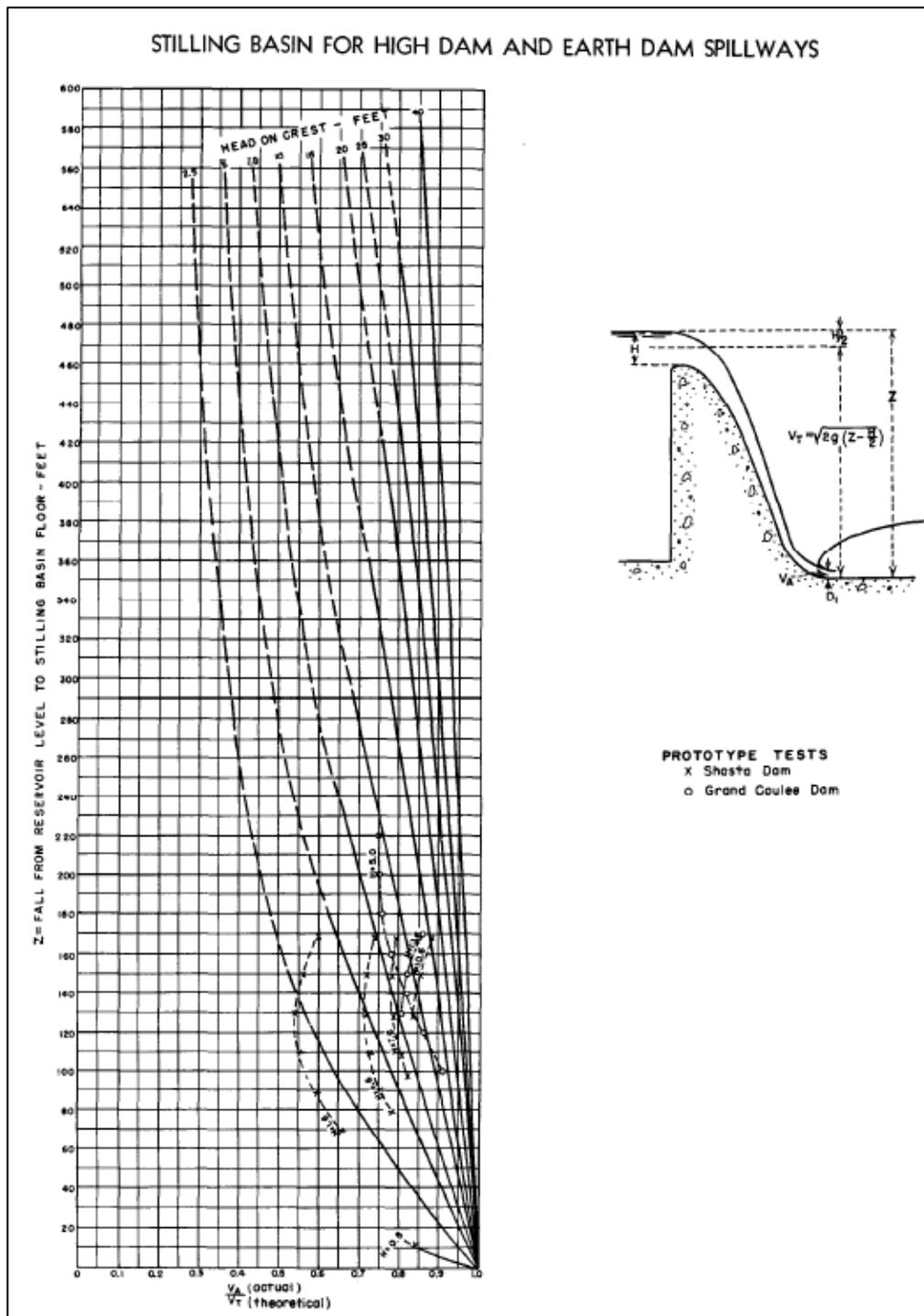
$v_t$  depende de  $g$ , la altura entre la solera del lecho amortiguador y  $H_o$  (en adelante,  $Z$ ), y  $H_o$ .

$$Z = NMN + H_o - Cota_{cuenco}$$

$$Z = 525 + 1.779 - 498 = 28.779 \text{ m}$$

$$v_t = \sqrt{2 \times 9.81 \times \left(28.779 - \frac{1.779}{2}\right)} = 23.39 \text{ m/s}$$

El **Ábaco 6** muestra un coeficiente de corrección para  $v_t$  (en adelante,  $C_{vt}$ ) a partir de la relación  $v_1/v_t$  y  $Z$ . El valor de  $Z$ , en unidades inglesas es 94.42 pies, por lo que, a partir del **Ábaco 6**, el valor de  $C_{vt}$  es 0.83.



Ábaco 6: Determinación de coeficiente de corrección para la obtención de la velocidad real a la entrada del lecho amortiguador. *Fuente:* USBR, 1984.

Con el valor de  $C_{vt}$ , se puede obtener el de  $v_1$ .

$$C_{vt} = 0.83 = \frac{v_1}{v_t}$$

$$v_1 = c_{vt} \times v_t = 0.83 \times 23.39 = 19.41 \text{ m/s}$$

Conociendo  $v_1$ , se puede calcular  $y_1$  a partir de la ecuación de continuidad de caudal.

$$Q_{proyecto} = v_1 \times \text{área}_{lecho}$$

$$y_1 = \frac{\text{área}_{cuenco}}{\text{base}_{cuenco}}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtiene el tirante  $y_1$  igual a 0.288 metros.

Tras haber calculado los tirantes y velocidades mediante diferentes modalidades es importante determinar  $y_1$ . La **Tabla 21** muestra los resultados hidráulicos en la entrada del lecho amortiguador obtenidos según los métodos usados.

Tabla 21: Resultados hidráulicos de diferentes opciones en la entrada del lecho amortiguador. Fuente: Elaboración propia.

Características hidráulicas	Métodos utilizados		
	Bernoulli 1	Bernoulli 2	Velocidad teórica
$y_1$ (m.)	0.240	0.165	<b>0.288</b>
$v_1$ (m/s)	23.245	21.104	<b>19.414</b>
Energía (m.)	27.780	22.865	<b>19.213</b>

Entre los resultados obtenidos se elige la tercera opción, la obtenida mediante el cálculo de  $v_t$ , dado que es la que se asemeja más un escenario en que hay disipación de energía y una velocidad alta al momento de entrar al lecho amortiguador. También es importante destacar que los valores son obtenidos de ecuaciones modeladas y verificadas por ensayos (United States Bureau of Reclamation, 1984), mientras que las dos primeras opciones no.

Aunque aún no se define la cota de la solera del lecho amortiguador, se puede tomar los valores calculados como válidos, asumiendo que no habría una pérdida de carga importante y que eso variase dichos resultados, por lo que es importante verificar el diseño final con los resultados que finalmente se tomasen como los finales.

El paso que sigue es la elección del tipo de lecho amortiguador: uno como canal libre o uno con elementos disipadores de energía (United States Bureau of Reclamation, 1976, 1984, 1987).

Hay varios tipos de lecho amortiguador, el de mayor uso y/o aceptación es el tipo *I*, mostrado en la **Figura 9**, que describe a una estructura libre de elementos disipadores energéticos y con el que se inicia, de forma preliminar, el dimensionamiento del lecho amortiguador. Otra ventaja de esta opción, y por lo cual es de mayor uso, es la de no tener elementos disipadores que suelen necesitar mantenimiento debido a al desgaste del material.

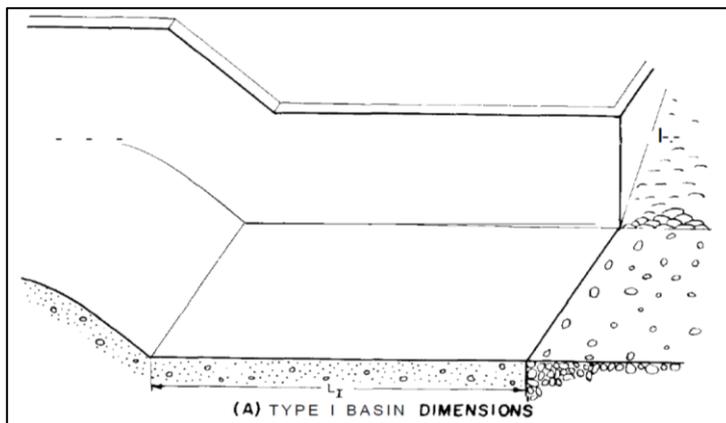
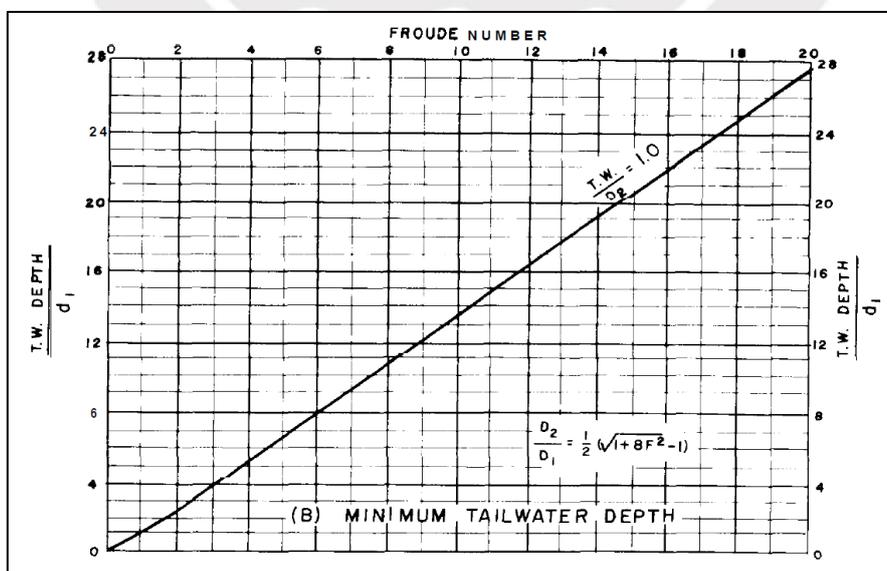


Figura 9: Lecho amortiguador tipo *I*. Fuente: USBR, 1976.

El primer paso es calcular  $F_1$  en la entrada del lecho amortiguador.

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \times y_1}} = \frac{19.414}{\sqrt{9.81 \times 0.288}} = 11.55$$

El cálculo de  $F_1$  responde a que cuando el agua entra al lecho amortiguador habrá un cambio de régimen, de supercrítico a subcrítico, es decir, de una rápida de baja altura a un tirante de agua en el lecho amortiguador (en adelante,  $y_2$ ) de mayor altura, pero menor velocidad (en adelante,  $v_2$ ).  $y_2$  es también denominado el tirante conjugado de  $y_1$  en el resalto hidráulico.



Ábaco 7: Cálculo de  $TW$  a partir del número de Froude y los calados conjugados del resalto hidráulico en el lecho amortiguador tipo *I*. Fuente: USBR, 1976.

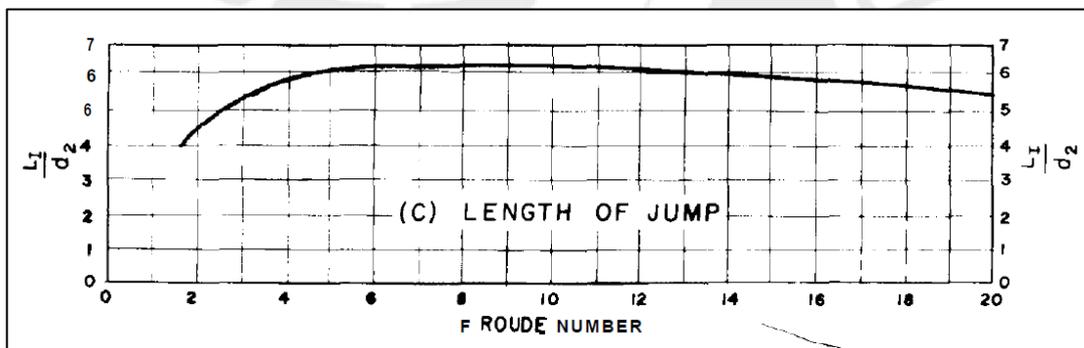
Es necesario diferenciar el valor de  $y_2$  y la profundidad de agua ubicada aguas abajo (de sus siglas en inglés *Tail Water*, en adelante,  $TW$ ), puesto que la primera es la cota de agua que se obtiene mediante cálculos convencionales de diseño y la segunda, suele ser ligeramente mayor a este valor, principalmente cuando hay elementos de disipación de energía. En el caso del lecho amortiguador tipo *I* ambos valores son iguales. A partir del **Ábaco 7**, se puede calcular, de forma analítica o por inspección visual, el valor de  $TW$ .

$$TW = y_2 = \frac{y_1}{2} \times \left( \sqrt{1 + 8 \times F_1^2} - 1 \right) = 4.558 \text{ m}$$

Del **Ábaco 8**, se puede obtener la longitud del lecho amortiguador (en adelante,  $L_{lecho}$ ), a partir de  $F$  y la relación  $L_{lecho}/y_2$ .

$$\frac{L_{lecho}}{y_2} = 6.1$$

$$L_{lecho} = 6.1 \times y_2 = 27.81 \text{ m}$$



Ábaco 8: Cálculo de longitud del lecho amortiguador tipo *I*. Fuente: USBR, 1976

$L_{lecho}$  para un lecho amortiguador tipo *I* es igual a 27.81 metros.

Hay dos observaciones a este resultado:  $L_{lecho}$  es una dimensión muy grande, debido a que el resalto hidráulico es de gran altura, y el valor de  $F$ . Para valores de  $F$  mayores a 9, en este caso 11.55, se tiene un resalto hidráulico estable, pero tosco, por lo que es recomendable usar dispositivos de disipación energética como dientes amortiguadores o el uso de trampolín sumergido (United States Bureau of Reclamation, 1976, 1984, 1987).

Previo a continuar el análisis sería importante evaluar la elección de  $L_e$  del aliviadero en su embocadura. Se toma 10 metros, según el capítulo 5.2. *Laminación de avenida de proyecto*; sin embargo, podría elegirse otra dimensión si es que se validase ello por características hidráulicas:  $F$  y  $v_1$  menores; también podría evaluarse si las dimensiones del lecho

amortiguador fuesen menores, lo que va a repercutir en menor material a utilizarse, que es directamente proporcional al precio de la estructura.

Tabla 22: Diferente parámetros hidráulicos de comparación para valores diferentes de longitud eficaz para un lecho amortiguador tipo I. Fuente: Elaboración propia.

$L_e$ (m.)	$F_1$	$L_u = \text{base lecho (m.)}$	Longitud de lecho (m.)	Área (m <sup>2</sup> )	$y_2$ (m.)	$v_1$ (m/s)
5	9.82	5.20	31.58	164.23	5.18	19.12
10	10.94	10.20	27.48	280.31	4.51	18.99
15	12.39	15.20	24.68	375.21	4.05	18.92
20	13.50	20.30	22.57	458.17	3.70	18.86

Se puede observar en la **Tabla 22** diferentes parámetros a comparar para diferentes longitudes eficaces del aliviadero en el caso de un lecho amortiguador tipo I.

Se muestra en la **Figura 10**, al igual que los resultados de la **Tabla 22**, la variación del  $F$ ,  $y_1$ ,  $v_1$ ,  $y_2$ ,  $L_{lecho}$  y área de la solera del lecho amortiguador para diferentes valores de  $L_e$  para el lecho amortiguador tipo I mediante el uso del software *Matlab*®. El detalle del cálculo se versa en el apartado *Características hidráulicas del lecho amortiguador tipo I variando la longitud eficaz del aliviadero* del Anexo 9: Estructuras hidráulicas.

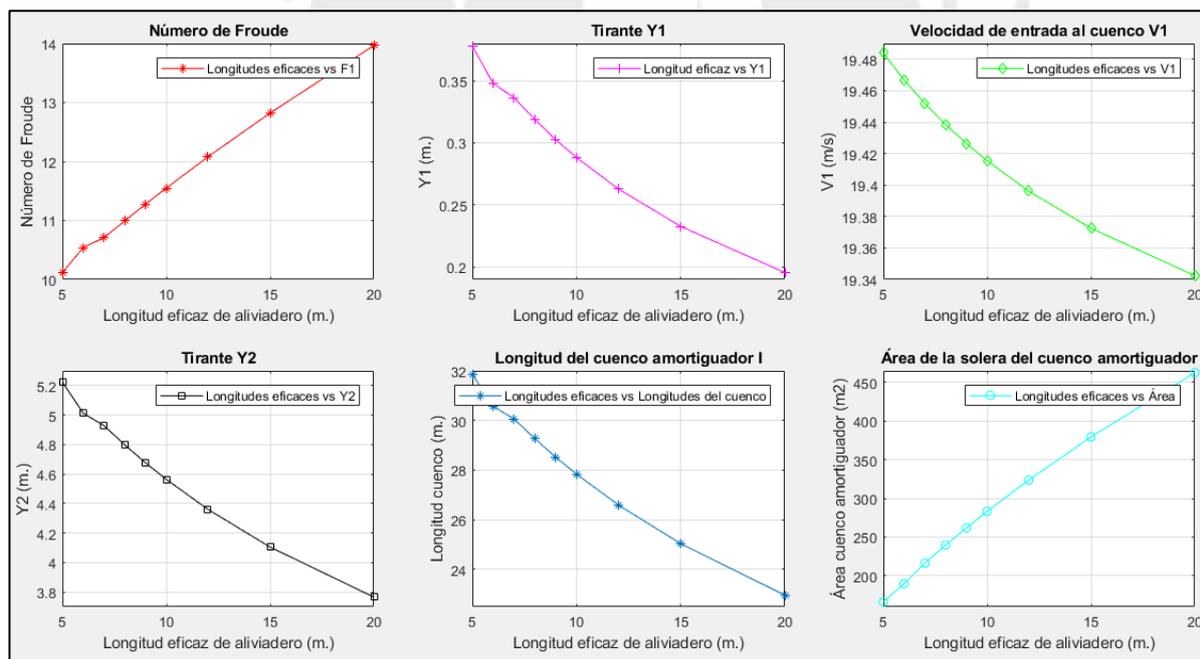


Figura 10: Diferentes características hidráulicas a comparar, tomando como variable de análisis la longitud eficaz del aliviadero. Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar que las curvas descritas en la **Figura 10** podrían modelarse mediante ecuaciones lineales o parabólicas de grado 2. Es decir, se puede predecir valores para diferentes valores de  $L_e$ .

De las curvas dibujadas en la **Figura 10**, se puede describir lo siguiente:

- No se puede tomar un valor de  $L_e$  mayor a 20 metros, ya que  $F$  sería igual a 14, que es el valor tolerable para los lechos amortiguadores tipo *I*; para valores mayores se recomienda usar trampolín sumergido o algún sistema de disipación de energía mixta, el cual ahoga el resalto hidráulico con elementos especiales y disminuye la erosión que se podría causar (Vallarino, 2014). Ello conllevaría a encarecer la obra.
- Tanto  $y_1$  como  $y_2$  van en descenso mientras aumenta el valor de  $L_e$ . Para  $y_2$  no es recomendable valores de  $L_e$  muy bajo, dado que ese tirante de agua sería muy elevado.
- Para  $y_1$  no es recomendable valores muy bajos de  $L_e$ , ya que este tirante sería muy alto, al igual que  $v_1$ .
- Los valores de  $v_1$ , aunque no se aprecie gráficamente, no varían mucho, al igual que  $y_1$ .
- *Lecho* es inversamente proporcional al valor de la  $L_e$ ; sin embargo, dicha relación no es similar a la que se tiene con el área que ocuparía la solera, la cual si es directamente proporcional al coste que significaría su instalación.

Entonces, se decide que el valor de  $L_e$ , igual a 10 metros, si sea válido, ya que no tiene muchos problemas hidráulicos que no sean solucionables y su ejecución tendría un costo no muy elevado. Una condición no descrita, que ratificaría la solución adoptada, es que el ancho del cauce es muy similar y se ajusta; si se tomase una longitud eficaz mayor podría variar como se encuentra naturalmente el cauce.

En conclusión, se adopta el valor de  $L_e$  igual a 10 metros y se utiliza un lecho amortiguador, y no trampolín sumergido, para el diseño de la salida del flujo y como elemento disipador, pero a su vez se descarta el uso del lecho amortiguador tipo *I*, sea por la gran área que abarca el lecho amortiguador o porque no es muy funcional, debido al resalto hidráulico tosco que se produce.

Para el valor de  $F$  tan elevado es recomendable el uso de elementos disipadores de energía, con el que obtenga además un lecho amortiguador de menor longitud y que no presente problemas, como ondas oscilantes y remolinos que erosionen a la solera (United States Bureau of Reclamation, 1984).

El siguiente paso es seleccionar el tipo de lecho amortiguador a utilizar, lo cual depende de  $F$ . Según la USBR, lo recomendable para  $F$  mayor a 4.5 es usar un lecho amortiguador tipo *II* o *III*; sin embargo, es la primera opción la elegida, ya que esta admite velocidades a la entrada del lecho amortiguador mayores a 50 pies/segundo ó 16 metros/segundo (1984).

La **Figura 11** describe al lecho amortiguador tipo *II*, el cual tiene un conjunto de bloques de rápida en la entrada del lecho amortiguador (descritos como *chute blocks*) y un umbral de dentado aguas abajo de éste (descritos como *dentated sill*) sin dientes intermedios, como si en el caso de un lecho amortiguador tipo *III*, debido a la alta velocidad de entrada del salto y porque los ensayos del USBR para este tipo de lechos amortiguadores lo describen así (1984).

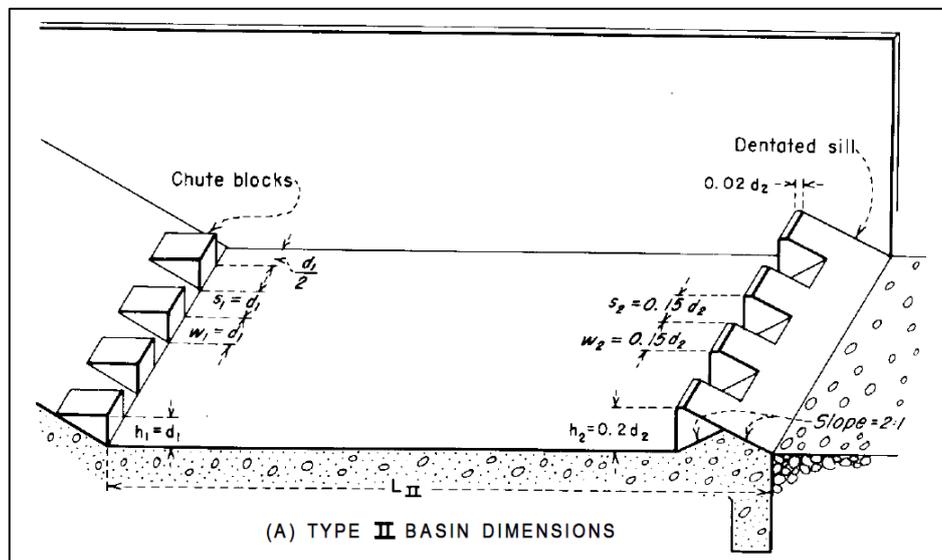


Figura 11: Lecho amortiguador tipo *II*. Fuente: USBR, 1976.

Una vez definido el tipo de lecho amortiguador, se realiza el diseño de este, en el que por medio de iteraciones definirán todas las características hidráulicas y dimensiones.

El primer paso es calcular  $F$ , partiendo de la hipótesis que la cota de cimentación del lecho amortiguador es la del lecho del río, es decir, 498 msnm. Para el cálculo de  $F$  se necesita definir  $v_1$  y  $y_1$ , en que la primera depende de  $v_t$ .

$$v_t = \sqrt{2 \times g \times \left( Z - \frac{H_0}{2} \right)}$$

$$Z = NMN + H_0 - Cota_{cuenco} = 28.779 \text{ m}$$

$$v_t = \sqrt{2 \times 9.81 \times \left( Z - \frac{H_0}{2} \right)} = 23.39 \text{ m/s}$$

En todo el proceso de iteraciones el valor de  $C_{vt}$ , que relaciona  $v_t$  y  $v_1$ , será igual a 0.83.

$$v_1 = C_{vt} \times v_t = 0.83 \times 23.39 = 19.41 \text{ m/s}$$

$v_1$  mayor a 16 metros/segundo válida la elección de lecho amortiguador tipo *II*.

Utilizando la ecuación de continuidad de caudal se puede calcular  $y_1$ .

$$Q_{\text{proyecto}} = \text{área}_{\text{lecho}} \times v_1$$

$$\text{área}_{\text{lecho}} = \frac{Q_{\text{proyecto}}}{v_1} = \frac{56.947}{19.4} = 2.934 \text{ m}^2$$

$$\text{área}_{\text{lecho}} = \text{base}_{\text{lecho}} \times y_1$$

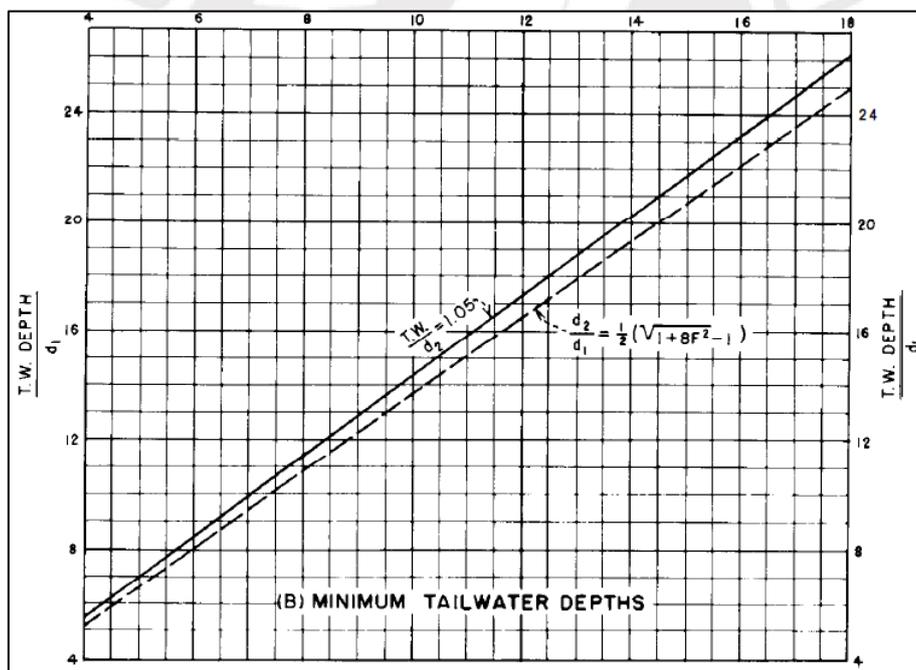
$$y_1 = \frac{\text{área}_{\text{cuenco}}}{\text{base}_{\text{cuenco}}} = \frac{2.934}{10.20} = 0.288 \text{ m}$$

Se calcula  $F$ , que será mayor a 4.5 y menor a 14, que válida se trate de un lecho amortiguador tipo II y no un lecho sumergido.

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \times y_1}} = \frac{19.41}{\sqrt{9.81 \times 0.288}} = 11.55$$

Definido  $F$  se puede hallar  $y_2$ .

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \times \left( \sqrt{1 + 8 \times F_1^2} - 1 \right) = \frac{0.288}{2} \times \left( \sqrt{1 + 8 \times 11.55^2} - 1 \right) = 4.559 \text{ m}$$



Ábaco 9: Cálculo de  $TW$  a partir del número de Froude y los calados conjugados del resalto hidráulico en el lecho amortiguador tipo II. Fuente: USBR. 1976.

$TW$ , para el caso de lecho amortiguador tipo II, no es igual a  $y_2$ , sino que se le multiplica a este por un cociente igual a 1.05 (ver **Ábaco 9**).

$$TW = 1.05 \times y_2 = 1.05 \times 4.559 = 4.7874 \text{ m}$$

Una vez obtenido el valor de  $TW$  es necesario calcular luego la verdadera cota a la que se encuentra la solera del lecho amortiguador, que se inicia suponiendo es 498 msnm. Esta hipótesis inicial supone que la solera del lecho amortiguador y el lecho del río están al mismo nivel; sin embargo, ello debe verificarse.

Si la cota del lecho amortiguador está por encima del lecho del río habría que diseñar el desnivel, un elemento como un azud para controlar el flujo de agua; si la cota del lecho amortiguador está por debajo del lecho del río, habría que diseñar un pozo y una altura de grada (en adelante,  $e$ ). Si  $e$  es positivo, significa que el lecho amortiguador es un pozo; si  $e$  es negativo, la cota del lecho amortiguador está por encima del lecho del río.

Se parte de la hipótesis de que la grada es positiva, es decir que  $e$  es un valor positivo y el lecho amortiguador es un pozo.  $\Delta z$  depende de dos coeficientes: uno de pérdida de carga relacionado a  $TW$  (en adelante,  $\eta$ ) y otro relacionado a la pérdida de carga que depende de la forma de la grada (en adelante,  $\phi$ ), la cual será rectangular (United States Bureau of Reclamation, 1984; Villamarín, 2013).  $\eta$  y  $\phi$  son iguales a 1.05 y 0.80, respectivamente.

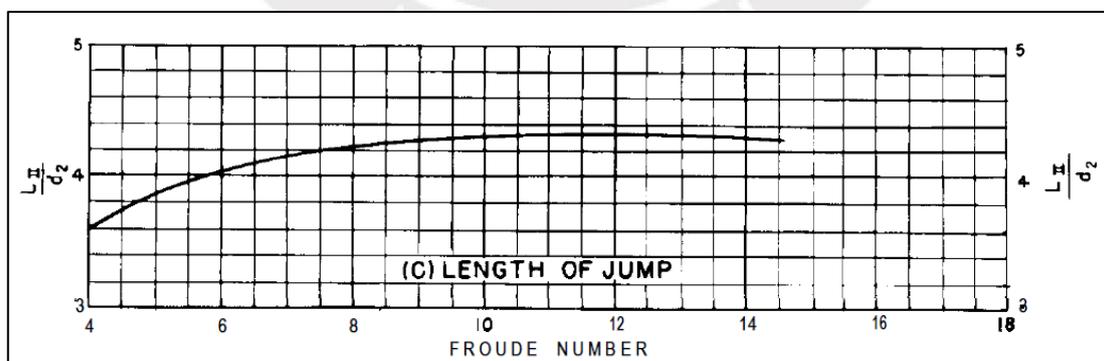
$$\Delta z = \frac{v_3^2}{2 \times g \times \phi^2} - \frac{v_2^2}{2 \times g \times \eta^2} = \frac{4.272^2}{2 \times 9.81 \times 0.80^2} - \frac{1.2245}{2 \times 9.81 \times 1.05^2} = 1.3968$$

Así se obtiene  $e$  y la cota de la solera.

$$e = TW - (y_3 + \Delta z) = 2.0837 \text{ m}$$

$$\text{Cota de solera} = \text{Cota del terreno} - e = 495.92 \text{ m}$$

Dado que el valor de  $e$  es positivo, el lecho amortiguador se encuentra por debajo del nivel del terreno.



Ábaco 10: Cálculo de longitud del lecho amortiguador tipo II. Fuente: USBR, 1976

El **Ábaco 10** muestra la relación que tiene  $F$ , para un lecho amortiguador tipo II, con el tirante  $y_2$  para la obtención de  $L_{lecho}$ .

$$\frac{L_{lecho}}{y_2} = 4.3$$

$$L_{lecho} = 4.3 \times y_2 = 4.3 \times 4.559 = 19.60 \text{ m}$$

Sin embargo,  $L_{lecho}$  no es la longitud total a diseñar, ya que es necesario calcular una longitud de risberma o zampeado (en adelante,  $L_{risberma}$ ), la cual es una longitud en que se coloca una armadura de roca como mejoramiento a la salida del lecho amortiguador y cumple dos funciones: evitar que una energía no prevista erosione el terreno y como conexión al terreno natural. Esta va a construirse con material de acarreo. Su cálculo depende de del caudal específico (en adelante,  $q$ ).

$$q = Q/L_e$$

Si  $q$  es mayor o igual a 5 metros al cuadrado/segundo:

$$\text{Longitud pozo} = L_{cuenco}$$

Si  $q$  es menor a 5 metros al cuadrado/segundo:

$$\text{Longitud pozo} = 3 \times y_2$$

La longitud de la risberma es la diferencia de la total y la del pozo.

$$\text{Longitud total} = 9 \times (y_2 - y_1)$$

$$L_{risberma} = \text{Longitud total} - \text{Longitud del pozo}$$

Dado que  $q$  es mayor a 5 metros al cuadrado/segundo, la longitud del pozo es igual a la de  $L_{lecho}$ . Sin embargo, se realizarán algunas variaciones a modo de dar seguridad al diseño de la longitud total a construir.

Se calcula la longitud de pozo para avenida extrema, siendo mayor a la de avenida de proyecto. La diferencia entre estas será, tras la finalización del lecho amortiguador y la grada positiva, una losa de concreto, la cual se construirá previo a la risberma.

$$\text{Losa concreto} = \text{Longitud pozo}_{avenida\ extrema} - \text{Longitud pozo}_{avenida\ de\ proyecto}$$

Tras este cálculo, realmente no es necesaria la longitud inicial de  $L_{risberma}$ , ya que la losa de concreto reduce la longitud de esta. La longitud total no varía.

$$L_{risberma} = \text{Longitud total}_{avenida\ de\ proyecto} - \text{Longitud pozo}_{avenida\ extrema}$$

Como protección, el lecho amortiguador tiene cajeros que ayudan a conducir correctamente el flujo de agua. Sin embargo, por la forma en que se comporta el agua, debido al resalto hidráulico, no es necesario que los cajeros tengan una altura constante en todo el lecho amortiguador, en sí, la parte ubicada aguas abajo es más alta, donde se encuentre el fin del resalto hidráulico y el flujo de agua cambio de régimen y está en estado subcrítico.

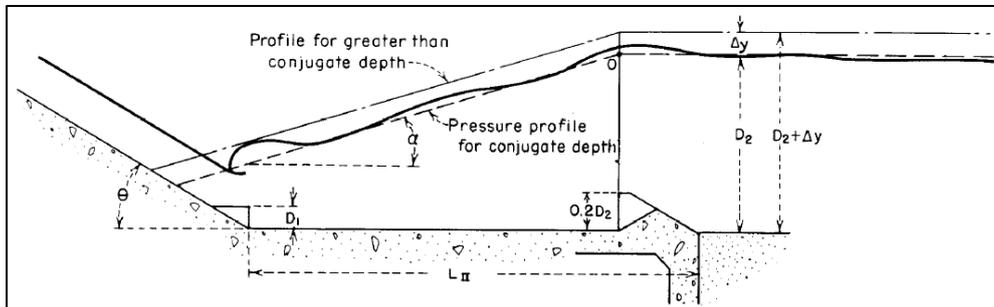
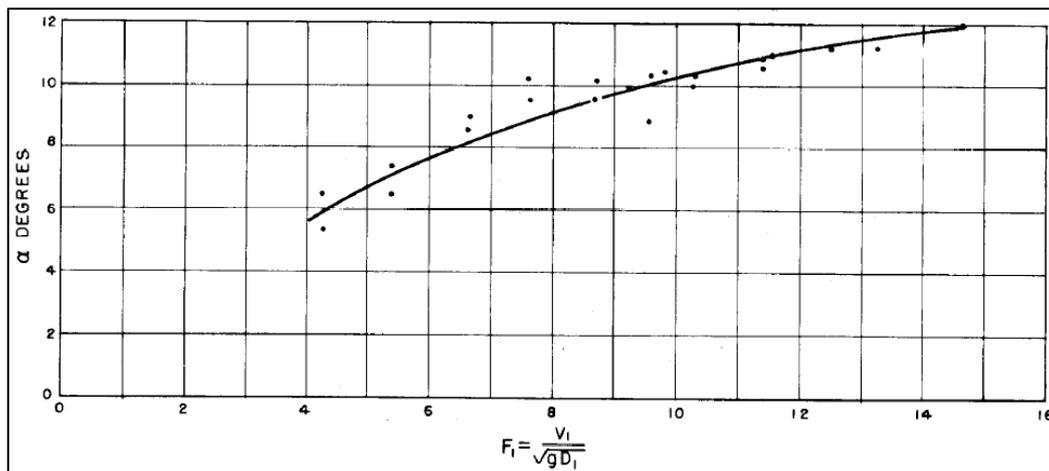


Figura 12: Vista de corte del lecho amortiguador tipo II, que describe la línea piezométrica del agua. Fuente: USBR, 1976.

La **Figura 12** lo describe mejor: el agua toma mayor altura debido a la turbulencia que causa el resalto hidráulico, donde se muestra como la línea piezométrica de diseño es ligeramente menor a la línea de flujo de agua, lo que explica también porque  $TW$  es mayor a  $y_2$ . Se calcula la altura de cajeros del lecho amortiguador, en su posición aguas abajo, que depende de  $y_2$  y un cociente mayor que relaciona a este último con  $TW$ .

$$\text{Altura cajeros}_{\text{aguas abajo}} = 1.15 \times y_2$$

La altura, en posición agua arriba, de los cajeros pueden diseñarse de dos maneras. La primera, sencilla y muy conservadora, toma como altura a misma que la correspondiente a la de aguas abajo del resalto hidráulico; ello implicaría que el tirante de agua a la entrada del lecho amortiguador sería de la misma altura que tras finalizar el resalto, lo cual no es cierto, pero simplifica mucho los cálculos. La segunda manera es tomar como guía la línea piezométrica del agua (ver **Figura 12**), la cual representa la suma de energía de altura geométrica y de presión, y tomarla como paralela a la altura que toman los cajeros del lecho amortiguador, describiendo, respecto a la horizontal, un ángulo guía (en adelante,  $\alpha$ ).  $\alpha$  puede calcularse, a partir de  $F$ , mediante el **Ábaco 11** y es igual a  $10.20^\circ$ .



Ábaco 11: Determinación del ángulo  $\alpha$  para la obtención de altura, en posición aguas arriba, de la altura piezométrica y de los cajeros del lecho amortiguador tipo II. Fuente: USBR, 1976.

Estos son, entonces, los pasos que se describen para el dimensionamiento del lecho amortiguador; sin embargo, este solo es el inicial en una serie de iteraciones para definir los parámetros de cálculo finales. En el apartado *Cálculo del lecho amortiguador tipo II y sus características hidráulicas* del Anexo 9: *Estructuras hidráulicas*, mediante el uso del software *Matlab®*, se realizan las iteraciones para el diseño final.

La Figura 13 muestra, tras realizarse un modelo con cien iteraciones, como es que han variado los parámetros  $F$  y  $e$ . Puede observarse que al inicio hay variación de los valores obtenidos, pero mientras van avanzando las iteraciones, se va formando una línea de tendencia de lo calculado, pudiendo concluir que el último valor es el que se elige como el válido, sin error, para  $F$  y  $e$ , considerando que este último, al ser un valor positivo, forma un pozo, es decir, la cota de la solera del lecho amortiguador está por debajo de la del lecho del río.

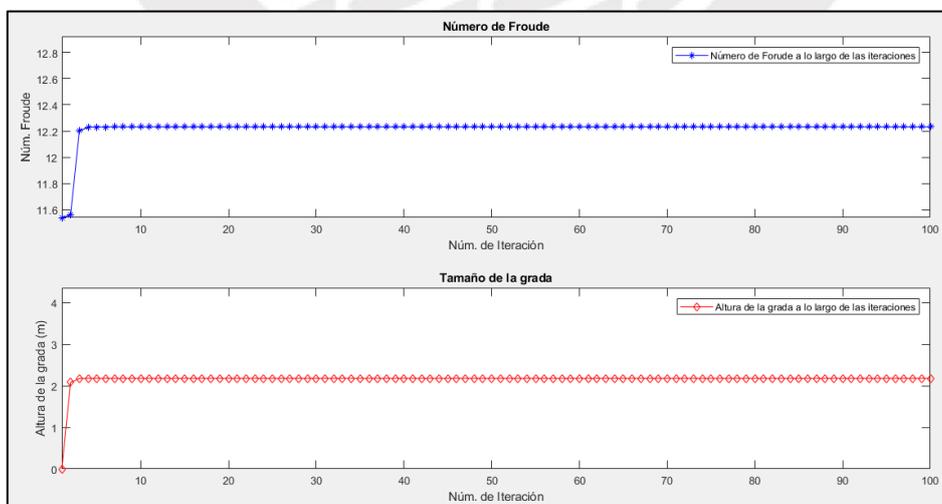


Figura 13: Obtención del número de Froude y altura de la grada del lecho amortiguador tipo II tras 100 iteraciones. Fuente: Elaboración propia.

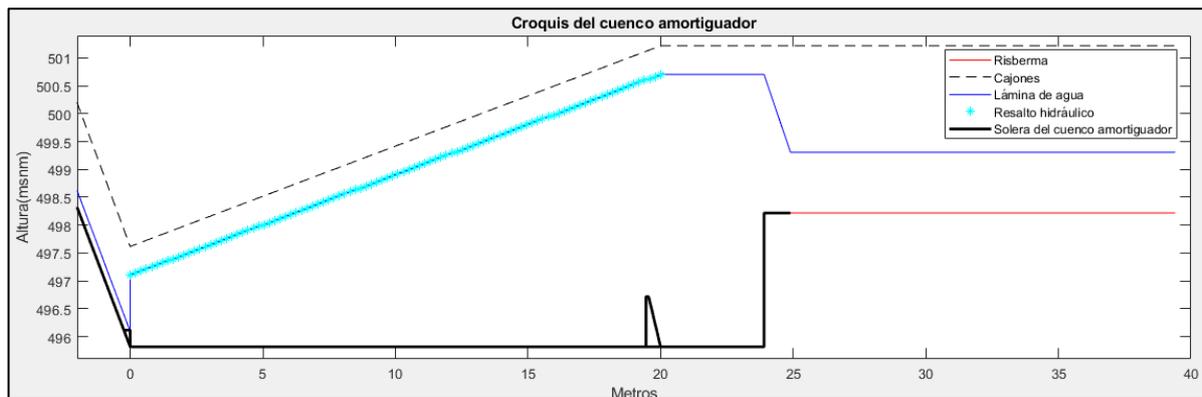


Figura 14: Croquis del diseño del lecho amortiguador tipo II y sus características hidráulicas para avenida de proyecto. *Fuente:* Elaboración propia.

La **Figura 14** muestra un detalle a escala, diseñado mediante el software *Matlab*®, del lecho amortiguador, en el que se incluye la lámina de agua que lo cruza, para la avenida de proyecto con todas las características hidráulicas diseñadas.

La programación de iteraciones realizadas con el software *Matlab*® también responde a detallar las características hidráulicas del lecho amortiguador tipo II, el cálculo de la grada y los elementos disipadores, tanto los bloques de rápida o chute como el umbral dentado. Todo ello se puede observar en el reporte del programa *Matlab*® (ver **Figura 15**).

```

Command Window

Resultados del cuenco amortiguador tipo II y la grada del cuenco amortiguador

La longitud del cuenco amortiguador tipo II es 20.00 metros
La longitud de losa que continua al del cuenco amortiguador es de 3.90 metros
Tras ello continua una grada de altura de 2.20 metros
Continua una risberma de longitud de 15.50 metros
La altura de los cajeros en la posición aguas arriba del cuenco amortiguador es 1.80 metros
La altura de los cajeros en la posición aguas abajo del cuenco amortiguador es 5.40 metros
La cota de la solera del cuenco amortiguador es 495.80 msnm
La cota de la riberma, que coincide con el terreno natural, es 498.00 msnm

Características de los elementos disipadores
La altura de los bloques de la rápida "h1" es igual a 0.30 metros
El ancho de los bloques de rápida "W1" es igual a 0.30 metros
El espacio entre bloques del umbral de dentado es "S1" es igual a 0.30 metros
El espaciamiento de los bloques de rápida con las paredes "SP1" es igual a 0.14 metros
La altura del umbral de dentado "h2" es igual a 0.90 metros
El ancho del umbral de dentado "W2" es igual a 0.70 metros
El espaciado en el umbral dentado "S2" es igual a 0.70 metros
Se recomienda no haya espaciado entre el umbral de dentado y la pared
fx El espesor del umbral de dentado "ss2" es 0.10 metros>>
  
```

Figura 15: Detalle de dimensionamiento del lecho amortiguador tipo II y sus características hidráulicas. *Fuente:* Elaboración propia.

## **6.2. Dimensionamiento de los desagües de fondo**

Los desagües, como su nombre lo indica, son estructuras hidráulicas en la presa, cuyo fin es el de evacuar o expulsar el agua del embalse. Su función es la de desaguar excedentes de agua y avenidas, generalmente en cortos periodos de tiempo y de grandes cantidades de caudal para equilibrar el nivel del agua del embalse y forma organizada, no aleatoriamente.

Son tres tipos de desagües que se encuentran en las presas y estas van relacionadas a la altura en que se encuentran:

- Desagüe de superficie o aliviadero de demasías
- Desagüe de medio fondo o desagüe intermedio
- Desagüe de fondo

El primero, el aliviadero de demasías, se encuentra a mayor altura. En el caso del proyecto actual, se encuentra embebido en el cuerpo de presa y la altura de su labio coincide con el NMN (ver capítulo *6.1 Dimensionamiento del aliviadero*). El desagüe de medio fondo se encuentra a una altura casi media de la presa y su uso frecuente es el de apoyo para el desagüe de la presa con mayor velocidad; en este proyecto no es necesario su instalación, ya que no es funcional y su construcción significaría un costo adicional. El desagüe de fondo es el que se encuentra a menor cota y su función es la de desaguar el embalse y, por la altura a la que se encuentra, ser un elemento de limpieza debido a los sedimentos que se van acumulando en el fondo del embalse, además, sirve como elemento de control en el proceso constructivo de la presa y ejerce el rol de mayor importancia en el control del embalse antes y durante la ocurrencia de avenidas (Garrote & Martín, 2013; Vallarino, 2014).

El diseño del desagüe de fondo está dividido en tres partes:

- Ubicación de la cota en que se ubicará
- Número de desagües y su dimensionamiento
- Curvas de desagüe

### **6.2.1. Ubicación de la cota de los desagües de fondo**

La ubicación de la cota de los elemento de desagüe en el paramento de aguas arriba se relacionan con la altura a la que se considera al embalse como muerto, es decir, en que el volumen de agua de este no genere atarramiento en los desagües (Mancilla, 2008; Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2008; Sabino, Felipe, & Lavado, 2017). La salida de los

desagües debe estar encima del nivel del río y que las tuberías no interfieran con la galería perimetral.

Se realiza un cálculo de volumen mínimo de embalse en el que no ocurrirá aterramiento, el cual suele ser de gran dificultad, y para solventarlo se utiliza la ecuación universal de pérdida de suelos <sup>9</sup>(de sus siglas en inglés *Universal Soil Loss Equation*, en adelante, USLE), desarrollado por el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (de sus siglas en inglés *US Department of Agriculture*, en adelante, USDA).

$$A_r = 244.2 \times R \times K_r \times L \times S \times C_r \times P_r \left[ \frac{\text{Ton}}{\text{Km}^2 \times \text{año}} \right]$$

$A_r$  representa la pérdida del suelo;  $R$  es el factor de erosividad debido a la precipitación fluvial, tiene un valor igual a 214;  $K_r$  es el factor de erodabilidad y es descrito por las propiedades del tipo de terreno, cuyo valor es igual a 0.26;  $L \times S$  es el producto de las propiedades de la longitud de la cuenca y su gradiente que resultan 0.26;  $C_r$  es el factor de cobertura natural que depende del tipo de cosechas que tiene la zona, debido a la presencia de bosques su valor es igual a 0.015;  $P_r$  es el factor de prácticas de conservación para evitar la erosión del terreno y tiene un valor igual a 0.4. Todos estos valores son aporte del Consorcio.

Teniendo los factores necesarios para obtener  $A_r$  se resuelve su formulación:

$$A_r = 244.2 \times 214 \times 0.26 \times 0.26 \times 0.015 \times 0.4 = 21.19 \left[ \frac{\text{Ton}}{\text{Km}^2 \times \text{año}} \right]$$

La cuenca tiene una superficie de 31 kilómetros cuadrados y con ello se puede calcular la aportación de sedimentos que se produce anualmente.

$$\text{Aporte sedimentos} = A_r \times \text{Área}_{\text{cuenca}} = 21.19 \times 31 = 657.0 \text{ Tn/año}$$

El tiempo de vida promedio de una presa es de cincuenta años y este valor puede aumentar con el buen mantenimiento y auscultación adecuada que se le dé, pero puede tomarse este valor como el tiempo de vida útil y calcular el aporte de sedimentos.

$$\text{Aporte sedimentos}_{\text{vida útil}} = \text{Aporte sedimentos} \times \text{vida útil}$$

---

<sup>9</sup> Esta formulación está acorde a la realidad, principalmente, de valles de Estados Unidos y en la práctica en muchos países europeos, por lo que es muy delicado usarlo en una realidad como el de la Amazonía. Se pueden usar otras ecuaciones, como la de Dendy-Bolton (Ponce, 1989), para avalar o desestimar el resultado obtenido, dada la variabilidad de incógnitas y condiciones del USLE. Para el presente trabajo de tesis, esta formulación es, dados los valores de las incógnitas con que se cuenta, la más crítica, es decir, mayor frente a la Dendy-Bolton, por lo que es la utilizada para la obtención de aporte de sedimentos.

$$Aporte\ sedimentos_{vida\ útil} = 657.0 \times 50 = 32,854.06\ Tn$$

Se tienen 32,854.06 toneladas de sedimentos para una vida útil de cincuenta años. Tomándose como valor de densidad de sedimentos 2.3 toneladas por metro cúbico se puede obtener el volumen muerto.

$$Volumen\ muerto = \frac{Aporte\ sedimentos_{vida\ útil}}{Densidad\ sedimentos} = \frac{32,854.06}{2.3} = 14,284.3\ m^3$$

$$Volumen\ muerto = 0.01\ hm^3$$

El volumen muerto del embalse corresponde a 0.01 hectómetros cúbicos. Es necesario saber a qué cota se encuentra el nivel del embalse para el cual se encuentra dicho volumen medido desde el lecho del río, a cota 498 msnm, y así saber a qué cota se podrían instalar los desagües de fondo en el paramento aguas arriba. Para ello es necesario usar la información del **Gráfico 9**, detallado en el capítulo 5.1.3. *Curva característica del embalse*, que describe la curva característica del embalse que relaciona la cota del nivel del agua con el volumen que este contiene. Sin embargo, el volumen muerto es de sedimentos y no de agua, y se formula una ecuación discretizada de la curva característica.

$$Cota_{embalse\ muerto} = 259.45 \times volumen(hm^3) + 500.23$$

$$Cota(msnm) = 259.45 \times 0.01 + 500.23 = 502.82\ msnm$$

Se redondea a la altura obtenida a la de 503 msnm, siendo esta la cota de entrada de los desagües de fondo. La cota de salida se encuentra a la altura de 501 msnm, ya que debe estar esta dimensión por debajo del nivel de la cota de entrada y no intersectar a la galería perimetral.

### 6.2.2. Dimensionamiento de los desagües de fondo

Es necesario al menos el uso de dos tuberías como estructuras de desagües de fondo independientes, ya que si solo hubiese una, y esta se averiase, no supliría la función para la cual fue diseñada (Vallarino, 2014). La capacidad de los desagües debe ser suficiente para desaguar al menos el triple del anual medio del río con el embalse a media altura.

El Consorcio brinda información sobre el caudal medio del río , la cual es la siguiente:

- Caudal medio del río

$$Q_{medio} = 2.80\ m^3/s$$

- Caudal mínimo a desaguar

$$Q_{desaguar} = 2.8 \times 3 = 8.40 \text{ m}^3/\text{s}$$

La cota 511.5 msnm es la que corresponde a la altura media del embalse.

Se inician los cálculos con la primera condición: desagüe del triple del caudal medio con el embalse de la presa a media altura. Las tuberías tendrán una longitud de 21 metros. Utilizando la ecuación de Bernoulli de energía se inicia el cálculo.

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2 \times g}_{aguas\ arriba} = \left( z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2 \times g} \right)_{aguas\ abajo} + \Delta h_{aguas\ arriba-aguas\ abajo}$$

$$z + \frac{v^2}{2 \times g}_{aguas\ arriba} = \left( z + \frac{v^2}{2 \times g} \right)_{aguas\ abajo} + \Delta h_{aguas\ arriba-aguas\ abajo}$$

La pérdida de carga es representada por las pérdidas locales y una pérdida de fricción continua en toda la conducción.

$$\Delta h_{aguas\ arriba-aguas\ abajo} = L_{cuenco} \times \frac{v^2 \times n}{\left( \frac{\text{Diámetro}}{4} \right)^{4/3}} + \kappa \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

El primer segmento de la suma representa la pérdida continua; el segundo, las pérdidas locales. Las pérdidas locales son representadas por el producto de una constante de pérdida de carga (en adelante,  $\kappa$ ) por la altura de la energía cinética. Los valores de  $\kappa$  varían dependiendo de la solicitud: 0.1 en la embocadura de la conducción, 0.06 en las rejillas de entrada, 0.15 en las válvulas Bureau y 0.1 en cargas adicionales y que se adicionan por seguridad. El valor de  $n$  es igual a 0.011.

Tabla 23: Diferentes características hidráulicas según el número de tuberías de desagüe de fondo a instalarse.

Fuente: Elaboración propia.

Número tuberías	Diámetro (m)	Área <sub>a.arriba tubería</sub> (m)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Velocidad tubería(m/s)	Pérdidas locales (m)	Pérdida continua (m)	H <sub>a.arriba</sub> (m)	H <sub>a.abajo</sub> (m)	Error
1	<b>0.990</b>	0.770	8.40	10.910	2.487	1.946	511.5	507.067	0
2	<b>0.727</b>	0.404	4.20	10.404	2.262	2.722	511.5	506.517	0
3	<b>0.596</b>	0.279	2.80	10.045	2.109	3.248	511.5	506.143	-3.82E-14
4	<b>0.523</b>	0.215	2.10	9.764	1.992	3.648	511.5	505.860	7.26E-08
5	<b>0.474</b>	0.176	1.68	9.532	1.899	3.970	511.5	505.631	0
6	<b>0.437</b>	0.150	1.40	9.334	1.821	4.239	511.5	505.441	-7.33E-08

La **Tabla 23** detalla las características hidráulicas que se presentarían para diferente número de tuberías tras el desarrollo de la ecuación de Bernoulli. El error calculado, de la última columna, se desarrolla mediante la siguiente ecuación:

$$Error = Energía_1 - Energía_2 - \Delta h_{1-2}$$

Dicho error debería ser cero, pero valores que rodean un error menor al 0.01% son adecuados y estos resultados claramente lo son. De forma visual, el **Gráfico 20** muestra la relación entre el número de tuberías y sus diámetros.

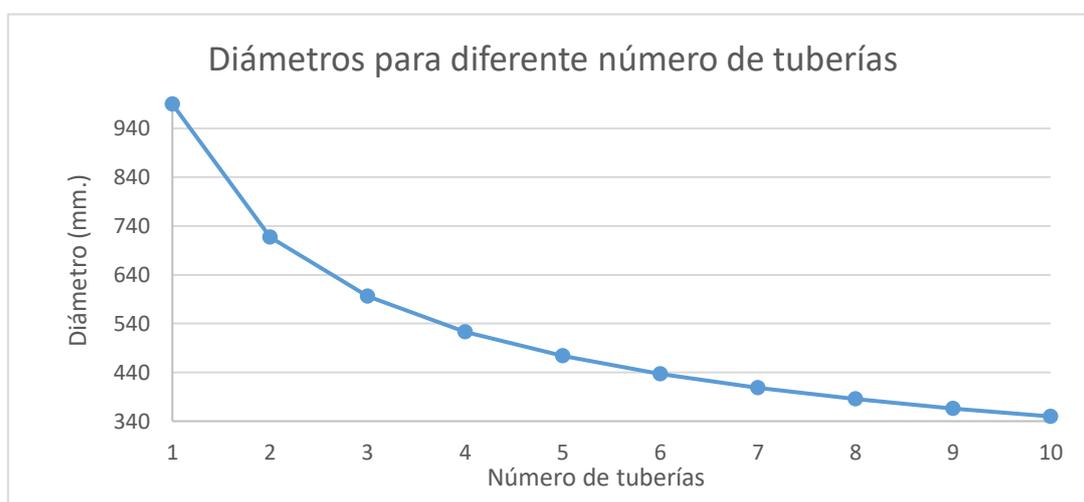


Gráfico 20: Relación del diámetro de las tuberías y el número de estas en el diseño de desagües de fondo. *Fuente:* Elaboración propia.

Ya que no hay una exigencia que un número mínimo de tuberías, por temas operativos, y que sus diámetros son muy contiguos, se elige el mínimo exigible, es decir, dos.

El diámetro para dos tuberías es de 727 milímetros; sin embargo, la adquisición de un diámetro no comercial encarecería el proyecto, por lo que se toma uno de 800 milímetros, ya que estos en el mercado se adquieren cada cien milímetros.

La **Tabla 24** muestra el caudal que se desagua para diferentes cotas para 2 desagües de fondo de 800 milímetros de diámetro.

Tabla 24: Caudal desaguado para 2 desagües de fondo a diferentes niveles de agua del embalse. *Fuente:* Elaboración propia.

Cota de agua del embalse (msnm)	Diámetro (mm.)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
503	2 x 800	4.647
504	2 x 800	5.692
505	2 x 800	6.572
506	2 x 800	7.348
507	2 x 800	8.049

508	2 x 800	8.694
509	2 x 800	9.295
510	2 x 800	9.858
<b>511.5</b>	<b>2 x 800</b>	<b>10.648</b>
512	2 x 800	10.899
515	2 x 800	12.296
517	2 x 800	13.144
520	2 x 800	14.324
522	2 x 800	15.059
525	2 x 800	16.099

El **Gráfico 21** describe la manera exponencial en que el caudal va aumentando a medida que lo hace el nivel de agua del embalse (ver **Tabla 24**). Se limita la cota inferior al lugar en que se encuentra la entrada de los desagües de fondo, dado que debajo de dicho nivel se encuentra el embalse muerto. El límite en la cota superior corresponde al NMN, ya que por encima de este nivel el caudal que se desagua no es solo por los desagües de fondo, sino también por el aliviadero.

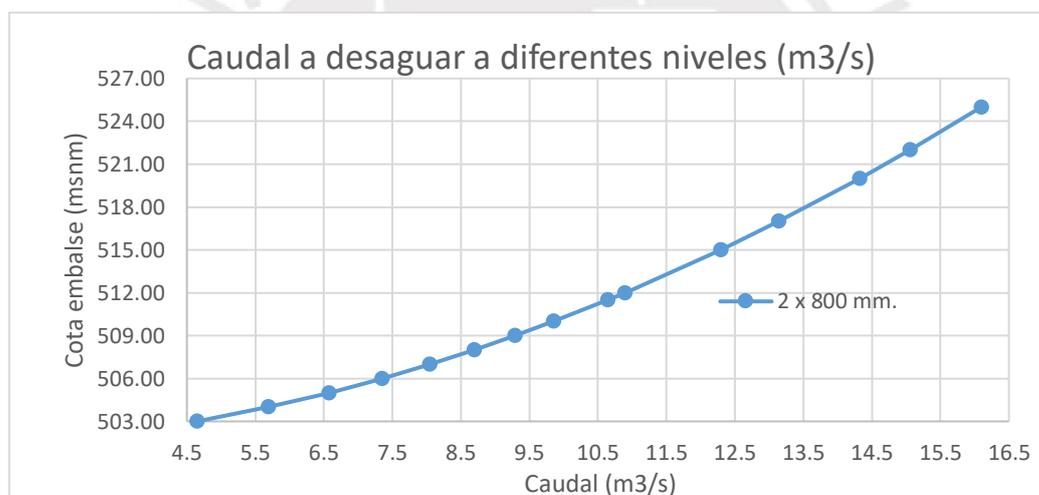


Gráfico 21: Caudal desaguado para 2 desagües de fondo a diferentes niveles de agua del embalse. *Fuente:* Elaboración propia.

Las **Tablas 25 y 26** muestran el tiempo de vaciado del embalse para uno o los desagües de fondo funcionando, respectivamente. Se considera que en el embalse entra un caudal igual al anual medio.

Tabla 25: Tiempo de vaciado de embalse para 1 solo desagüe de fondo funcionando. *Fuente:* propia

Cota (msnm)	Volumen inicial (hm3)	Volumen final (hm3)	Caudal medio saliente (m3/s)	Caudal medio entrante (m3/s)	Tiempo transcurrido (horas)
525	2.955	2.955	8.049	2.80	0.000
522	2.955	1.846	7.529	2.80	65.159
520	1.846	1.105	7.162	2.80	47.185

517	1.105	0.580	6.572	2.80	38.657
515	0.580	0.349	6.148	2.80	19.142
512	0.349	0.185	5.449	2.80	17.174
511.5	0.185	0.098	5.324	2.80	9.609
510	0.098	0.069	4.929	2.80	3.797
509	0.069	0.052	4.647	2.80	2.524
508	0.052	0.041	4.347	2.80	1.975
507	0.041	0.032	4.025	2.80	2.041
506	0.032	0.025	3.674	2.80	2.089
505	0.025	0.020	3.286	2.80	3.101
504	0.020	0.016	2.846	2.80	24.226
503	0.016	0.011	2.824	2.80	16.916
<b>Tiempo total (horas)</b>					<b>252.678</b>

Tabla 26: Tiempo de vaciado de embalse para los 2 desagües de fondo funcionando. *Fuente: propia.*

Cota (msnm)	Volumen inicial (hm3)	Volumen final (hm3)	Caudal medio saliente (m3/s)	Caudal medio entrante (m3/s)	Tiempo transcurrido (horas)
525	2.955	2.955	16.099	2.80	0.000
522	2.955	1.846	15.059	2.80	25.138
520	1.846	1.105	14.324	2.80	17.860
517	1.105	0.580	13.144	2.80	14.097
515	0.580	0.349	12.296	2.80	6.749
512	0.349	0.185	10.899	2.80	5.618
511.5	0.185	0.098	10.648	2.80	3.090
510	0.098	0.069	9.858	2.80	1.145
509	0.069	0.052	9.295	2.80	0.718
508	0.052	0.041	8.694	2.80	0.518
507	0.041	0.032	8.049	2.80	0.476
506	0.032	0.025	7.348	2.80	0.401
505	0.025	0.020	6.572	2.80	0.400
504	0.020	0.016	5.692	2.80	0.384
503	0.016	0.011	4.647	2.80	0.752
<b>Tiempo total (horas)</b>					<b>77.347</b>

Con un desagüe de fondo funcionando se tiene un tiempo próximo de vaciado 10.5 días; con los dos desagües de fondo, 3.3 días. Lo recomendado es que el periodo de vaciado sea entre una semana y dos meses; sin embargo, el tiempo tan rápido que se presenta responde a la forma de valle y el caudal medio anual considerado, por lo que puede tomarse como válido. Lo más resaltante es la orografía del valle en la influencia del tiempo de vaciado del embalse, por lo que llenar o desaguar el embalse por debajo del NMN es una operación que demora poco tiempo.

### 6.2.3. Curvas de desague

Las curvas de desague son la representación gráfica del caudal de salida al que se someten los desagües de fondo a diferentes niveles en que se encuentra el embalse, este sólo uno o ambos funcionando. La **Tabla 27** y el **Gráfico 22** representan las curvas de desague.

Tabla 27: Curvas de desague de fondo para 1 o las 2 tuberías funcionando. *Fuente:* Elaboración propia.

1 desague de fondo		2 desagües de fondo	
Cota lámina (m)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Cota lámina (m)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
503.00	2.32	503.00	4.65
504.00	2.85	504.00	5.69
505.00	3.29	505.00	6.57
506.00	3.67	506.00	7.35
507.00	4.02	507.00	8.05
508.00	4.35	508.00	8.69
509.00	4.65	509.00	9.29
510.00	4.93	510.00	9.86
511.50	5.32	511.50	10.65
512.00	5.45	512.00	10.90
515.00	6.15	515.00	12.30
517.00	6.57	517.00	13.14
520.00	7.16	520.00	14.32
522.00	7.53	522.00	15.06
525.00	8.05	525.00	16.10

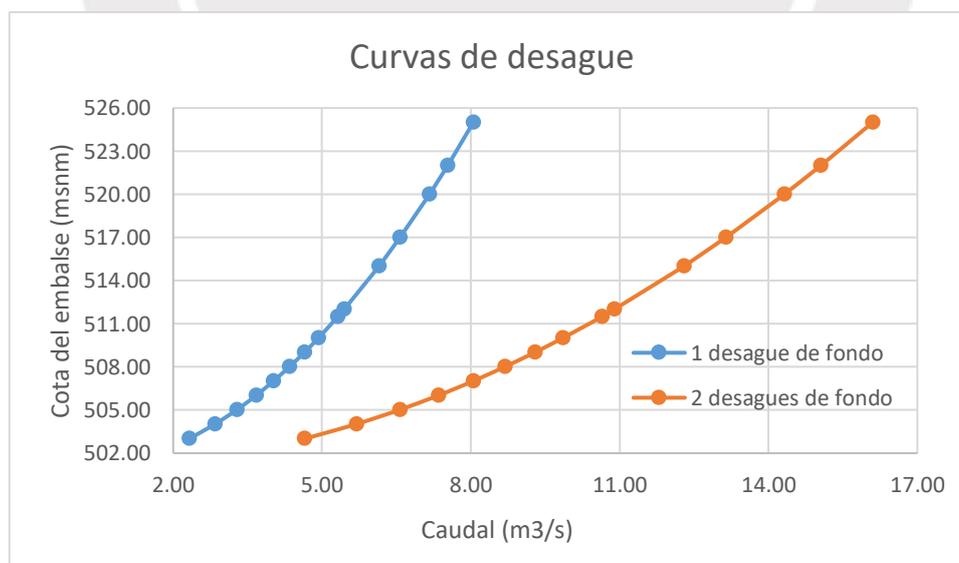


Gráfico 22: Curvas de desague de fondo para 1 o las 2 tuberías funcionando. *Fuente:* Elaboración propia.

#### 6.2.4. Bypass para el caudal ecológico

El caudal ecológico es uno mínimo cuya función es la de preservar las características ecológicas del ecosistema fluvial. Este es igual a 0.28 metros cúbicos/segundo y su obtención se desarrolla en el *Anexo 6: Caudal ecológico*.

Entonces es indispensable que fluya un caudal ecológico; la condicionante es por dónde.

Los desagües de fondo tienen dos elementos de cierre: el primero, que suele estar poco después de la boquilla de entrada, es un elemento de seguridad, que funciona o completamente abierto o completamente cerrado y que lo hace cuando el otro se encuentra cerrado y el agua está en reposo; el segundo elemento es de control y se encuentra finalizando la conducción (Vallarino, 2014).

El conducto de seguridad debería, en teoría, ser el que transporte dicho caudal ecológico, pero no es su función la de estar abriéndose o cerrándose para permitir el paso del agua; esta operación no es para la que se diseña y el uso incorrecto e indiscriminado de este dispositivo crearía fallas mecánicas y desgaste del dispositivo, por lo que existen elementos llamados bypass, los cuales permiten el paso del flujo hacia aguas abajo de la conducción.

Los bypass son tuberías que pueden coincidir con el número de desagües de fondo o ser solo uno; sin embargo, por seguridad se recomienda que sean elementos independientes y no solo uno, puesto que, si hubiese algún problema mecánico con un desagüe de fondo, podría dejar de desaguar el caudal ecológico, incluso en las situaciones más desfavorables, es decir, cuando la altura del embalse coincida con la cota de la entrada de los desagües de fondo.

El bypass tiene una longitud de 1.50 metros y la pérdida localizada por este dispositivo viene descrito por la siguiente expresión:

$$\Delta H_{bypass} = 0.5 \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

Se obtiene, mediante la ecuación de Energía de Bernoulli y según las condiciones descritas, un diámetro de 187 milímetros; sin embargo, el diámetro se reajusta al valor de 190 milímetros al ser un valor comercial. Además, cada bypass cuenta con tres válvulas de tipo mariposa para maniobras, inspecciones y reparaciones (Vallarino, 2014).

#### 6.3. Tomas de agua

Las tomas de agua, a diferencia de otras estructuras de desagüe de una presa, tienen la función principal en esta, ya que el agua que van a conducir es por la cual se realiza la estructura,

satisfaciendo la demanda para la cual se diseña (Vallarino, 2014), en este caso el de una central hidroeléctrica.

Las tomas de agua suelen estar por encima del nivel de los desagües de fondo e intermedios, por la calidad que se tiene del recurso, más oxigenada y con menos turbiedad, y por la altura a la que se encuentra, siendo la última característica la más importante en este proyecto, pues se aprovecha la energía mecánica del agua para transformarla en energía eléctrica.

Según el Consorcio, el caudal a tomar es de 12.6 metros cúbicos/segundo y la embocadura de la toma se encuentre en la cota 518 msnm. También tendrá una rejilla en su entrada a fin de evitar la entrada de elementos gruesos. Es una sola conducción y será una tubería forzada, desde su embocadura en el paramento aguas arriba hasta la casa de máquinas, la cual no se ubicará a pie de presa, sino cientos de metros aguas abajo de esta, ello ya que la central hidroeléctrica es una de regulación-derivación. Regulación es porque la función que tiene es la de garantizar que el recurso del agua fluya de manera planificada a su uso y no la de laminarla; derivación, porque se le conduce aguas abajo de donde la estructura se encuentra y no a pie de presa.

Se toma el diseño dado por el Consorcio para la toma de agua, ya que el actual trabajo de tesis se centra únicamente en el dimensionamiento del cuerpo de presa Sión I y no estructuras ajenas. Además, el diseño incluye no solo a tubería forzada como tal, sino también una chimenea de equilibrio, tubería de presión, casa de máquinas y demás accesorios para la generación hidroeléctrica que no se expondrán, dado que el Consorcio tiene los derechos del diseño y no ha cedido potestad para que se presenten.

Algunos datos, que competen más al diseño del cuerpo de presa y no a la toma, que si son expuestos, son los siguientes:

- Longitud de las tomas: 44 metros
- Cota de entrada / salida: 518 / 500 msnm
- Caudal de diseño: 12.6 metros cúbicos/segundo
- Diámetro de la toma: 2.00 metros

#### **6.4. Dimensionamiento del desvío del río**

Son necesarias estructuras previas a la construcción de la presa. La ataguía y la contra-ataguía son estructuras, puestas aguas arriba y aguas abajo, respectivamente, para que se tenga seco el espacio en que se emplazará la presa; sin embargo, solo se realizará el diseño de la ataguía,

ubicada 200 metros aguas arriba del eje de la presa. La decisión de no diseñar una contra-ataguía la toma el Consorcio y no cede la información para ese sustento, mas que no es funcional en el proceso constructivo.

Las coordenadas UTM son las siguientes:

- X: 300869.00 mE
- Y: 9149497.00 mS
- Zona: 18M

Sus características son las siguientes:

- Altura: 10 metros desde la cimentación.
- Talud aguas arriba: 1V:2H
- Talud aguas abajo: 1V:1.5H
- Ancho de coronación: 3 metros

En la cimentación es necesario retirar depósitos fluviales y se excava la primera capa, lo que deja la cota de cimentación a 512 msnm y la coronación a 522 msnm. La ubicación y características técnicas de la ataguía son diseñadas y cedidas por el Consorcio.

La ataguía deberá tener una conducción que alivie el agua para que esta no la desborde por dos motivos: el material del que estará compuesto, limo, arcillas y margas, no tienen una correcta respuesta al ser sobrepasados por el agua y para que el agua no llegue a afectar el área de trabajo.

Se toma el caudal punta correspondiente a  $T$  igual a 10 años (ver **Tabla 3**), puesto que es un elemento no duradero, el cual es igual a 33.47 metros cúbicos/segundo. A un metro por debajo de la coronación, 521 msnm, se encontrará la embocadura de la conducción; el final, a 495 msnm. Se utiliza la formulación de Bernoulli para determinar el diámetro de la conducción; el  $n$  del material es 0.013.

$$z_{aguas\ arriba} = \left( z + \frac{v^2}{2 \times g} \right)_{aguas\ abajo} + \Delta h_{aguas\ arriba-aguas\ abajo}$$

$$\Delta h_{aguas\ arriba-aguas\ abajo} = L \times \frac{n^2 \times 2^{20/3} \times Q_{10\ años}^2}{\pi^2 \times diámetro^{16/3}}$$

Resolviendo las ecuaciones, se obtiene un diámetro igual a 1,800.00 milímetros.

### 6.5. Cálculo del tiempo de vaciado del embalse

El tiempo de vaciado de embalse considera tanto el desagüe por los desagües de fondo como por las tomas de agua y el aliviadero, es decir, todas las estructuras hidráulicas propios del cuerpo de presa. Sin embargo, no se puede predecir el caudal de la toma de agua, dado que su diseño responde a información cedida por el Consorcio. Pese a ello, puede aproximarse de una forma muy conservadora: tomar caudal nulo a la cota de embocadura, 518 msnm, y el caudal de funcionamiento, 12.6 metros/segundo (ver capítulo 6.3 *Tomas de agua*), a una cota igual a 521 msnm, y con dichos valores formar una recta y así una ecuación para diferentes alturas.

$$Caudal_{toma} = 4.2 \times cota_{nivel\ del\ embalse} - 2,175.6$$

De forma más próxima a la realidad, podría haberse modelado una ecuación de segundo grado; sin embargo, al no contar con mayor información, y que se pueden obtener resultados próximos, se toma esta ecuación como válida.

Tabla 28: Tiempo de vaciado, considerando todas las estructuras hidráulicas en estado óptimo, que puedan desaguar hasta el límite de embalse muerto. *Fuente:* Elaboración propia.

Cota (msnm)	Q <sub>aliviadero salida</sub> (m3/s)	Q <sub>toma</sub> (m3/s)	Q <sub>desagües de fondo</sub> (m3/s)	Volumen inicial (hm3)	Volumen final (hm3)	Tiempo vaciado (horas)
527.269	82.01	38.93	22.823	3.874	3.874	0.000
526.779	52.95	36.87	22.609	3.874	3.587	0.729
525.000	0.00	29.40	21.815	3.587	2.955	3.624
522.000	0.00	16.80	20.406	2.955	1.846	8.957
520.000	0.00	8.40	19.410	1.846	1.105	8.229
518.000	0.00	0.00	18.360	1.482	0.880	10.738
517.000	0.00	0.00	17.812	0.880	0.580	5.565
515.000	0.00	0.00	16.661	0.580	0.349	4.623
512.000	0.00	0.00	14.769	0.349	0.185	3.802
511.500	0.00	0.00	14.429	0.185	0.098	2.086
510.000	0.00	0.00	13.359	0.098	0.069	0.766
509.000	0.00	0.00	12.595	0.069	0.052	0.476
508.000	0.00	0.00	11.781	0.052	0.041	0.340
507.000	0.00	0.00	10.907	0.041	0.032	0.308
506.000	0.00	0.00	9.957	0.032	0.025	0.255
505.000	0.00	0.00	8.906	0.025	0.020	0.247
504.000	0.00	0.00	7.713	0.020	0.016	0.226
503.000	0.00	0.00	6.297	0.016	0.011	0.397
<b>Tiempo total (horas)</b>						<b>51.367</b>

La **Tabla 28** muestra el tiempo de vaciado y los caudales que salen del embalse a diferentes cotas en que se encuentre. El tiempo de vaciado de embalse es igual a 2.2 días, aunque este

valor podría variar ligeramente por dos condicionantes: la forma real en que sale el caudal debido a la toma y si se discretizase aún más los intervalos de tiempo o de las cotas; sin embargo, no habría gran diferencia. El **Gráfico 23** muestra de forma visual como es que se va evacuando el agua del embalse conforme pasan las horas.

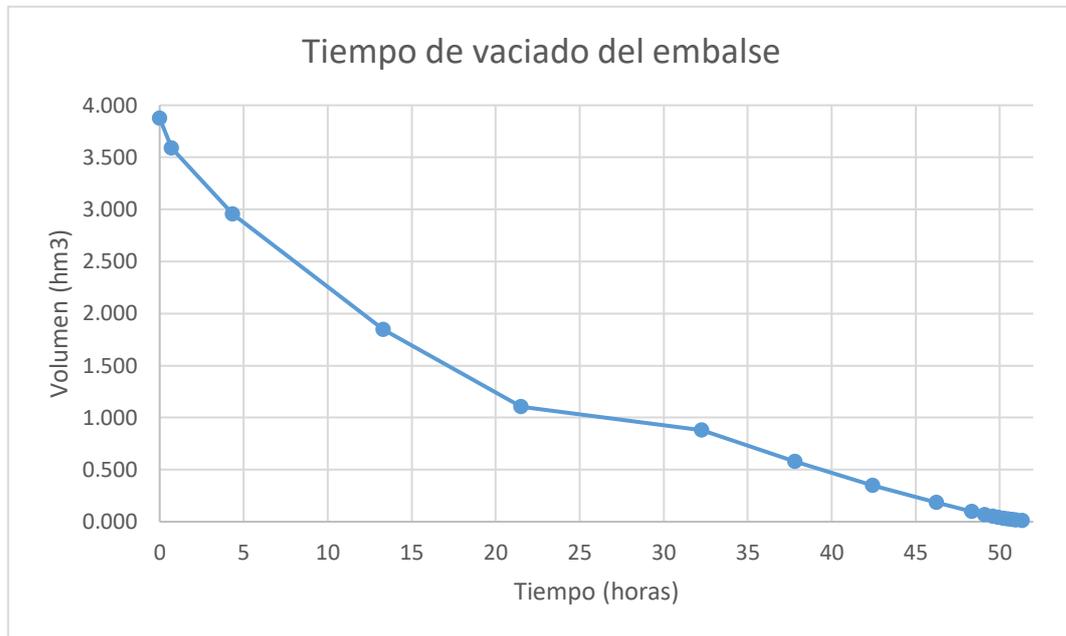


Gráfico 23: Tiempo de vaciado del embalse relacionado a su volumen. *Fuente:* Elaboración propia.



## 7. Dimensionamiento del cuerpo de presa

### 7.1. Clasificación del tipo de presa según su altura

Las presas pueden clasificarse según su altura; la diferencia entre grandes, y medianas y pequeñas repercute en los tratamientos de auscultación que se le hace (Vallarino, 2014).

Para denominar una presa como alta debe seguir alguna de estas características:

- Altura mayor a los 15 metros, desde la cimentación hasta la coronación o parte estructural de mayor altura, es decir, la coronación efectiva.
- En caso no sea mayor a los 15 metros, se puede tomar entre una altura de 10 a 15 metros:
  - o Longitud del vertedero mayor a los 500 m.
  - o Capacidad del embalse mayor a 1 hm<sup>3</sup>.
  - o Flujo de descarga mayor a 2,000 m<sup>3</sup>/s.
  - o Presas con problemas de cimentación o que tengan un diseño inusual.

Entonces, la presa Sión I es considerada como una presa alta, por lo que debe tenerse cuidado en su tratamiento de auscultación, detallado en el *Anexo 18: Planos*.

### 7.2. Coronación de la presa

La coronación es el lugar más alto de la estructura; sin embargo, esta puede ser o no estructural, pues podría haber algún dispositivo o elemento no estructural que esté a una cota por encima de cualquier otra de la presa.

La cota de coronación efectiva es la que corresponde a la coronación que puede soportar cargas estructurales y sobre la cual va a versar el presente capítulo.

En el caso de presas de concreto, la coronación efectiva corresponde a la elevación más alta construida con este material, armada<sup>10</sup> o no, y que puede soportar sobreelevaciones de agua; otra forma de describirlo es como el borde libre.

La cota de coronación efectiva responde a dos tipos de sobreelevaciones, a partir de las cuales se diseña el borde libre:

- Sobreelevación por oleaje de avenidas (en adelante, SOA).
- Sobreelevación por oleaje máximo (en adelante, SOM).

---

<sup>10</sup> El concreto armado hace referencia al concreto reforzado con acero estructural.

SOA depende de la altura de oleaje del viento (en adelante,  $h_v$ ); SOM, de lo que pueda provocar  $h_v$  o altura de oleaje de sismo (en adelante,  $h_s$ ).

Tanto  $h_v$  como la  $h_s$  dependen del *Fetch*, el cual representa, en kilómetros, la cuerda de mayor longitud que pueda dibujarse en el embalse. Su valor es igual a 8 kilómetros y puede medirse en el *Plano N°3 Plano de curvas de nivel del embalse del Anexo 18: Planos*.

#### Cálculo de $h_v$ :

El cálculo de  $h_v$  se puede realizar mediante dos formulaciones, la de Stevenson e Iribarren, tomando entre ellas la mayor (Vallarino, 2014).

- Formulación de Stevenson:  $h_v = 0.76 + 0.34 \times \sqrt{\text{Fetch}} - 0.26 \times (\text{Fetch})^{0.24}$
- Formulación de Iribarren:  $h_v = \sqrt[4]{\text{Fetch}}$

El mayor valor obtenido de  $h_v$ , y que se toma como el final, es igual a 1.68 metros.

#### Cálculo de $h_s$ :

El cálculo de  $h_s$  es un poco más complejo, ya que depende de mayor número de variables. La primera en calcularse la aceleración de cálculo (en adelante,  $a_c$ ).

$$a_c = a_b \times \rho \times s$$

$a_c$  depende de la aceleración básica (en adelante,  $a_b$ ) del proyecto, igual a 0.20 veces  $g$ ; el coeficiente adimensional de peligrosidad (en adelante,  $\rho$ ), igual a 1.30; y el coeficiente adimensional sísmico (en adelante,  $s$ ).

$s$  no debe ser nunca menor a 0.81 y depende del coeficiente adimensional del terreno (en adelante,  $c$ ), cuyo valor es la unidad. Se describe a continuación la forma de obtención de  $s$ :

- Si  $\rho \times a_b > 0.4 \times g$ :  $s = 1$
- Si  $0.1 \times g < \rho \times a_b < 0.4 \times g$ :  $s = \frac{c}{1.25} + 3.33 \times \left( \frac{\rho \times a_b}{g - 0.1} \times 1 - \frac{c}{1.25} \right)$
- Si  $\rho \times a_b < 0.1 \times g$ :  $s = \frac{c}{1.25}$

Otras variables son el periodo (en adelante,  $t$ ), el cual es igual a 1 segundo cuando no hay datos; el coeficiente adimensional de la velocidad sísmica (en adelante,  $k_v$ ), cuyo valor es 0.5; y la altura que resulta de la diferencia entre NMN y el lecho del río.

$$h_s = \frac{k_v \times a_c \times T \times \sqrt{g \times (NMN - Cota_{lecho\ del\ rio})}}{2 \times \pi}$$

El valor resultante de  $h_s$  es 2.99 metros.

Con los valores de las alturas de ola por sismo o viento se calculan las sobreelevaciones.

$$SOA = 1.5 \times h_v = 2.52 \text{ m}$$

$$SOM = \text{mayor}\{1.5 \times h_v; h_s + 1\} = \text{mayor}\{2.52; 3.99\} = 3.99 \text{ m}$$

Con los valores de SOA y SOM obtenidos se calculan las diferentes condiciones a causa de sobreelevaciones y cuyo mayor resultado da la coronación efectiva del cuerpo de presa.

Condición normal:  $NMN + SOM = 528.99 \text{ msnm}$

Condición de avenida de proyecto:  $NAP + SOA = 529.30 \text{ msnm}$

Condición de avenida extrema:  $NAE = 527.27 \text{ msnm}$

La condición de avenida de proyecto es la más crítica, por lo que se toma como la de diseño, es decir, la cota de coronación efectiva será 529.30 msnm.

Todos los cálculos se realizan mediante el software Matlab® y el fichero con la programación se encuentra en el *Anexo 10: Dimensionamiento de la coronación efectiva del cuerpo de presa.*

### 7.3. Detalle de la geometría de la presa

- El paramento aguas arriba es vertical; el paramento aguas abajo, es 0.8H: 1V.
- Lo deseable es que la suma de los taludes de los paramentos aguas arriba y abajo estén entre 0.75 y 0.85, por lo que los elegidos son adecuados. Por otro lado, la elección de talud vertical responde a la facilidad en el proceso constructivo.
- El NMN es 525 msnm., este valor coincide con el labio del aliviadero de demasías.
- El NAP está en la cota 526.78 msnm; el NAE, en la cota 527.27 msnm. Estos valores responden, a la suma de NMN más  $H_o$ , sea este de avenida de proyecto y extrema, respectivamente.
- La coronación efectiva se encuentra en la cota 529.30 msnm y el su ancho es de 6 metros.
- El aliviadero tiene un ancho de 10.20 metros y es una sección de control de avenidas embebida en el cuerpo de presa. Es liso y no escalonado, que conduce el agua, iniciando la estructura en una embocadura con vertedero tipo Creager, seguida por un canal de descarga y finaliza en un lecho amortiguador tipo II.
- La cota a la que se encuentra el lecho del cauce en que se ubica la presa, en su sección más profunda, es de 498 msnm. La cota de cimentación es de 494 msnm. En promedio son cuatro metros que se retiran entre el terreno natural y la cimentación:

aproximadamente tres metros de material vegetal y un metro de macizo rocoso, mediante excavación y, en mayor medida, explosiones controladas.

- La pendiente de contacto presa-cimiento es horizontal.
- Existen galerías por las cuales se puede ingresar a la presa, para la auscultación de la misma y de las estructuras hidráulicas y sus accesorios. Se encuentra a la cota 499 msnm., nivel al cual se pueden realizar los trabajos de inyecciones de consolidación, pantalla de impermeabilización y ejecución de drenes.
- La galería perimetral está ligeramente inclinada con pendiente 0.5%, en sentido de aguas arriba hacia aguas abajo, de forma que favorece el transcurso del agua, sea por porosidad o por acción de los drenes.
- La galería perimetral tiene una forma seccional cuadra de arista de 2 metros que finaliza en su parte superior con una semicircunferencia de diámetro de 2 metros.
- La losa del lecho amortiguador se encuentra a la cota 495.80 msnm; la del cauce a restituir, 498 msnm.
- Los desagües de fondo tienen su embocadura a la cota 503 msnm; su desembocadura, a la cota 501 msnm. Atraviesan la galería perimetral para que desde esta se puedan inspeccionar las conducciones y sus accesorios.
- Los desagües de fondo son dos tuberías independientes que tienen cierres de agua, también independientes. El primero, aguas abajo de la embocadura, es el de seguridad; el segundo, el de control, ubicado en la salida de la conducción.
- El cierre de seguridad tiene dos elementos importantes: las compuertas Bureau y el bypass.
- La compuerta Bureau es una válvula que funciona de dos maneras: completamente abierta o completamente cerrada, siendo este su fin principal y el motivo por el cual es un dispositivo de seguridad, pues no es el que deba estar activo constantemente, solo sirve para realizar cierres de funcionamiento, limpieza, inspección o mantenimiento de la misma o de los desagües de fondo (aguas abajo de esta válvula).
- El bypass es una tubería de menor diámetro al de los desagües de fondo, de longitud limitada, que conecta la sección aguas abajo y aguas arriba que hay entre la compuerta Bureau y su función es la de hacer fluir el caudal ecológico; tiene además tres válvulas mariposas para las maniobras que se requieran.
- El cierre de control es más frecuente en su uso, ya que sirve para desaguar los caudales para los que el desagüe de fondo fue diseñado, mediante una válvula de chorro hueco,

llamada también válvula Howell-Bunger, que tiene un manguito móvil que se retira y en el fin del dispositivo un cono contrario al flujo provocando que el chorro no sea directo; su diseño responde también a una apertura y cierre suave y controlada.

- El paramento de aguas arriba está cubierto por una banda impermeable de *water-stop* de PVC, instaladas durante el vaciado de concreto de los bloques, estos últimos separados por juntas de 10 a 15 metros en el sentido transversal; no habrán juntas longitudinales.
- En la sección que embeba al aliviadero también se le colocará la banda impermeable de *water-stop* de PVC.

Todo lo descrito en el presente capítulo, así como sus accesorios, y elementos de auscultación están desarrollados visualmente en el *Anexo 18: Planos*.



## 8. Cálculos de estabilidad estructural

El presente capítulo ratifica la configuración estructural del cuerpo de presa al ser esta una estructura de la cual hay que tener mucha cautela en su dimensionamiento.

Tras lo expuesto en el capítulo 7. *Dimensionamiento del cuerpo de presa*, es necesario corroborar que la estructura cumpla los dos requisitos de estabilidad:

- Vuelco
- Desplazamiento

A la comprobación de estabilidad se agregará un apartado de cálculos tensionales, los que verifican los desplazamientos y esfuerzos a los que la presa está sometida, mediante una inspección de sus elementos finitos.

### 8.1. Cálculo estructural de estabilidad de la presa

El primer paso es definir la sección geométrica de análisis. Esta va a ser la central, la que contiene al aliviadero y que es la de mayor altura, considerando su altura desde la cota de cimentación. Por facilidad de cálculo se toma la sección como la de un triángulo (ver **Figura 16**), cuyo vértice está en la cota 527.93 msnm; base, en la cota 494.00 msnm; paramento aguas arriba vertical y paramento aguas arriba con talud 0.8H: 1V. Esta sección va a tener 1 metro de ancho.

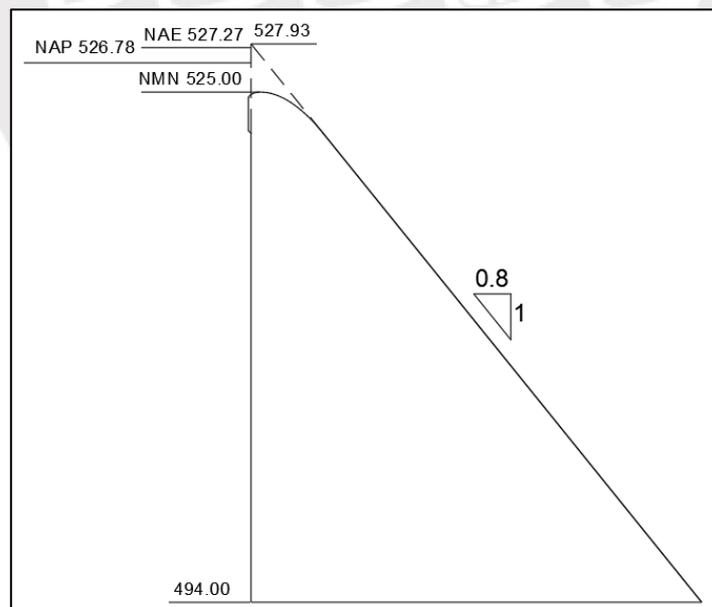


Figura 16: Representación de la sección crítica de la presa para el análisis de estabilidad estructural. Fuente: Elaboración propia.

En realidad, un análisis mucho más completo comprendería tomar mayor número de secciones representativas para corroborar que los cálculos son los adecuados; sin embargo, ello

conllevaría a un gasto informático muy pesado. En el actual trabajo de tesis se toma como válido el análisis de una única sección.

Para el cálculo de estabilidad de presa hay que seguir una serie de pasos:

- Hipótesis de carga
- Coeficientes de seguridad
- Método de cálculo

### **8.1.1. Hipótesis de carga**

#### **8.1.1.1. Cargas básicas**

Es necesario definir las cargas que pueden presentarse o no y a partir de ello discernir adecuadamente si su análisis es válido o si se puede prescindir de esa información. Las cargas básicas pueden ser de carácter normal, accidental o de ocurrencia extrema.

#### Cargas básicas de carácter normal

- Peso propio
- Presión hidrostática a cota del NMN
- Subpresión
- Efecto de oleaje producido por el viento
- Acción normal del hielo
- Empuje de aterramientos
- Incremento de temperaturas normales
- Otras cargas con ocurrencia normal: vibración, empuje hidrostático a pie de presa, etc.

#### Cargas básicas de carácter accidental

- Presión hidrostática a cota del NAP
- Subpresión en drenes ineficaces
- Efecto de oleaje por efecto de aludes o deslizamientos
- Sismo de proyecto, el cual corresponde a  $T$  de avenida de proyecto, es decir, 500 años.
- Acción anormal del hielo
- Incremento de temperaturas anormales
- Otras cargas accidentales de duración limitada

#### Cargas básicas de carácter extremo

- Presión hidrostática a cota del NAE

- Disminución general de resistencias
- Sismo extremo, el cual corresponde a  $T$  de avenida de proyecto, es decir, 1,000 años.
- Empuje hidrostático a un nivel por encima de compuertas en caso hubiesen estos dispositivos y se encontrasen averiados

No todas las cargas enlistadas van a ser tomadas en cuenta, por lo que se enumera las que si se consideran a continuación:

- Peso propio
- Empuje hidrostático
- Subpresión
- Sismo

### 8.1.1.2. Descripción de las cargas elegidas

#### Peso propio

Se toma como referencia la **Figura 17** para el cálculo del peso propio de la presa. Se toma como valor constante la densidad del concreto, igual a 2.35 toneladas/metro cúbico. Es un valor bajo, el cual responde a un diseño conservador y va del lado de la seguridad.

$$\text{Peso propio} = \text{Densidad}_{\text{concreto}} \times \text{Volumen} \left[ \frac{\text{tn}}{\text{m}} \right]$$

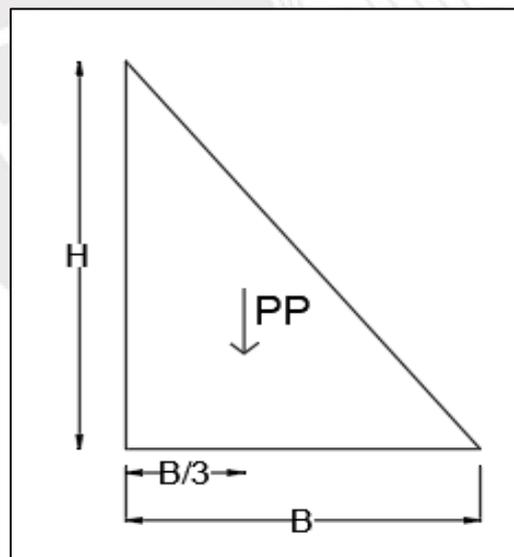


Figura 17: Esquema de acción de peso propio y ubicación de su centro de gravedad. Fuente: Elaboración propia.

El centro instantáneo de rotación (en adelante, CIR) es el punto sobre el cual puede la presa volcarse, esta coincide en el vértice que interseca la base con el paramento aguas abajo. A partir de ese punto se calcula el momento generado por el peso de la presa.

$$\text{Momento}_{\text{peso propio}} = \text{Peso propio} \times \frac{2}{3} \times \text{longitud de la base} \left[ \text{Tn} \times \text{m/m} \right]$$

### Empuje hidrostático

Es la fuerza estática que ejerce el agua sobre el paramento aguas arriba de la presa (ver **Figura 18**). En realidad, esta se divide en dos, en una activa y otra pasiva; la primera actúa de forma horizontal contra el paramento mencionado y la segunda, de forma vertical, actuando como fuerza estabilizadora. Sin embargo, al ser el paramento aguas arriba vertical la fuerza hidrostática resultante es horizontal. Su magnitud varía dependiendo de la altura a la cual se encuentra el nivel de agua del embalse (NMN, NAP ó NAE).

$$\text{Empuje hidrostático} = \frac{1}{2} \times (\text{Altura de agua})^2 \times \text{Densidad}_{\text{agua}} \left[ \text{Tn/m} \right]$$

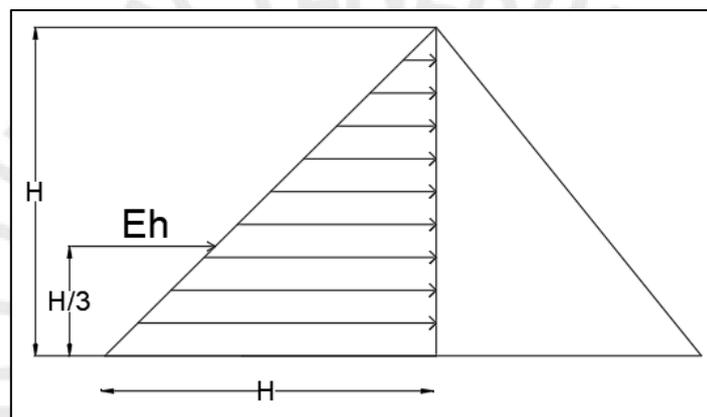


Figura 18: Esquema de la acción de empuje hidrostático y la ubicación de su centro de gravedad. Fuente: Elaboración propia.

El momento de la fuerza hidrostática viene definida a continuación:

$$\text{Momento}_{\text{empuje hidrostático}} = \frac{1}{6} \times (\text{Altura de agua})^3 \times \text{Densidad}_{\text{agua}} \left[ \text{Tn} \times \text{m/m} \right]$$

### Subpresión

La subpresión es la fuerza ascendente que produce el agua que está debajo de la estructura. El proceso constructivo de las presas incluye drenes, los cuales asimilan el agua subterránea y la distribuyen aguas debajo de la presa. Se van a tomar dos casos, en realidad ninguno ideal, sino uno con mayor eficacia que otro.

- Drenes eficaces: El caso de drenes eficaces, como fue explicado previamente, no es ideal, y considera únicamente una eficacia de dos tercios frente a un caso ideal.

La fuerza de la subpresión (en adelante,  $S_i$ ) se divide en cuatro bloques y estas vienen descritas en la **Figura 19**.

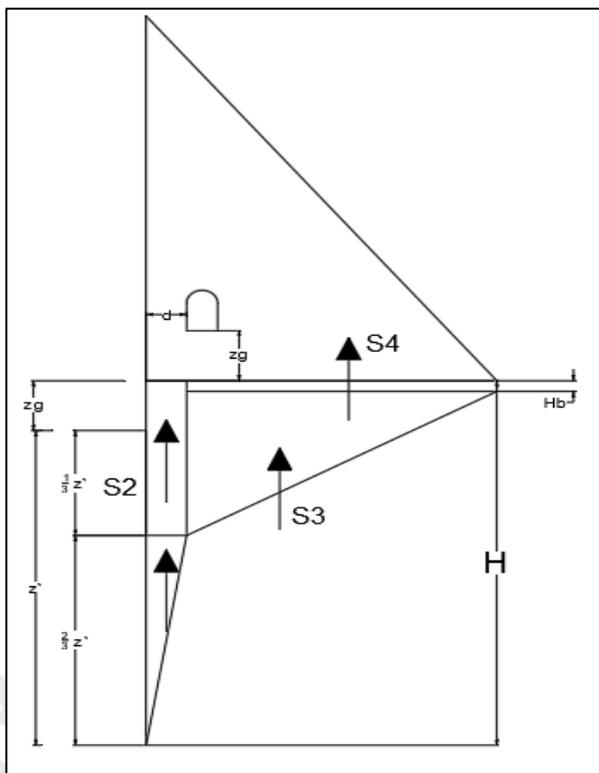


Figura 19: Esquema de las acciones de drenes eficaces y la ubicación de sus centros de gravedad. Fuente: Elaboración propia.

$$S_1 = 0.5 \times d \times \left( \text{Altura de agua} - z_g - \frac{1}{3} \times z' \right) [Tn/m]$$

$$S_2 = d \times \left( z_g + \frac{1}{3} \times z' \right) [Tn/m]$$

$$S_3 = 0.5 \times (\text{Base de la presa} - d) \times \left( z_g + \frac{1}{3} \times z' - H_b \right) [Tn/m]$$

$$S_4 = (\text{Base de la presa} - d) \times H_b [Tn/m]$$

Las ecuaciones de subpresión dependen de la altura de agua en la cola de pie de presa (en adelante,  $H_b$ ), la distancia entre el paramento aguas arriba y la galería perimetral (en adelante,  $d$ ), la distancia entre la base de la presa y la galería perimetral (en adelante,  $z_g$ ) y la diferencia entre la altura de agua y  $z_g$  (en adelante,  $z'$ ). Los valores de  $d$  y  $z_g$  son 2 y 5 metros, respectivamente.

El momento de la subpresión es la suma de los productos de las diferentes fuerzas por las distancias en sentido perpendicular de estas al CIR.

$$\text{Momento}_{\text{subpresión-eficaz}} = \sum_{i=1}^4 S_i \times \text{distancia}_i [Tn \times m/m]$$

$$\text{Momento}_{S_1} = S_1 \times \left( -\frac{1}{3} \times d + \text{Base de la presa} \right) [Tn \times m/m]$$

$$\text{Momento}_{S_2} = S_2 \times \left( -\frac{1}{2} \times d + \text{Base de la presa} \right) [Tn \times m/m]$$

$$\text{Momento}_{S_3} = S_3 \times \left\{ \frac{2}{3} \times (\text{Base de la presa} - d) \right\} [Tn \times m/m]$$

$$\text{Momento}_{S_4} = S_4 \times \left\{ \frac{1}{2} \times (\text{Base de la presa} - d) \right\} [Tn \times m/m]$$

- Drenes ineficaces: Este caso presenta a los drenes inoperativos y se asume que la subpresión actúa de forma lineal decreciente de aguas arriba hacia aguas abajo, como lo muestra la **Figura 20**. Ahora la subpresión se divide en dos únicos bloques

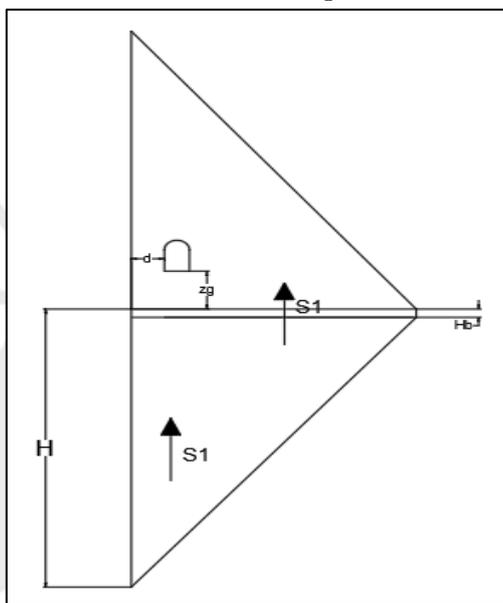


Figura 20: Esquema de las acciones de drenes ineficaces y la ubicación de sus centros de gravedad. Fuente: Elaboración propia.

$$S_1 = 0.5 \times (\text{Altura de agua} - H_b) \times \text{Base de la presa} [Tn/m]$$

$$S_2 = H_b \times \text{Base de la presa} [Tn/m]$$

El cálculo del momento generado por la subpresión viene descrito a continuación:

$$\text{Momento}_{\text{subpresión-ineficaz}} = \sum_{i=1}^2 S_i \times \text{distancia}_i [Tn \times m/m]$$

$$\text{Momento}_{S_1} = S_1 \times \left( \frac{2}{3} \times \text{Base de la presa} \right) [Tn \times m/m]$$

$$\text{Momento}_{S_2} = S_2 \times \left( \frac{\text{Base de la presa}}{2} \right) [Tn \times m/m]$$

### Sismo

La ubicación del Perú en el cinturón de fuego del Pacífico lo coloca en una posición complicada frente a movimientos telúricos, por lo que es importante un análisis correcto. El análisis de

sismo se realizará para dos tipos de sismo: de proyecto y extremo. El sismo de proyecto responde a un valor de  $a_b$  correspondiente a  $T$  de 475 años; el extremo, a un incremento en 25% de  $a_b$  del sismo de proyecto.

El valor  $a_b$  para un sismo de proyecto puede hallarse a partir de un mapa de isóneas, representadas en la **Figura 21**.

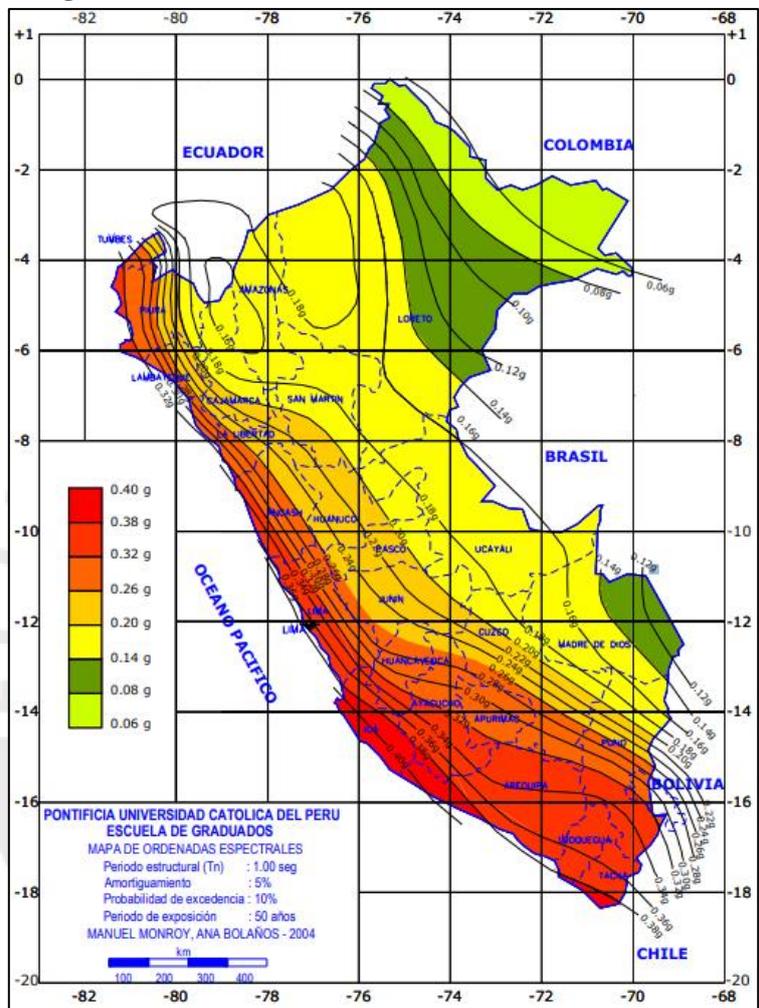


Figura 21: Mapa de peligrosidad sísmica del Perú para un periodo de 1 segundo, 5% de amortiguamiento y periodo de retorno de 475 años.  
 Fuente: Bolaños y Monroy, 2004.

Se obtiene el valor de  $a_b$  de sismo de proyecto (en adelante,  $a_{pr}$ ), el cual es igual a 0.20 veces  $g$ . El valor de  $a_b$  sismo extremo (en adelante,  $a_{ext}$ ), es igual a 0.25 veces  $g$ .

Ambos valores deben ser multiplicados por un factor amplificador (en adelante,  $f$ ), para obtener los valores de  $a_c$  para sismo de proyecto y extremo, el cual sigue la siguiente formulación:

$$f = \left( \frac{\text{Tiempo de vida del proyecto}}{50} \right)^{0.37}$$

El tiempo de vida del proyecto, de forma conservadora, podría tomar el valor de 100 años; sin embargo, ello amplificaría el valor de las aceleraciones de cálculo. Se elige el tiempo de vida útil de 50 años, para el cual está planificado el proyecto de tesis.

$$a_{c_{proyecto}} = a_{pr} \times f = a_{pr}$$

$$a_{c_{extremo}} = a_{ext} \times f = a_{ext}$$

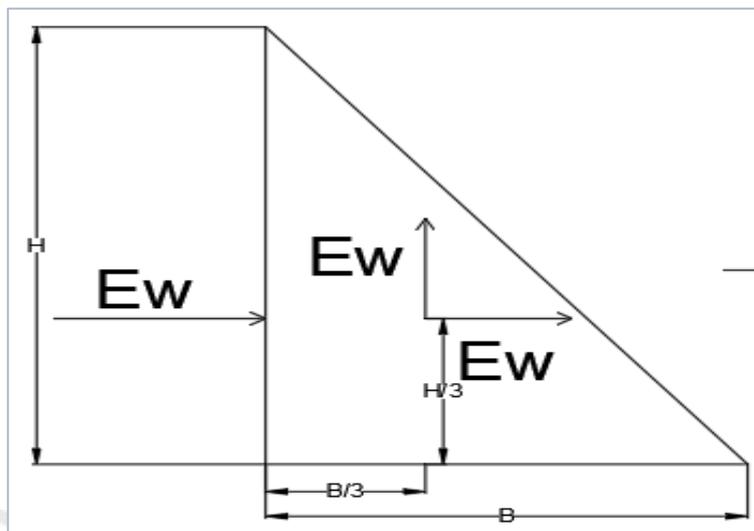


Figura 22: Esquema de la acción de las fuerzas producidas por sismo y la ubicación de sus centros de gravedad. Fuente: Elaboración propia.

Se utiliza la formulación de Westergaard para el cálculo de las fuerzas producidas por sismo, representadas en la **Figura 22**. Estas fuerzas son una fuerza horizontal (en adelante,  $S_h$ ), una fuerza vertical (en adelante,  $S_v$ ) y un esfuerzo de sobrepresión hidrodinámica de Westergaard (en adelante,  $E_w$ ) que puede modelarse como una fuerza puntual hidrostática.

$$S_v = a_c \times \frac{\text{Peso de la presa}}{g} [Tn/m]$$

$$S_h = \frac{S_v}{2} [Tn/m]$$

$$E_w = \frac{2}{3} \times C_w \times \frac{a_c}{g} \times \text{Altura de agua}^2 [Tn/m]$$

La altura del agua, para el caso de sismos, coincide con la de NMN. El coeficiente de presión adimensional de Westergaard (en adelante,  $C_w$ ) se calcula mediante la siguiente formulación:

$$C_w = \frac{0.817}{\sqrt{1 - 0.72 \times \left(\frac{\text{Altura de agua}}{304.8 \times t}\right)^2}}$$

El valor de  $t$ , a falta de información, es igual a 1 segundo.

Los momentos generados se describen a continuación:

$$\text{Momento}_{S_v} = S_v \times \left( \frac{2}{3} \times \text{Base de la presa} \right)$$

$$\text{Momento}_{S_h} = S_h \times \left( \frac{1}{3} \times \text{Altura de la presa} \right)$$

$$\text{Momento}_{E_w} = E_w \times \left( \frac{2}{5} \times \text{Altura de agua} \right)$$

### 8.1.1.3. Combinaciones de carga

La combinación de las cargas descritas se define por la ocurrencia y fatalidad de frecuencia de los eventos. Estos pueden ser solicitudes de carácter normal, accidental y extrema.

#### Solicitaciones normales

- A1: Peso propio de la presa a embalse vacío
- A2: Peso propio de la presa + altura de agua a NMN + drenes eficaces

#### Solicitaciones accidentales

- B11: Peso propio de la presa+ sismo de proyecto a embalse vacío
- B21: Peso propio de la presa+ altura de agua a NMN + drenes ineficaces
- B22: Peso propio de la presa + altura de agua a NMN + drenes eficaces + sismo de proyecto
- B23: Peso propio de la presa + altura de agua a NAP + drenes eficaces

#### Solicitaciones accidentales

- E1: Peso propio de la presa + altura de agua a NAP + drenes ineficaces
- E21: Peso propio de la presa + altura de agua a NMN + drenes ineficaces + sismo de proyecto
- E22: Peso propio de la presa + altura de agua a NAE + drenes eficaces
- E23: Peso propio de la presa + altura de agua a NMN + drenes eficaces + sismo extremo
- E24: Peso propio de la presa + sismo extremo

### 8.1.2. Coeficientes de seguridad

Los coeficientes de seguridad son factores que tienen la finalidad de reducir el aporte del rozamiento y cohesión entre el terreno y la base de la presa en relación al deslizamiento que esta puede generar. Dependiendo del tipo de sollicitación variarán sus valores, en que las situaciones de mayor ocurrencia tienen mayor valor, pues al tener mayor frecuencia de que puedan pasar deben ser más seguros ante eventos imprevistos.

Los coeficientes de seguridad de rozamiento (en adelante,  $K_\varphi$ ) son menores en comparación a los coeficientes de cohesión (en adelante,  $K_c$ ), dado que la fuerza que ejerza la cohesión no es muy fiable; en sí, se suele desprestigiar para estar del lado de la seguridad.

La **Tabla 29** muestra los valores de los coeficientes de seguridad para los diferentes tipos de sollicitaciones.

Tabla 29: Coeficientes de seguridad para diferentes sollicitaciones de cargas. *Fuente:* Elaboración propia.

Sollicitación	Coeficientes de Seguridad	
	Rozamiento ( $k_\varphi$ )	Cohesión ( $K_c$ )
Normal	1,5	5
Accidental	1,2	4
Extrema	1,1	3

### 8.1.3. Método de cálculo

El cálculo estructural debe resolver la estabilidad de la presa, sea esta por deslizamiento o vuelco.

#### Estabilidad al deslizamiento

La presa ejerce dos fuerzas: una fuerza normal hacia arriba (en adelante,  $N$ ) perpendicular a la base ejercida por el terreno y una fuerza tangencial (en adelante,  $Tn$ ) en sentido de aguas arriba a aguas abajo.  $N$  es la resultante de las fuerzas verticales;  $Tn$ , la resultante de las fuerzas horizontales. La estabilidad al deslizamiento se logra mediante la siguiente inecuación:

$$Tn \leq \frac{N \times \tan \varphi}{K_\varphi} + \frac{\text{Cohesión}}{K_c} \times \text{Base de la presa} + E_p$$

El ángulo de rozamiento del terreno (en adelante,  $\varphi$ ) es igual a  $45^\circ$ . La cohesión o resistencia de cohesión del terreno y es está en el rango de 0.3 a 0.4 Megapascales; sin embargo, se prescinde de esta fuerza, ya que ello va del lado de la seguridad. Toda esa información se detalla en el *Anexo 4: Estudio geológico-geotécnico*.

El empuje hidrostático pasivo (en adelante,  $E_p$ ) es el que ejerce el agua en la cola de la presa, es decir, finalizando el paramento aguas abajo; sin embargo, también se prescinde de este valor por dos motivos: es una fuerza estabilizadora y al tomar este valor como nulo se va por el lado de la seguridad; y porque debería verificarse que el río tiene agua que ejerza presión hidrostática en el momento en que sucedan los eventos.

### Estabilidad al vuelco

Es una forma indirecta de análisis que limita las tensiones que se ejerce sobre la base de la presa. Dado que el CIR se encuentra aguas debajo de la presa, será ese el punto de análisis y deben de cumplirse las siguientes condiciones:

- Debe evitarse valores de tracción. Estos suelen ocurrir aguas arriba y debe verificarse que no se presenten, ya que en la realidad sería como si no hubiese contacto entre el terreno y el cimiento de la presa.
- Las compresiones no deben de ser mayores a la resistencia característica del terreno, la cual está entre los 200 y 250 Megapascuales. Se tomará el valor de 200 Megapascuales, por estar del lado de la seguridad.
- El momento respecto al CIR debe ser positivo, de modo que se verifique la estabilidad al vuelco.

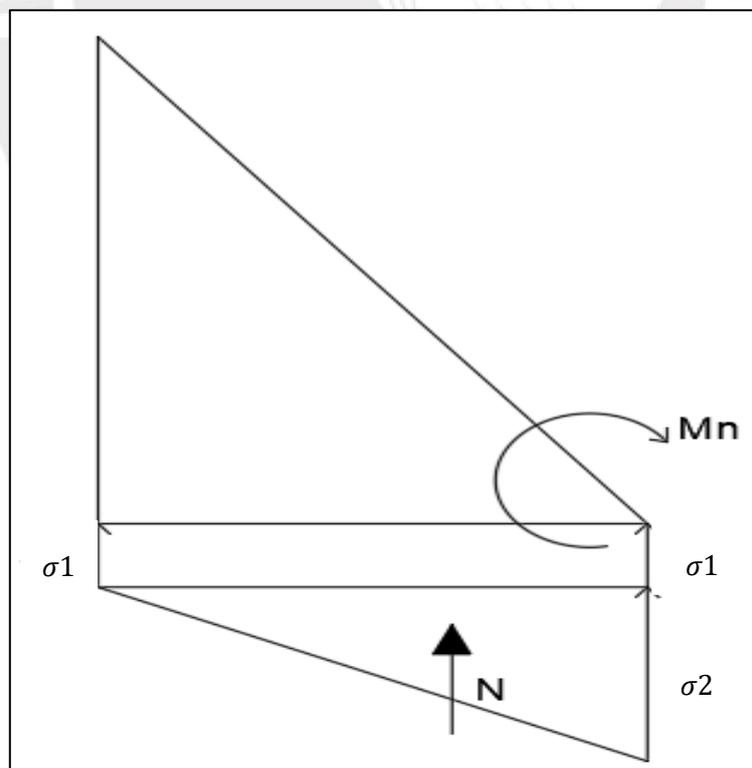


Figura 23: Esquema del sentido del momento resultante y fuerza normal  $N$ , representada por los esfuerzos  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ . Fuente: Elaboración propia.

La **Figura 23** muestra la situación en que la sumatoria de momentos, respecto al CIR, es positiva y la fuerza  $N$  se distribuye en dos esfuerzos representativos: tensión aguas arriba (en adelante,  $\sigma_1$ ) y tensión aguas abajo (en adelante,  $\sigma_2$ ).

$$N = \sigma_1 \times \text{Base de la presa} + \frac{1}{2} \times \sigma_2 \times \text{Base de la presa}$$

$$N = (2 \times \sigma_1 + \sigma_2) \times \frac{\text{Base de la presa}}{2}$$

$$\text{Momento}_N = (\sigma_1 \times \text{Base de la presa}) \times \frac{1}{2} + \left( \frac{1}{2} \times \sigma_2 \times \text{Base de la presa} \right)$$

$$\text{Momento}_N = \frac{1}{6} \times (3 \times \sigma_1 \times \text{Base de la presa}^2 + \sigma_2 \times \text{Base de la presa}^2)$$

Con las ecuaciones de  $N$  y su momento, se puede calcular  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  en función de distribución de fuerzas y momentos detallados en la **Figura 23**.

$$\sigma_1 = 6 \times \frac{\text{Momento}_N}{\text{Base de la presa}^2} - 2 \times \frac{N}{\text{Base de la presa}}$$

$$\sigma_2 = 2 \times \frac{N}{\text{Base de la presa}} - 2 \times \sigma_1$$

La condición de tensión máxima (en adelante,  $\sigma_{m\acute{a}x}$ ) es la siguiente:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \sigma_1 + \sigma_2 \leq \text{Resistencia característica} = 200 \text{ MPa}$$

#### 8.1.4. Cálculo de estabilidad

##### 8.1.4.1. Resolución de método de cálculo

Se realiza el cálculo de estabilidad de la presa para las solicitaciones pedidas utilizando el software Matlab®, cuyo fichero está en el apartado *Cálculo de estabilidad estructural* del *Anexo 13: Cálculos de estabilidad estructural*.

##### Solicitaciones normales

La **Figura 24** describe los resultados para los cálculos de estabilidad de solicitaciones normales. No se encuentra ningún problema en ningún caso: hay estabilidad frente al deslizamiento y vuelco, no se presentan tracciones y las compresiones son menores a la resistencia característica del terreno. Los resultados son muy buenos, dada la frecuencia de estos eventos.

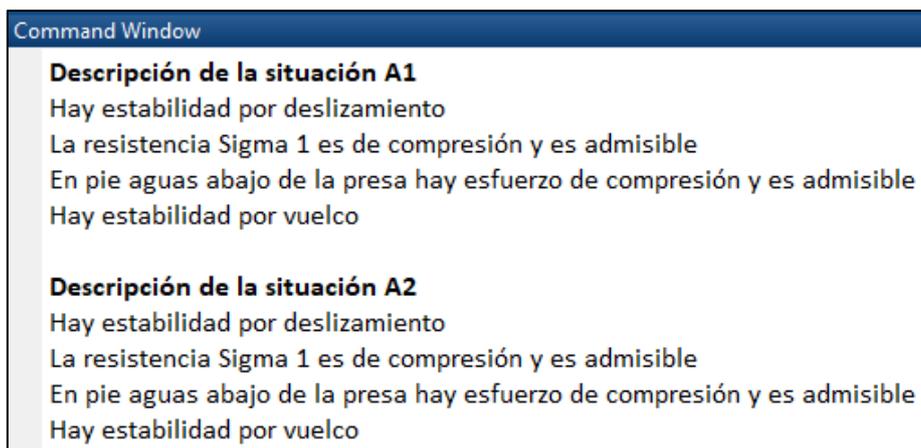


Figura 24: Respuestas al cálculo de estabilidad para solicitaciones normales. *Fuente:* Elaboración propia.

### Solicitaciones accidentales

La **Figura 25** describe los resultados para los cálculos de estabilidad de solicitaciones accidentales. Las solicitaciones B11, B21 y B23 no tienen ningún problema: hay estabilidad frente al deslizamiento y vuelco, no se presentan tracciones y las compresiones son menores a la resistencia característica del terreno. Sin embargo, la solicitud B22 tiene inestabilidad frente al deslizamiento, por lo que es necesario una inspección o cambios en el cálculo para definir la estabilidad o descartar el uso del actual diseño de la presa.

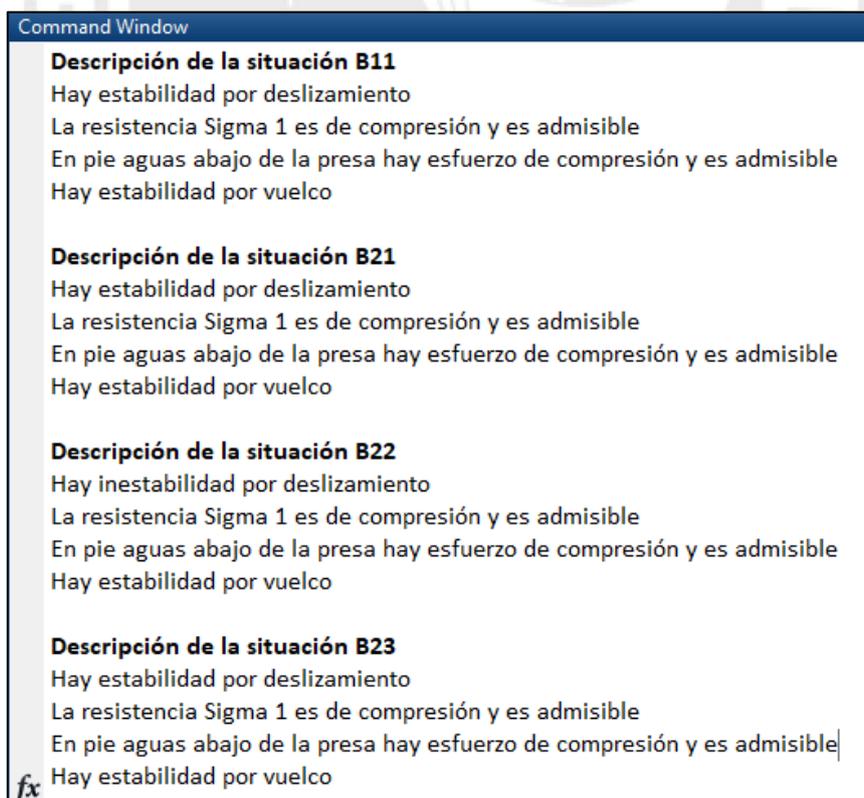


Figura 25: Respuestas al cálculo de estabilidad para solicitaciones accidentales. *Fuente:* Elaboración propia.

### Solicitaciones extremas

La **Figura 26** describe los resultados para los cálculos de estabilidad de solicitaciones extremas. Las solicitaciones E1, E22 y E24 no tienen ningún problema: hay estabilidad frente al deslizamiento y vuelco, no se presentan tracciones y las compresiones son menores a la resistencia característica del terreno. Sin embargo, las solicitaciones E21 y E23 tienen problemas, ambas de inestabilidad y por tracciones en el pie aguas arriba.

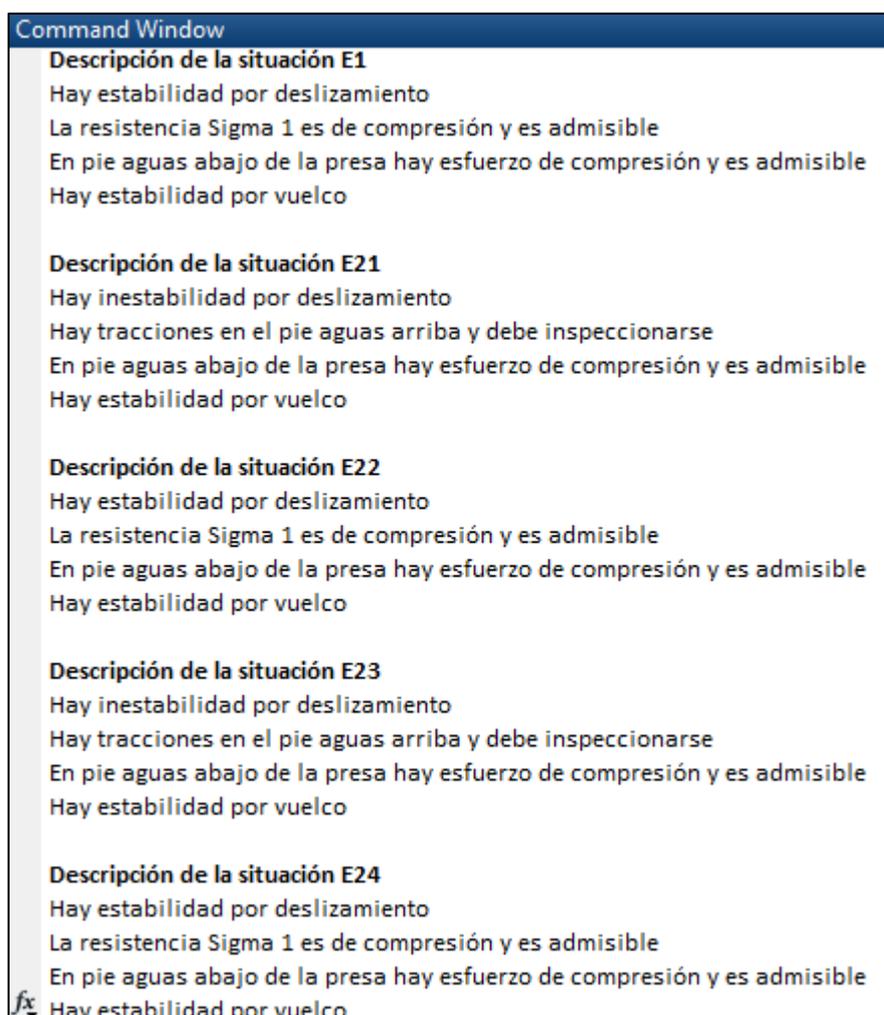


Figura 26: Respuestas al cálculo de estabilidad para solicitaciones extremas.

*Fuente:* Elaboración propia.

#### **8.1.4.2. Inspección de problemas estructurales**

Hay problemas en tres solicitaciones: B22, E21 y E23. Se inspecciona cada una, de manera puntual y verificando cuál es el problema y solucionarlo.

##### Solicitud B22

En el caso de esta solicitud el problema es por inestabilidad el deslizamiento. La solución adoptada es considerar no solo el efecto del rozamiento por la fuerza normal, sino también el

que ejerce la resistencia de la cohesión sobre el terreno, inicialmente no considerado, ya que el no hacerlo en primera instancia va del lado de la seguridad. El efecto de la cohesión del terreno sigue siendo conservador dado el coeficiente de seguridad elevado que posee.

### Solicitud E21

En el caso de esta solicitud hay dos problemas: inestabilidad por deslizamiento y tracciones en el pie aguas arriba.

El problema del deslizamiento se resuelve de dos maneras: variando el coeficiente de seguridad  $K_\phi$  y considerando el efecto de la cohesión del terreno, este sin variar su  $K_c$ . La variación de  $K_\phi$  es de 1.1 a 1.0, debido a que esta solicitud es extrema, es decir, tiene una probabilidad de ocurrencia muy baja; podría usar el valor de 1.1, pero usar 1.0 hace que la decisión sea conservadora y vaya del lado de la seguridad.

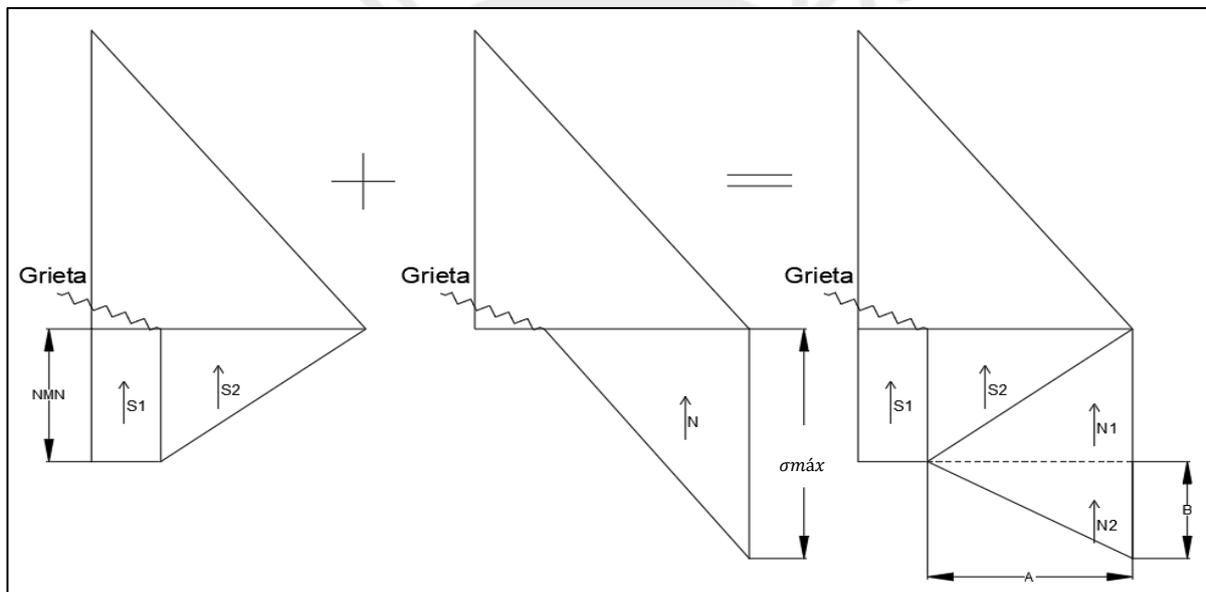


Figura 27: Esquema de las acciones de drenes ineficaces y la ubicación de sus centros de gravedad con la hipótesis de que hay una grieta en la base de la presa en su posición aguas arriba. Fuente: Elaboración propia.

El problema de tracciones en el pie aguas arriba se soluciona mediante la formulación de una hipótesis: considerar que hay agrietamiento en la base de la presa, es decir, la longitud de contacto entre el terreno y la base de la presa ya no coincide con esta última, siendo de una magnitud menor, pero no negativa. La **Figura 27** describe como es el análisis: la fuerza  $S_1$  avanza hasta la posición en que está la grieta, mismo lugar en que inicia la fuerza  $S_2$ ; la fuerza  $N$ , representada como un esfuerzo triangular que ahora está en contacto con la presa una distancia  $a$  y ya no la longitud total de la base de la presa, creciente en sentido aguas abajo hacia aguas arriba, teniendo esfuerzo nulo en su ubicación aguas arriba y  $\sigma_{m\acute{a}x}$  en su posición

aguas abajo. Sumando el esfuerzo de la subpresión y  $N$  se obtiene una resultante, de lo cual se puede obtener la distancia  $B$  que ayuda obtención de demás resultados.

Conociendo los valores de las demás fuerzas y momentos, excepto de  $N$  y la subpresión, puede obtenerse el valor de las longitudes  $a$  y  $B$ .

$$\sum_{i=1}^2 S_i + N = \text{Altura de agua} \times \text{Base de la presa} + \frac{a \times B}{2}$$

$$\sum_{i=1}^2 \text{Momento}_S + \text{Momento}_N = \frac{\text{Altura de agua} \times \text{Base de la presa}^2}{2} + \frac{a^2 \times B}{6}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones, se debe obtener las longitudes  $a$  y  $B$ , siendo ambas positivas y  $a$  menor que la longitud de la base de la presa, también positiva. Ello verifica que haya grieta y que la suposición es correcta. En este punto se inicia nuevamente el análisis de estabilidad por deslizamiento y vuelco, además de que  $\sigma_{m\acute{a}x}$  sea menor que la resistencia característica del terreno.

### Solicitud E23

En el caso de esta solicitud el problema es por inestabilidad el deslizamiento y tracciones en el pie aguas arriba.

La solución adoptada para la inestabilidad por deslizamiento es la de considerar no solo el efecto del rozamiento por la fuerza normal, sino también el que ejerce la resistencia de la cohesión sobre el terreno, inicialmente no considerado, ya que el no hacerlo en primera instancia va del lado de la seguridad. El efecto de la cohesión del terreno sigue siendo conservador dado el coeficiente de seguridad elevado que posee. También se cambia  $K_\phi$  de 1.1 a 1.0, debido a que esta solicitud es extrema, es decir, tiene una probabilidad de ocurrencia muy baja.

En cuanto al problema de presencia de tracciones se puede realizar el mismo proceso que en el de la solicitud E21; sin embargo, puede obviarse este proceso en caso la tracción sea menor a 0.5 kilogramos/cm<sup>2</sup> (5 toneladas/m<sup>2</sup>), ya que es un valor tan pequeño que no representa problemas y la nueva longitud  $A$  sería casi la misma que la longitud de la base de la presa.

#### **8.1.4.3. Resultado de las inspecciones**

La **Figura 28** muestra los resultados de la inspección de solicitudes en que se han presentado problemas estructurales.

```

Command Window
*****Inspecciones de casos de inestabilidad estructural*****

Inspección de la situación B22
Hay estabilidad por deslizamiento
La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible
En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible
Hay estabilidad por vuelco

Inspección de la situación E21
Hay agrietamiento y el análisis es válido
Hay inestabilidad por deslizamiento; sin embargo se consigue la estabilidad variando el coeficiente de seguridad a "1" y adicionando el efecto de la cohesión del terreno
Hay estabilidad por vuelco y no se sobrepasa la resistencia característica del terreno

Inspección de la situación E23
Hay estabilidad por deslizamiento
La resistencia Sigma 1 es de tracción, pero es tan pequeña (menor a 5 tn/m2) que se toma como válido el cálculo
En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible
Hay estabilidad por vuelco

```

Figura 28: Inspección y resultado de correcciones en solicitudes que presentaban problemas estructurales.  
Fuente: Elaboración propia.

### Solicitud B22

Se solucionan los problemas de inestabilidad por deslizamiento que tenía esta solicitud al considerar la resistencia de cohesión del terreno con la base de la presa.

### Solicitud E21

La hipótesis de que la superficie de contacto es menor a la de la base de la presa es válida. La longitud  $a$  es menor a la longitud de la base de la presa y es positiva, por lo que ratifica su validez.

La estabilidad por deslizamiento se verifica cambiando  $K_\phi$  a un valor igual a la unidad y también considerando el efecto de la resistencia de cohesión del terreno. El cambio de  $K_\phi$  responde a que, al tratarse de una solicitud extrema, esta tiene poca frecuencia de ocurrencia.

El valor de  $\sigma_{m\acute{a}x}$  es positivo y menor a la resistencia característica del terreno, por lo que se presenta un escenario en que no hay tracciones y todas las tensiones son admisibles.

### Solicitud E23

Se solucionan los problemas de inestabilidad por deslizamiento que tenía esta solicitud al considerar la resistencia de cohesión del terreno con la base de la presa y variar  $K_\phi$  a 1.0, dado que esta es una solicitud extrema, es decir, de poca frecuencia de ocurrencia.

En cuanto al problema de tracciones, al ser ésta muy baja, menor a 0.5 kilogramos/cm<sup>2</sup>, se podría le despreciar. Si se realizase el proceso de la hipótesis de grietas, la longitud  $a$  y la longitud de la base de la presa serían casi el mismo valor; habría problemas si la reducción de longitud de contacto afectase la posición en que se colocan los drenes; sin embargo, ese no es el caso y no hay problemas tensionales.

De forma adicional, se realiza el cálculo de estabilidad estructural según los alineamientos de Comité Nacional de Grandes Presas (1999), en su publicación *Guía N°3 Estudios Geológico-Geotécnicos y Prospección de Materiales* de las *Guías Técnicas de Seguridad* y que utilizan estrictamente los coeficientes de seguridad para las diferentes de solicitaciones (ver **Tabla 29**). Este cálculo se realiza con el software *Matlab®* y su fichero se detalla en el apartado *Cálculo de estabilidad estructural corregida a partir de normativa española* del *Anexo 13: Cálculo de estabilidad estructural*. Los resultados demuestran estabilidad al vuelco y al rozamiento.

## **8.2. Cálculos tensionales**

### **8.2.1. Descripción de la metodología del cálculo**

Los cálculos tensionales tienen dos objetivos: conocer el estado de deformaciones y el estado de tensiones de la estructura de la presa. Ello dependerá de las situaciones en que ello suceda, es decir, de las hipótesis de carga a las cuales esté sujeta la presa.

El análisis se concentra en el cuerpo de presa y no en demás estructuras hidráulicas, debido a que este es una gran masa de concreto. Tampoco se tomará en cuenta el terreno, dado que no hay un estudio completo sobre las propiedades físicas para su correcto y detallado análisis; sin embargo, ello no es algo que influya en la obtención de resultados, ya que por el tipo de terreno con que se cuenta, según lo descrito en el *Anexo 4: Estudio geológico-geotécnico*, el suelo es rocoso tipo II y su deformación, en todas las direcciones, sería despreciable. Aun así, lo óptimo siempre es contar con un estudio de mecánica de suelos completo y poder realizar estos análisis de forma minuciosa.

La obtención de los estados de deformación y tensionales se obtienen mediante el uso del software *Abaqus®*, en su versión 6.14.

Este programa de cómputo utiliza el mallado de elementos finitos para el análisis estructural y tensional, basándose en teorías de elasticidad, relacionando los esfuerzos que se ejerce sobre los nodos con los desplazamientos. Sin embargo, tiene un limitante: el número de elementos finitos a analizar, dado que es un software de pago y su versión de libre acceso, es decir, su versión libre (*Student Version*) permite únicamente el uso de mil elementos de mallado, por lo que el resultado, a pesar de ajustes y consideraciones, puede variar el resultado final, pero de manera en que estos sean aceptados. Ello se debe a la afinidad del mallado, debido a que si los elementos finitos de análisis son de dimensiones mayores a las permitidas puede resultar una respuesta no esperada; sin embargo, afinar mucho la malla también trae consigo un problema:

si el mallado es de pequeñas dimensiones, el número de elementos analizados es muy grande y compromete un gasto computacional muy exigente.

El cuerpo de presa se analiza como una estructura bidimensional, en su sección más crítica, es decir, la de mayor altura y que coincide también con la posición en que se ubica el aliviadero.

La consideración sobre no contar con características del terreno es muy importante: se parte de la hipótesis en que el terreno presenta mucha rigidez y, por lo tanto, puede modelarse que la base de la presa en su contacto con el terreno no presenta deformaciones. Por ello, una correcta modelación de la estructura es restringir deformaciones en todas las direcciones de los nodos de la base. Ello podría ser similar a una barra que se empotra; sin embargo, si bien se restringen los desplazamientos, no se limita que haya rotación, haciendo así que sea una modelación más cercana a la realidad.

En el *Anexo 14: Cálculos tensionales* se describe el modelo, las hipótesis de carga a las que se somete la estructura, ejecución del software *Abaqus*® y resultados de los estados tensionales y de deformación de la presa.

### **8.2.2. Hipótesis de cargas**

Las hipótesis de cargas son cuatro casos y se describen a continuación, siendo estas las de mayor cuidado. No se considera el efecto de la subpresión.

- i. Hipótesis 1: Peso propio; responde a el momento en que la estructura está terminada y no contiene agua, es decir, debe ser capaz de soportar esfuerzos internos y desplazamientos en ausencia de la fuerza hidrostática. Es una situación de prueba.
- ii. Hipótesis 2: Peso propio + empuje hidrostático (NMN); responde al momento en que el embalse se encuentra a NMN, una situación de carácter normal.
- iii. Hipótesis 3: Peso propio + empuje hidrostático (NAP); responde al momento en que se presenta una avenida diseñada, la avenida de proyecto, y el nivel del agua es mayor, por lo que la fuerza hidrostática es mayor. Es una situación accidental.
- iv. Hipótesis 4: Peso propio + empuje hidrostático (NMN) + sismo de proyecto; responde a un momento en que el embalse está lleno, a la altura de proyecto, pero que estrepitosamente está sometido a un movimiento telúrico. Dada la situación no prevista en funcionamiento normal y con poca incidencia, se le cataloga como una accidental.

### 8.2.3. Resultados del estudio tensional y conclusiones

Se resume en la **Tabla 30** los esfuerzos de tensión máxima y mínima que soporta el cuerpo de presa bajo las diferentes combinaciones de carga. Los resultados se muestran en unidades de pascales o kilogramos por centímetro cuadrado.

Tabla 30: Esfuerzos máximos de compresión y tracción para las cuatro hipótesis propuestas. *Fuente:* Elaboración propia.

Hipótesis de carga	Tensión máxima de tracción		Tensión mínima de compresión	
	Pascales	kg/cm <sup>2</sup>	Pascales	kg/cm <sup>2</sup>
<b>1</b>	60,890.00	0.62	-1'118,000	-11.40
<b>2</b>	607,700.00	6.19	-563,400	-5.74
<b>3</b>	801,800.00	8.17	-596,700	-6.08
<b>4</b>	1'642,000.00	16.74	-2'465,000	-25.13

#### Compresiones

La resistencia característica del concreto, a los 90 días de vaciado, es igual a 150 kilogramos/centímetro cuadrado. Según se observa en la **Tabla 30**, el mayor valor de compresión es el que le corresponde a la cuarta hipótesis, igual a 25.13 kilogramos/centímetro cuadrado. En conclusión, no hay problemas tensionales de compresión.

Según Vallarino (2014), no se recomienda valores de compresión mayores a 80 kilogramos por centímetro cuadrado, lo cual no representa problema, ya que no se llega a esa magnitud.

Se concluye entonces que las compresiones a las que se encuentra sometida la presa son aceptables, incluso son resultados esperados, ya que una presa de gravedad, por su peso y forma, tiene la característica de soportar muy bien este tipo de tensiones.

#### Tracciones

La resistencia característica a la tracción es aproximadamente diez veces menor a la de la compresión, lo que supone una aceptación de tracción entre 15 a 20 kilogramos/centímetro cuadrado. En la **Tabla 30**, se puede apreciar que en la cuarta hipótesis la tracción resultante ronda este rango de valores. Sin embargo, este valor responde a dos parámetros importantes: la forma de modelar y las cargas impuestas debido al sismo. La forma de modelar afecta los resultados, debido a que la estructura final es la suma de varios elementos, lo que al momento del mallado no permita sea homogéneo y concentra los efectos de las cargas en los juntas de los elementos, principalmente en las esquinas.

En el caso del modelamiento del sismo, en la hipótesis 4, se presentan dos circunstancias: las fuerzas de sismo en el modelo son puntuales, lo que no es tal como sucede en la realidad, afectando los resultados obtenidos. Por lo expuesto, si el modelo pudiese asemejar a una fuerza dinámica en el cuerpo, y no puntual, aumentaría las compresiones y reduciría las tracciones: los valores de compresión seguirían siendo aceptables y los valores de las tracciones no serían una preocupación.

### Desplazamientos

Se resume en la **Tabla 31** los desplazamientos máximos que ejercen los nodos, en valores absolutos, ya que dependiendo de su orientación podrían ser positivos o negativos. Los resultados se muestran en metros y milímetros.

Tabla 31: Desplazamientos máximos en los sentidos horizontal y vertical y en magnitud para las cuatro hipótesis propuestas. *Fuente:* Elaboración propia.

Hipótesis de carga	Desplazamiento horizontal		Desplazamiento vertical		Magnitud del desplazamiento	
	(m.)	(mm.)	(m.)	(mm.)	(m.)	(mm.)
1	0.0004404	0.4404	0.0004778	0.4778	0.0006498	0.6498
2	0.0004086	0.4086	0.0001861	0.1861	0.0004373	0.4373
3	0.0006442	0.6442	0.0002572	0.2572	0.0006481	0.6481
4	0.0006437	0.6437	0.0001474	0.1474	0.0006493	0.6493

Los resultados son muy buenos, ya que no son críticos y todos son menores a 1 milímetro. Podrían presentarse aún menores deformaciones, en el caso del sismo de proyecto, ya que en la realidad los efectos de un sismo no son puntuales, sino que afectan toda la estructura. Sin embargo, lo que podría aumentar los desplazamientos, en un escenario más real, sería el uso de drenes, eficaces o ineficaces; aun así, el efecto no sería muy crítico y los desplazamientos nodales seguirían estando dentro de un rango aceptable y no afectarían a la seguridad de la presa.

## 9. Conclusiones y observaciones

- El Consorcio tiene un proyecto de electrificación mediante un parque industrial que cuenta con tres presas, una de ellas, Sión I, es sobre la que versa el actual proyecto de tesis. Su ubicación es en el valle del río Sión, en la localidad del mismo nombre, perteneciente a la jurisdicción de la provincia de Mariscal Cáceres, San Martín.
- La ubicación de la presa Sión I coincide con ser la Zona de Amortiguamiento, un lugar especial que rodea al Parque Nacional Río Abiseo y en el que no se pueden realizar construcciones industriales o emplazar asentamientos humanos; sin embargo, mediante permisos especiales (ver apartado *Autorización de ejecución de estudios del recurso hídrico y fines energéticos, Prórroga de autorización de ejecución de estudios del recurso hídrico del río Sión y los correspondientes para fines energéticos y Certificado de inexistencia de restos arqueológicos del Anexo 15: Estudio ambiental*) si es posible la construcción de la presa Sión I.
- El diseño de la presa Sión I se limita únicamente en su estructura en sí y estructuras hidráulicas directamente relacionados a su funcionamiento.
- Se presentan algunos estudios, cedidos por el Consorcio, a partir de los cuales se parte para el diseño de la presa Sión I (ver *Anexo 2: Topografía y replanteo, Anexo 4: Estudio geológico-geotécnico y Anexo 15: Estudio ambiental*). Demás estudios se toman de data de instituciones peruanas de libre acceso.
- El cliente, el Estado Peruano, pide que la presa sea una presa hecha de concreto y que su tipología sea la de gravedad.
- La elección de la ubicación de la presa se realiza mediante una previa, la cual se define mediante el método multicriterio Pattern. Este solo tiene un criterio de elección: economía. El atributo de este criterio es el volumen y la opción que menor volumen tenga será la elegida, ya que dicha característica está directamente ligada al precio total.
- El cálculo de avenidas se realiza mediante varias formulaciones, pero se tomará como la de mayor validez, por su relevancia en otros cálculos, la obtenida por el método del hidrograma unitario sintético triangular.
- En el estudio de laminación se diseña el aliviadero de demasías para desagües de caudal cuando la cota es superior a NMN para  $T$  de avenida de proyecto y extrema.
- La metodología para definir el  $T$  de avenida de proyecto y extremo depende de la peligrosidad que pueda presentarse ante una rotura de presa y por el material del cual esté constituida la presa.

- Se diseña una curva característica del embalse, la cual relaciona el volumen que tiene está para diferentes cotas a la que se encuentre el nivel del agua.
- La presa se diseña con un paramento aguas arriba de talud vertical y aguas abajo, de talud 0.8H:1V, por lo que los coeficientes que se tomen serán para dichas características: vertedero de pared delgada y paramento aguas arriba vertical.
- La elección de  $L_e$  del aliviadero responde a su funcionalidad y que sus dimensiones no encarezcan el proyecto, además que comparta el ancho del cauce natural.
- EL aliviadero está ubicado en la sección central de la presa, es decir, embebida en esta. Esto significa un ahorro económico, ya que no es necesaria la construcción de la estructura hidráulica como elemento independiente.
- El aliviadero de demasías posee tres subelementos: embocadura, canal de descarga y una obra de restitución.
- La embocadura es un perfil tipo Creager, el cual utilizará como ancho a  $L_u$  y no a  $L_e$ , pues la primera es mayor a la segunda, adicionando a esta última la presencia de estribos laterales para la atracción del agua hacia el aliviadero. El labio de la embocadura coincide con el NMN.
- El canal de descarga es uno abierto que se encuentra en estado supercrítico embebido en el paramento aguas abajo, posterior a la embocadura y anterior a la obra de restitución. Se le diseña para que transporte el agua en el estado descrito, con cajeros que estén por encima del nivel del agua, es decir, con un resguardo, dado que por la velocidad en que se conduce el agua y presencia de aire se puede elevar este nivel.
- Tanto el perfil Creager por su forma como el talud que presenta el canal de descarga ayudan a que no haya problemas de cavitación y deterioro de la presa.
- La obra de restitución es un lecho amortiguador tipo *II* que conducirá el flujo de agua desde el canal de descarga, cambiando el régimen del agua de supercrítico a subcrítico mediante un resalto hidráulico para conducirlo hacia el cauce natural.
- La elección del tipo de lecho amortiguador, tipo *II*, responde a sus características hidráulicas, como el valor de  $F$  y un resalto hidráulico tosco generado.
- Otras opciones, como lecho sumergido o trampolín de lanzamiento no son tomadas debido a que la orografía limita su construcción.
- Los elementos de desagües son varios, pero en el actual proyecto se diseñan únicamente dos por su funcionalidad: aliviadero de demasías, descrito previamente, y desagües de fondo.

- Los desagües de fondo sirven para desaguar el agua del embalse, siendo por su ubicación elementos de limpieza de sedimentos y de mayor utilidad en desaguar el embalse en momento de avenidas grandes como las de proyecto o extrema.
- Son mínimos dos tuberías las de desagües de fondo, debido a que, si una no opera por falla mecánica, se necesitaría de al menos una segunda para un correcto funcionamiento, siendo estas capaces de desaguar al menos el triple del caudal anual a una cota de agua inicial de media altura del embalse.
- La ubicación de los desagües de fondo depende del embalse muerto: cota a la que el embalse no genere aterramiento, es decir, no tapen las conducciones por la sedimentación que se produzca en el pie de aguas arriba de la presa.
- Dado que los desagües de fondo no pueden funcionar siempre y es necesario el paso del agua de forma constante para no interrumpir el transcurso del agua, es decir, de un caudal natural, se diseña un bypass en cada tubería de los desagües de fondo, los cuales permiten el paso del agua desde el embalse hacia el cauce natural.
- La toma de agua, que conduce agua desde el embalse hacia la casa de máquina para la generación hidroeléctrica no se diseña y sus dimensiones son cedidas por el Consorcio.
- El desvío del río se realiza mediante la construcción de una ataguía aguas arriba de la presa, hecha con materiales sueltos.
- Descrito el diseño de las estructuras hidráulicas, se da relevancia al hecho de que los dimensionamientos se han realizado a partir de en sayos o casos reales, por lo que la mayor recomendación es la de realizar un modelo a escala, en el que se simulen las condiciones orográficas naturales y características hidráulicas necesarias en un modelo reducido para prever mejor lo que pueda ocurrir en una situación real.
- La presa Sión I y sus estructuras hidráulicas se han diseñado a partir de las recomendaciones, alineamientos y experiencias del USBR, por lo que se refuerza la idea de realizar una modelización a escala, ya que las condiciones experimentales de la Oficina de los Estados Unidos se hicieron para escenarios con otras realidades geomecánicas, hidrológicas y climática diferente.
- Aunque se ha tomado formulaciones y recomendaciones de normas y manuales peruanos, es importante describir que estos se basan en normativas extranjeras, las cuales realizan sus modelos y presentan coeficientes a partir de experiencias en entornos diferentes al peruano. Por ejemplo, las características del lugar del proyecto de altas temperaturas, alta concentración de humedad y precipitaciones constantes no

se presentan en otros lugares, por lo que los resultados deberían ajustarse a la realidad de donde se conciba el proyecto y se necesitarían estudios más detallados para reforzar los valores de partida que se presentan en el trabajo de tesis.

- La coronación de la presa responde a la sobreelevación que puedan suceder, sea por el efecto de viento o por algún evento accidental como lo son los sismos.
- Los cálculos de estabilidad estructural responden a dos situaciones: que no haya vuelco generado por momentos estabilizadores y que evite el desplazamiento por fuerzas laterales. A estas condiciones se agrega otras dos que deben de cumplirse: no debe haber tracciones en el contacto presa-cimiento y las compresiones que haya no deben superar la resistencia característica del terreno.
- En caso haya tracciones, se toma la hipótesis de una grieta en la base de la presa y se debe verificar la estabilidad por vuelco y deslizamiento.
- En algunos casos, los de ocurrencia extrema, se puede reducir el coeficiente de seguridad, ya que la poca probabilidad que pasen permite esta decisión.
- Los cálculos tensionales y de desplazamiento de nodos describen las características estructurales que tiene la presa frente a diferentes sollicitaciones. Es importante que los desplazamientos no sean altos y que las tensiones de tracción y compresión no sobrepasen los límites permitidos.
- Algunas fuerzas modeladas en los cálculos tensionales, como las producidos por sismo, son tomados como acciones estáticas o pseudo estáticas, lo cual es válido cuando la sismicidad producida es baja o media; sin embargo, al ser fuerzas puntuales ejercen mayor tracción en ciertos nodos y aunque los resultados han sido positivos, el presentar las fuerzas sísmicas como dinámicas daría un resultado de mayor confiabilidad.
- El método constructivo recomendado es el de concreto compactado con rodillo, diferente al de concreto vibrado. Lo conveniente de este método es que se tienen resultados de calidad y el tiempo utilizado es menor al segundo mencionado. Se usan tongadas de concreto de 30 centímetros que luego son compactadas con rodillos.
- El presupuesto de la obra es de S/. 18'334,415.59 (ver *Anexo 17: Presupuesto*) y el tiempo que tomaría la construcción incluyendo contratiempos naturales (ver *Anexo 12: Determinación de días de vaciado de concreto y explanado*) sería de 300 días (ver *Anexo 16: Plan de obra*).
- Los planos desarrollados para el presente trabajo de tesis se presentan en el *Anexo 18: Planos*.

## 10. Bibliografía

- Cengel, Y. A., & Cimbala, J. M. (2018). *Mecánica de Fluidos: Fundamentos y Aplicaciones* (Cuarta ed). Ciudad de México: McGraw-Hill.
- Chereque, W. (1989). *Hidrología: Para Estudiantes de Ingeniería Civil* (Fondo Editorial PUCP, Ed.). Recuperado de <http://repositorio.pucp.edu.pe/index/bitstream/handle/123456789/28689/hidrologia.pdf>
- Chow, V. Te. (1959). *Open-Channel Hydraulics*. Recuperado de <http://web.ipb.ac.id/~erizal/hidrolika/Chow - OPEN CHANNEL HYDRAULICS.pdf>
- Comité Nacional Español de Grandes Presas. (1997). Guía N° 5 Aliviaderos y Desagües. *Guías Técnicas de Seguridad de Presas*.
- Comité Nacional Español de Grandes Presas. (1999). Guía N° 3 Estudios Geológico-Geotécnicos y de Prospección de Materiales. *Guías técnicas de seguridad de presas*.
- Congreso de la República del Perú. *Ley N° 30215, Ley de Mecanismos de Retribución por Servicios Ecosistémicos*. , (2014).
- García-Naranjo, M. E., & Olivera, J. F. (1985). *Obras de Excedencia en Embalses* (Fondo Editorial PUCP, Ed.). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Garrote, L., & Martín, F. J. (2013). *Dimensionamiento y Optimización de Obras Hidráulicas* (Cuarta ed; Ibergarceta Publicaciones, Ed.). Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Gribbin, J. (2017). *Introducción a la Hidráulica e Hidrología con Aplicaciones para la Administración del Agua Pluvial* (Cuarta ed; Cengage Learning Editores, Ed.). Ciudad de México: McGraw-Hill.
- Ineco. (2012). Anejo N° 21 Análisis Multicriterio. *Ministerio de Fomento*.
- Instituto Nacional de Estadísticas e Informática. (s. f.). Microdatos. Recuperado 24 de febrero de 2018, de Base de Datos website: <http://inei.inei.gob.pe/microdatos/>
- Mancilla, G. (2008). *Uso de la Ecuación Universal de Pérdida del Suelo (USLE) en el Campo Forestal*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- Martínez, E., García, J., & Martínez, I. (2016). *Hidráulica Práctica* (Primer ed; DEXTRA Editorial, Ed.). Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. <https://doi.org/10.1038/embor.2012.128>
- Muñoz, D. (2015). *Recursos Hidráulicos*. Recuperado de <https://www.wuolah.com/apuntes-de-Recursos-Hidraulicos?centerId=211&studyId=265&course=5&tab=todos>
- Organismo Supervisor de la Inversión en Energía. (s. f.). Mapa Instalaciones Alta Tensión. Recuperado 15 de febrero de 2018, de <https://www.osinergmin.gob.pe/newweb/uploads/Publico/MapaSEIN/>
- Ponce, V. (1989). *Engineering Hydrology: Principles and Practices* (Prentice Hall, Ed.).
- Puls, L. G. (1928). *Construction of Flood Routing Curves*. Washington DC.
- Sabino, E., Felipe, O., & Lavado, W. (2017). *Atlas de Erosión de Suelos por Regiones Hidrológicas del Perú*. Recuperado de [www.senamhi.gob.pe](http://www.senamhi.gob.pe) 7
- Servicio Nacional de Áreas Protegidas por el Estado. (s. f.). Parque Nacional del Río Abiseo. Recuperado 4 de mayo de 2019, de Zona Turismo website: <http://www.sernanp.gob.pe/del-rio-abiseo>
- Servicio Nacional de Áreas Protegidas por el Estado. (2010). ¿Qué es una Reserva de Biósfera? Recuperado 3 de febrero de 2019, de Nuestras Áreas Naturales Protegidas website: <http://www.sernanp.gob.pe/reservas-de-biosfera>
- Sotelo, G. (2002). *Hidráulica de Canales* (Primera ed; Departamento de Hidráulica, Ed.). Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- United States Bureau of Reclamation. (1976). *Design of Gravity Dams* (United States Department of the Interior, Ed.). Recuperado de <https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/mands/mands-pdfs/GravityDams.pdf>
- United States Bureau of Reclamation. (1984). *Hdraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators* (Octava ed; United States Department of the Interior, Ed.). Denver: United States Government Printing Office.
- United States Bureau of Reclamation. (1987). *Design of Small Dams* (Tercera ed; United States Department of the Interior, Ed.). Recuperado de <https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/mands/mands-pdfs/SmallDams.pdf>
- Vallarino, E. (2014). *Tratado Básico de Presas* (Séptima ed; Ibergarceta Publicaciones, Ed.). Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Villamarín, S. carolina. (2013). *Manual Básico de Diseño de Estructuras de Disipación de Energía Hidráulica* (Escuela Politécnica del Ejército). Recuperado de <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/6181/1/T-ESPE-040211.pdf>



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**



Escuela T.S. de Ingenieros de  
caminos, Canales y Puertos

**ANEXOS**

**Título de la Tesis:  
“CUERPO DE PRESA ‘SIÓN I’ EN EL RÍO SIÓN”**

Tesis para obtener el Título Profesional de **Ingeniero Civil**

**Autor:  
JORGE LUIS TRIVEÑO TACO**

**ASESOR PUCP:  
MITCHEL JIMMY JARA GARCÍA**

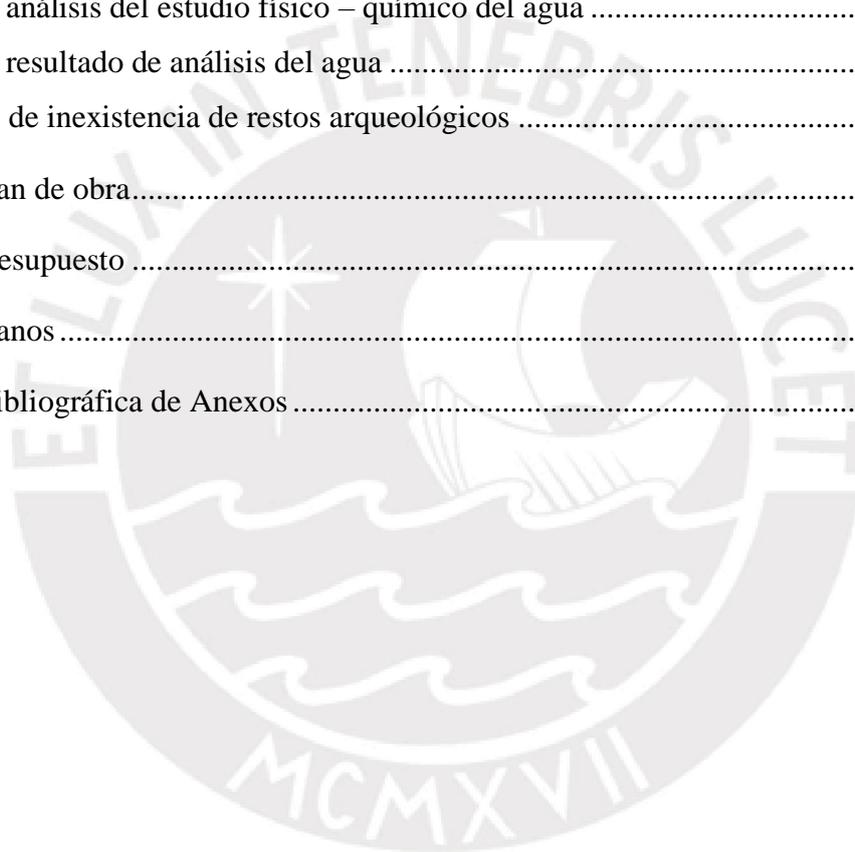
**LIMA, DICIEMBRE DEL 2019**

## TABLA DE CONTENIDOS

ÍNDICE DE TABLAS .....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	viii
ÍNDICE DE GRÁFICOS .....	xii
ABREVIATURAS.....	xiv
Anexo 1: EPS.....	1
Anexo 2: Topografía y replanteo .....	3
Elaboración cartográfica .....	3
Replanteo.....	3
Anexo 3: Fotografías del levantamiento fotográfico .....	8
Anexo 4: Estudio geológico-geotécnico .....	11
Generalidades.....	11
Marco geológico regional.....	11
Geomorfología .....	12
Estratigrafía .....	13
Geología estructural .....	14
Geodinámica.....	14
Características geológicas y geotécnicas de la obra.....	16
Programa de investigaciones geognósticas .....	17
Conclusiones .....	18
Anexo 5: Estudio hidrológico del proyecto .....	20
Presentación de datos .....	20
Análisis estadístico para el cálculo de precipitación máxima diaria para diferentes periodos de retorno.....	21
Curva IDF.....	25
Intensidades máximas .....	29
Hietogramas .....	30
Cálculo de pérdidas de la cuenca .....	39
Cálculo de hidrogramas.....	40

Anexo 6: Caudal ecológico.....	57
Presentación de datos .....	57
Metodologías para el cálculo del caudal ecológico.....	58
Caudal ecológico de diseño.....	60
Anexo 7: Cálculo de la curva característica.....	62
Anexo 8: Hidrogramas de salida.....	64
Hidrograma de avenida de proyecto.....	64
Hidrograma de avenida extrema .....	68
Anexo 9: Estructuras hidráulicas .....	73
Perfil tipo Creager .....	73
Características hidráulicas del lecho amortiguador tipo <i>I</i> variando la longitud eficaz del aliviadero.....	73
Cálculo del lecho amortiguador tipo <i>II</i> y sus características hidráulicas .....	76
Anexo 10: Dimensionamiento de la coronación efectiva del cuerpo de presa .....	81
Anexo 11: Estudio climatológico.....	83
Datos climáticos .....	83
Índices climáticos y bioclimáticos .....	92
Cálculo de evaporación en el embalse .....	93
Anexo 12: Determinación de días de vaciado de concreto y explanado.....	96
Días útiles para vaciar el concreto.....	96
Días útiles para el explanado.....	98
Conclusiones .....	99
Anexo 13: Cálculos de estabilidad estructural.....	101
Cálculo de estabilidad estructural .....	101
Cálculo de estabilidad estructural corregida a partir de normativa española.....	115
Anexo 14: Cálculos tensionales .....	128
Descripción del modelo.....	128
Descripción de las hipótesis de carga.....	130
Ejecución del modelamiento .....	130

Anexo 15: Estudio ambiental.....	144
Diagnóstico ambiental.....	144
Descripción ambiental del proyecto.....	146
Análisis de sensibilidad ambiental.....	146
Resumen y datos importantes.....	147
Autorización de ejecución de estudios del recurso hídrico y fines energéticos.....	148
Prorroga de autorización de ejecución de estudios del recurso hídrico del río Sión y los correspondientes para fines energéticos.....	150
Análisis físico – químico del agua.....	151
Informe de análisis del estudio físico – químico del agua.....	153
Informe de resultado de análisis del agua.....	155
Certificado de inexistencia de restos arqueológicos.....	157
Anexo 16: Plan de obra.....	163
Anexo 17: Presupuesto.....	165
Anexo 18: Planos.....	167
Referencia Bibliográfica de Anexos.....	202



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Dimensiones de las cerradas. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	1
Tabla 2: Cálculo del volumen de la cerrada 1. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	1
Tabla 3: Cálculo del volumen de la cerrada 2. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	2
Tabla 4: Cálculo del volumen de la cerrada 3. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	2
Tabla 5: Coordenadas de los vértices geodésicos iniciales. <i>Fuente:</i> Adaptada del Consorcio, 2019.....	5
Tabla 6: Puntos intermedios del replanteo. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	6
Tabla 7: Triangulación de bases del replanteo. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	6
Tabla 8: Coordenadas UTM de las bases del replanteo. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	7
Tabla 9: Descripción de excavaciones para calicatas. <i>Fuente:</i> Adaptada del Consorcio, 2019. .....	18
Tabla 10: Precipitación Máxima en 24 horas. <i>Fuente:</i> Adaptada del Consorcio, 2019. ....	20
Tabla 11: Prueba de bondad de ajuste Smirnov-Kolmogorov. <i>Fuente:</i> Elaboración propia...	23
Tabla 12: Precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	24
Tabla 13: Coeficientes de duración de lluvia de 24 horas. <i>Fuente:</i> Adaptado de MTC, 2008. .....	25
Tabla 14: Intensidad de lluvia para diferentes periodos de retorno. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	29
Tabla 15: Hietograma para T=10 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	31
Tabla 16: Hietograma para T=25 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	32
Tabla 17: Hietograma para T=50 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	33
Tabla 18: Hietograma para T=100 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	34
Tabla 19: Hietograma para T=500 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	35
Tabla 20: Hietograma para T=1,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	36
Tabla 21: Hietograma para T=5,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	37

Tabla 22: Hietograma para T=10,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	38
Tabla 23: Coeficientes de escorrentía para diferentes periodos de retorno. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	39
Tabla 24: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del Hietograma de T=10 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	41
Tabla 25: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de T=10 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	42
Tabla 26: Hidrograma de entrada para T=10 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	43
Tabla 27: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del Hietograma de T=25 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	43
Tabla 28: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de T=25 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	44
Tabla 29: Hidrograma de entrada para T=25 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	45
Tabla 30: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del Hietograma de T=50 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	45
Tabla 31: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de T=50 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	46
Tabla 32: Hidrograma de entrada para T=50 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	46
Tabla 33: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del Hietograma de T=100 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	47
Tabla 34: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de T=100 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	47
Tabla 35: Hidrograma de entrada para T=100 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	48
Tabla 36: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del Hietograma de T=500 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	49
Tabla 37: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de T=500 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	49
Tabla 38: Hidrograma de entrada para T=500 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	50

Tabla 39: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del Hietograma de T=1,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	51
Tabla 40: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de T=1,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	51
Tabla 41: Hidrograma de entrada para T=1,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	52
Tabla 42: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del Hietograma de T=5,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	52
Tabla 43: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de T=5,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	53
Tabla 44: Hidrograma de entrada para T=5,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	54
Tabla 45: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del Hietograma de T=10,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	54
Tabla 46: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de T=10,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	55
Tabla 47: Hidrograma de entrada para T=10,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	55
Tabla 48: Caudales medios mensuales aforados entre los años 1981 y 2000. <i>Fuente:</i> Adaptado del Consorcio.....	57
Tabla 49: Valores de caudales correspondientes al percentil 95 para el cálculo del caudal ecológico. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	59
Tabla 50: Valores de caudales correspondientes al 10% y 15% de los máximos medios anuales. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	60
Tabla 51: Volumen del embalse a diferentes cotas en que se encuentra el nivel del embalse. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	62
Tabla 52: Hidrograma de avenida de proyecto. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	64
Tabla 53: Hidrograma de avenida extrema. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	68
Tabla 54: Seccionamiento del Perfil Creager. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	73
Tabla 55: Temperaturas extremas, máximas y mínimas, de todos los días de los meses enero a junio. <i>Fuente:</i> Adaptado del Consorcio, 2019. ....	84

Tabla 56: Temperaturas extremas, máximas y mínimas, de todos los días de los meses julio a diciembre. <i>Fuente:</i> Adaptado del Consorcio, 2019. ....	85
Tabla 57: Datos climatológicos mensuales, valores medios y extremos. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	86
Tabla 58: Precipitación media mensual. <i>Fuente:</i> Adaptado del Consorcio, 2019.....	87
Tabla 59: Evapotranspiración potencial media mensual. <i>Fuente:</i> Adaptado del Consorcio, 2019.....	88
Tabla 60: Periodo de sequía. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	89
Tabla 61: Valores para el cálculo de evaporación del embalse. <i>Fuente:</i> Adaptado del Consorcio, 2019. ....	94
.....	95
Tabla 62: Evaporación mensual según formulación de Vermuelle. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	95
Tabla 63: Cálculo de $N_m$ . <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	96
Tabla 64: Cálculo de $A_m$ . <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	97
Tabla 65: Número de días de trabajo corregido para vaciado de concreto. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	97
Tabla 66: Cálculo de $A'_m$ . <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	98
Tabla 67: Número de días de trabajo corregido para explanado de concreto. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	99
Tabla 68: Cuadro resumen de partidas y presupuesto de la obra. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	163
Tabla 69: Presupuesto ejecución por contrata. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	165
Tabla 70: Presupuesto para el conocimiento de la administración. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	166
Tabla 71: Índice de planos. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	167

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de estaciones de rastreo permanente. <i>Fuente:</i> IGP, 2016 .....	4
Figura 2: Colaboradores del levantamiento topográfico. <i>Fuente:</i> Adaptada del Consorcio, 2019.....	8
Figura 3: Colaboradores del levantamiento topográfico. <i>Fuente:</i> Adaptada del Consorcio, 2019.....	8
Figura 4: Uso de estación total en el levantamiento topográfico. <i>Fuente:</i> Adaptada del Consorcio, 2019.....	9
Figura 5: Colaboradores del levantamiento topográfico. <i>Fuente:</i> Adaptada del Consorcio, 2019.....	9
Figura 6: Vista de futuro lugar de emplazamiento de la presa Sión I. <i>Fuente:</i> Adaptada del Consorcio, 2019.....	10
Figura 7: Trabajos de limpieza. <i>Fuente:</i> Adaptada del Consorcio, 2019.....	10
Figura 8: Mapa geológico del cuadrángulo Pólvora, escala 1:100,000. <i>Fuente:</i> INMGEMMET, 1998.....	12
Figura 9: Área de proyecto y unidades geomorfológicas de interés. <i>Fuente:</i> Adaptada del Consorcio, 2019.....	13
Figura 10: Sección transversal del cuadrángulo 16-j Pólvora. <i>Fuente:</i> INGEMMET, 1998. .	14
Figura 11: Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas. <i>Fuente:</i> Alva, Meneses & Guzmán, 1984.....	15
Figura 12: Mapa de zonificación sísmica. <i>Fuente:</i> SENCICO, 2016.....	16
Figura 13: Vista de afloramiento rocoso en el río Sión. <i>Fuente:</i> Adaptada del Consorcio, 2019.....	17
Figura 14: Ajuste de distribuciones a serie de datos. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	23
Figura 15: Variables y croquis del diagrama unitario. <i>Fuente:</i> Chereque Morán, 1989. ....	40
Figura 16: Mapa climático nacional, según la clasificación de Werren Thornthwaite. <i>Fuente:</i> SENAMHI, 2018. ....	91
Figura 17: Magnitud del desplazamiento resultante de la presa en la hipótesis 1. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	132

Figura 18: Desplazamiento en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 1. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	132
Figura 19: Desplazamiento en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 1. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	132
Figura 20: Esfuerzo normal en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 1. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	133
Figura 21: Esfuerzo normal en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 1. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	133
Figura 22: Esfuerzo tangencial en la dirección tangencial (xy) de la presa en la hipótesis 1. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	133
Figura 23: Esfuerzo máximo de tracción de la presa en la hipótesis 1. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	134
Figura 24: Esfuerzo mínimo de compresión de la presa en la hipótesis 1. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	134
Figura 25: Dirección vectorial de las tensiones principales de la presa en la hipótesis 1. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	134
Figura 26: Magnitud del desplazamiento resultante de la presa en la hipótesis 2. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	135
Figura 27: Desplazamiento en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 2. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	135
Figura 28: Desplazamiento en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 2. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	135
Figura 29: Esfuerzo normal en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 2. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	136
Figura 30: Esfuerzo normal en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 2. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	136
Figura 31: Esfuerzo tangencial en la dirección tangencial (xy) de la presa en la hipótesis 2. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	136

Figura 32: Esfuerzo máximo de tracción de la presa en la hipótesis 2. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	137
Figura 33: Esfuerzo mínimo de compresión de la presa en la hipótesis 2. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	137
Figura 34: Dirección vectorial de las tensiones principales de la presa en la hipótesis 2. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	137
Figura 35: Magnitud del desplazamiento resultante de la presa en la hipótesis 3. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	138
Figura 36: Desplazamiento en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 3. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	138
Figura 37: Desplazamiento en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 3. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	138
Figura 38: Esfuerzo normal en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 3. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	139
Figura 39: Esfuerzo normal en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 3. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	139
Figura 40: Esfuerzo tangencial en la dirección tangencial (xy) de la presa en la hipótesis 3. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	139
Figura 41: Esfuerzo máximo de tracción de la presa en la hipótesis 3. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	140
Figura 42: Esfuerzo mínimo de tracción de la presa en la hipótesis 3. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	140
Figura 43: Dirección vectorial de las tensiones principales de la presa en la hipótesis 3. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	140
Figura 44: Magnitud del desplazamiento resultante de la presa en la hipótesis 4. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	141
Figura 45: Desplazamiento en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 4. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	141

Figura 46: Desplazamiento en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 4. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	141
Figura 47: Esfuerzo normal en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 4. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	142
Figura 48: Esfuerzo normal en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 4. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	142
Figura 49: Esfuerzo tangencial en la dirección tangencial (xy) de la presa en la hipótesis 4. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	142
Figura 50: Esfuerzo máximo de tracción de la presa en la hipótesis 4. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	143
Figura 51: Esfuerzo mínimo de compresión de la presa en la hipótesis 4. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	143
Figura 52: Dirección vectorial de las tensiones principales de la presa en la hipótesis 4. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	143
Figura 53: Diagrama de Gantt con detalle de gastos y plazos de ejecución de actividades. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.....	164

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Curva ID para T=10 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	26
Gráfico 2: Curva ID para T=25 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	26
Gráfico 3: Curva ID para T=50 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	27
Gráfico 4: Curva ID para T=100 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	27
Gráfico 5: Curva ID para T=500 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	27
Gráfico 6: Curva ID para T=1,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	28
Gráfico 7: Curva ID para T=5,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	28
Gráfico 8: Curva ID para T=10,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	28
Gráfico 9: Curva IDF. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	29
Gráfico 10: Hietograma para T=10 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	31
Gráfico 11: Hietograma para T=25 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	32
Gráfico 12: Hietograma para T=50 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	33
Gráfico 13: Hietograma para T=100 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	34
Gráfico 14: Hietograma para T=100 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	35
Gráfico 15: Hietograma para T=1,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	36
Gráfico 16: Hietograma para T=5,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	37
Gráfico 17: Hietograma para T=10,000 años. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	38
Gráfico 18: Hidrograma de Caudal Ecológico. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	58
Gráfico 19: Curva característica del embalse. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	63
.....	87
Gráfico 20: Variación de la temperatura a lo largo del año. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	87
Gráfico 21: Precipitación promedio mensual de la estación meteorológica Sión. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	87
Gráfico 22: Evapotranspiración potencial media mensual. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	89
Gráfico 23: Climodiagrama de Walter-Leith. <i>Fuente:</i> Elaboración propia. ....	89

Gráfico 24: Evaporación mensual según formulación de Vermuelle. *Fuente:* Elaboración propia. ....95



## ABREVIATURAS

$\Delta t$ : Intervalo de tiempo

A(r)A'H4: Selva tropical húmeda

Af: Clima de bosque tropical

$A_m$ : Coeficiente de reducción de días de trabajo por efecto de las lluvias menores a 10 milímetros

ANA: Autoridad Nacional del Agua

ANP: Área Natural Protegida

BRi: Base del replanteo “i”

C: Coeficiente de escorrentía

$C_d$ : Coeficiente de descarga

$C_m$ : Coeficiente de reducción para el trabajo de vaciado de concreto

$C'_m$ : Coeficiente de reducción para el trabajo de explanado del concreto

CN: Curve Number

Consorcio: Consorcio Energético El Tucán S.A.

$e_a$ : tensión de vapor de saturación producida por la temperatura superficial del agua

$e_d$ : tensión de vapor del aire

EDLH: Estación disponible libre de heladas

EM: Ejecución material

$E_{mes}$ : Evaporación media mensual del embalse

EMLH: Estación media libre de heladas

EPC: Ejecución por contrata

EPS: Estudio previo de soluciones

ET: Evapotranspiración

ETP: Evapotranspiración potencial

FL: Factor de pluviosidad de Lang

GPS: Global Positioning System

h: Lluvia neta

I: Intensidad o intensidad promedio

ID: Intensidad y Duración

IDF: Intensidad, Duración y Frecuencia

IGN: Instituto Geográfico Nacional

I<sub>t</sub>: Índice de termicidad de Rivas-Martínez

I<sub>tp</sub>: Índice termopluviométrico de Cereceda y Carbonell

I<sub>a</sub>: Índice de aridez de Martonne

k: Parámetro de ajuste de lluvia

K<sub>n</sub>: Coeficiente de ajuste que depende del número de datos pluviométricos

L: Longitud del cauce

m: Parámetro de ajuste de lluvia

n: Parámetro de ajuste de lluvia

NAP: Nivel de avenida de proyecto

N<sub>m</sub>: Coeficiente de reducción de días de trabajo por efecto de las heladas

NMN: Nivel máximo normal

P<sub>d</sub>: Precipitación máxima diaria

P<sub>mm</sub>: Precipitación de la lluvia

P<sub>o</sub>: Umbral de escorrentía

PRSE: Programa de Retribución por Servicios Ecosistémicos

Q<sub>L</sub>: Precipitación mínima admisible

Q<sub>H</sub>: Precipitación máxima admisible

Q<sub>p</sub>: Caudal pico

R: Reserva acuífera acumulada

REGPMOC: Red Geodésica Peruana de Monitoreo Continuo

S: Pendiente media del cauce

SCS: Soil Conservation Service

SENAMHI: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología

SERNANP: Servicio Nacional de Áreas Naturales Protegidas por el Estado

SI: Sistema Internacional

$S_y$ : Desviación estándar de los logaritmos en base decimal de las precipitaciones máximas en 24 horas

T: Periodo de retorno

$t_0$ : Tiempo de entrada

$T_b$ : Tiempo base del hidrograma

$t_c$ : Tiempo de concentración

$T_d$ : Tiempo de duración de la lluvia

$t_f$ : Tiempo de flujo de alcantarillados

$T_L$ : Tiempo de retardo

$T_p$ : Tiempo pico del hidrograma

USDA: United States Department of Agriculture

UTM: Transversal Universal Mercator

VG: Vértice geodésico

$\bar{Y}$ : Valor promedio de los logaritmos en base decimal de la precipitaciones máximas en 24 horas

$Y_H$ : Umbral máximo

$Y_L$ : Umbral mínimo

$\psi$ : Constante de la cuenca

## Anexo 1: EPS

El presente anexo describe el estudio previo de soluciones (en adelante, EPS), es decir, el cálculo de posibles cerradas, describiendo sus dimensiones y volúmenes. En la **Tabla 1**, se describen las dimensiones de las opciones elegidas.

Tabla 1: Dimensiones de las cerradas. *Fuente:* Elaboración propia.

Cerrada	Cota más alta (msnm)	Altura (m.)	Longitud cerrada (m.)
1	530	32	73
2	530	32	52
3	530	27	80

El nivel máximo normal (en adelante, NMN) de la presa es igual a 525 msnm; sin embargo, por seguridad y dado que aún no se ha definido la cota de la coronación, se adicionan 5 metros de altura sobre el NMN a cada cerrada (530 msnm). Este valor corresponde a una fase previa a la de diseño y solo es útil para la elección de la cerrada; por lo que, si hubiese incertidumbre en la elección, sería necesario un análisis más detallado.

No se considera el volumen excavado por aterramiento ni por cimentación, es decir, se toma como cota más baja de cada cerrada el nivel del lecho del río. Se considera que el paramento aguas arriba es vertical y que el de aguas abajo tiene una pendiente 0.8H:1V. Estos valores son comunes en presas de gravedad y se han considerado solo de forma previa y con el único objetivo de elegir la cerrada óptima. Se secciona en diez tramos cada cerrada y se procede a calcular el volumen de estos, cuya suma representa el volumen total.

Los cálculos de volumen de cada sección y su acumulado se muestran en las **Tablas 2, 3 y 4**.

Tabla 2: Cálculo del volumen de la cerrada 1. *Fuente:* Elaboración propia.

Sección	Ancho equivalente (m)	Altura media (m)	Base (m)	Volumen de la sección (m3)
1	7.3	2	1.6	11.68
2	7.3	9	7.2	236.52
3	7.3	15	12.0	657.00
4	7.3	24	19.2	1,681.92
5	7.3	32	25.6	2,990.08
6	7.3	31	24.8	2,806.12
7	7.3	24	19.2	1,681.92
8	7.3	9	7.2	236.52
9	7.3	8	6.4	186.88
10	7.3	2.5	2.0	18.25
<b>Volumen total (m3)</b>				<b>10,506.89</b>

Tabla 3: Cálculo del volumen de la cerrada 2. *Fuente:* Elaboración propia.

Sección	Ancho equivalente (m)	Altura media (m)	Base (m)	Volumen de la sección (m3)
1	5.2	3	2.4	18.72
2	5.2	15	12.0	468.00
3	5.2	28	22.4	1,630.72
4	5.2	31	24.8	1,998.88
5	5.2	26	20.8	1,406.08
6	5.2	19	15.2	750.88
7	5.2	13	10.4	351.52
8	5.2	8.5	6.8	150.28
9	5.2	6.5	5.2	87.88
10	5.2	3	2.4	18.72
<b>Volumen total (m3)</b>				<b>6,881.68</b>

Tabla 4: Cálculo del volumen de la cerrada 3. *Fuente:* Elaboración propia.

Sección	Ancho equivalente (m)	Altura media (m)	Base (m)	Volumen de la sección (m3)
1	8	2	1.6	12.8
2	8	12	9.6	460.8
3	8	21	16.8	1,411.2
4	8	26	20.8	2,163.2
5	8	27	21.6	2,332.8
6	8	24	19.2	1,843.2
7	8	22	17.6	1,548.8
8	8	15	12	720.0
9	8	14	11.2	627.2
10	8	3	2.4	28.8
<b>Volumen total (m3)</b>				<b>11,148.8</b>

## **Anexo 2: Topografía y replanteo**

Este anexo tiene como objeto la obtención de planimetría y altimetría del terreno en que se emplazará el proyecto, mediante triangulación y nivelación, tomando como base la información del Consorcio Energético El Tucán S.A. (en adelante, Consorcio), lo que conlleva a prescindir de información que pudiese ser obtenida por instituciones públicas como el Instituto Geográfico Nacional (en adelante, IGN), el Geoservidor del Ministerio de Educación, el Geoservidor del Ministerio del Ambiente, entre otros. Ello se debe a la mejor precisión de la información obtenida por el Consorcio.

Se desea obtener de manera inicial los puntos de coordenadas en las que se ubicarán las bases iniciales, a partir de las que se realizará el trabajo de replanteo.

Se utilizarán coordenadas métricas del sistema Transversal Universal Mercator (de sus siglas en inglés *Universal Transverse Mercator*, en adelante, UTM), tomando como base el sistema geodésico WGS-84 de la zona 18 Sur.

### **Elaboración cartográfica**

El proceso de obtención de cartografía consta de dos formas:

- Fotogrametría aérea (vuelo y restitución)
- Topografía clásica (nivelaciones y taquimetría en terreno)

Si bien la fotogrametría aérea es de mayor rapidez en la obtención de datos, se utilizará la topografía clásica debido a que brinda mayor precisión en resultados cartográficos y en tanto las condiciones orográficas que presenta la zona de emplazamiento del proyecto así lo demandan.

### **Replanteo**

En el replanteo se asignan coordenadas tridimensionales a puntos característicos del proyecto que deben situarse cercanos entre sí, lo que además permite que sean puntos de inspección y control topográfico en el futuro.

Los puntos de posicionamiento UTM conocidos se encuentran ubicados en bases geodésicas, las cuales son codificadas y ubicadas a lo largo del territorio peruano (Instituto Geográfico Nacional del Perú, 2018). La base geodésica más cercana al proyecto se ubica en la ciudad de

Juanjui y su codificación es SM-02<sup>1</sup>; sin embargo, se encuentra a una distancia mayor a los 3 kilómetros, valor máximo para poder ser usado como base de replanteo. Tampoco se utilizará la base SM-03, ubicada al sur de la localidad de Sión, en el distrito de Tocache y provincia del mismo nombre, debido a que se encuentra inoperativa.

La **Figura 1** muestra la ubicación de las estaciones de rastreo permanente de la Red Geodésica Peruana de Monitoreo Continuo (en adelante, REGPMOC), en la que se puede apreciar que el departamento de San Martín cuenta con tres estaciones, de las cuales solo dos se encuentran operando.



Figura 1: Mapa de estaciones de rastreo permanente. Fuente: IGP, 2016

Por ello, se decide tomar como válido los datos cedidos por el Consorcio, cuya información es verificada por navegadores de sistemas de posicionamiento global (de sus siglas en inglés

<sup>1</sup>SM-02: Código de la base geodésica. 'SM' es la abreviatura del departamento de San Martín, mientras que el número que le sucede indica cuál punto de interés es.

*Global Positioning System*, en adelante, GPS) para la ubicación de las bases iniciales, las cuales serán las bases de replanteo.

El proceso usado para obtener el replanteo es el de la triangulación. Los puntos o vértices iniciales deben ser tres y tener una separación máxima de 3 kilómetros entre ellos, formando así un triángulo: estos son los vértices de primer orden.

El siguiente paso es obtener las bases intermedias, esto es, vértices de segundo orden; para lo cual, se toman tres puntos que deben tener una separación menor a 2 kilómetros entre ellos, con un error máximo de 25 gonios<sup>2</sup>.

El último paso es obtener las bases finales, también llamadas bases del replanteo, cuya separación máxima entre los tres puntos mencionados, que forman el triángulo, debe ser de 500 metros, con un error no mayor a 25 gonios.

### Bases iniciales

En la **Tabla 5**, se observan los vértices geodésicos (en adelante, VG) cedidos por el Consorcio, los cuales han sido tomados *in situ*.

Tabla 5: Coordenadas de los vértices geodésicos iniciales. *Fuente:* Adaptada del Consorcio, 2019.

Vértices geodésicos	X	Y	Z
VG1	300,936.333	9'149,392.504	554.300
VG2	301,068.013	9'149,419.115	554.623
VG3	300,969.351	9'149,489.522	557.368

### Procedimiento del replanteo

El primer paso de la triangulación consiste en levantar una red de puntos, donde se forman triángulos que tendrán en cada uno, un vértice conocido: los VG. Los nuevos vértices son conocidos como puntos intermedios. Sin embargo, se puede prescindir de este paso, ya que las bases iniciales cumplen las condiciones de los puntos intermedios, es decir, una separación menor a 2 kilómetros entre vértices, suma de ángulos igual a 200 gonios y un error angular menor a 25 gonios.

Se prosigue formando nuevos triángulos, conformados por dos vértices conocidos, los intermedios, y uno nuevo, el de replanteo. Estos triángulos deben cumplir las siguientes condiciones: distancia entre sí menor a 500 metros, y que la suma de ángulos internos sea igual a 200 gonios.

---

<sup>2</sup> Un gonio es igual a un grado centesimal.

Proceso de triangulación de la zona de interés

Los puntos iniciales son iguales a los intermedios, detallados en la **Tabla 6**.

Tabla 6: Puntos intermedios del replanteo. *Fuente:* Elaboración propia.

Bases intermedias	Lado	Ángulo (gonios)	Longitud (m.)
VG1-VG2-VG3	VG1-VG2	81.426	134.3420
	VG1-VG3	52.152	102.483
	VG2-VG3	66.422	121.208

Las bases del replanteo se muestran en la **Tabla 7** con la siguiente nomenclatura: BR<sub>i</sub>, en donde BR es el acrónimo de base de replanteo e “i” representa el número del punto de replanteo.

Tabla 7: Triangulación de bases del replanteo. *Fuente:* Elaboración propia.

Triángulo	Lado	Ángulo (gonios)	Longitud (m.)
VG1-VG2-BR1	VG1-VG2	127.5064	134.3420
	VG2-BR1	24.2710	55.0445
	BR1-VG1	48.2225	101.6463
VG1-VG3-BR2	VG1-VG3	100.3690	102.4826
	VG3-BR2	61.9710	87.7364
	BR2-VG1	37.6600	57.1513
VG1-VG3-BR3	VG1-VG3	112.2900	102.4826
	VG3-BR3	53.1640	77.4208
	BR3-VG1	34.5460	53.9167
VG2-VG3-BR4	VG2-VG3	88.7620	121.2078
	VG3-BR4	32.8660	60.7771
	BR4-VG2	78.3720	116.0837
VG2-VG3-BR5	VG2-VG3	106.3230	121.2078
	VG3-BR5	31.9060	58.5229
	BR5-VG2	61.7710	100.4984
VG1-VG3-BR6	VG1-VG3	133.9450	102.4826
	VG3-BR6	32.2320	57.7099
	BR6-VG1	33.8230	60.2915
VG1-VG3-BR7	VG1-VG3	120.9700	102.4826
	VG3-BR7	36.3520	58.5345
	BR7-VG1	42.6780	67.2915
VG1-VG2-BR8	VG1-VG2	137.1570	134.3420
	VG2-BR8	20.2340	50.3121
	BR8-VG1	42.6090	99.8872
VG1-VG3-BR9	VG1-VG3	72.6250	102.4826
	VG3-BR9	53.7750	84.3080
	BR9-VG1	73.6000	103.1905

VG2-VG3-BR10	VG2-VG3	113.0182	121.2078
	VG3-BR10	15.5494	29.9349
	BR10-VG2	71.4324	111.5315
VG1-VG3-BR11	VG1-VG3	129.1380	102.4826
	VG3-BR11	12.5610	22.3952
	BR11-VG1	58.3010	90.5981
VG1-VG3-BR12	VG1-VG3	108.1050	102.4826
	VG3-BR12	28.5810	44.8417
	BR12-VG1	63.3140	86.6336
VG1-VG3-BR13	VG1-VG3	93.8980	102.4826
	VG3-BR13	30.5390	47.5151
	BR13-VG1	75.5630	95.4627

La **Tabla 8** muestra las coordenadas UTM de las BRi, así como su distancia al punto medio de la cerrada. El detalle del plano del replanteo está en el *Anexo 18: Planos*.

Tabla 8: Coordenadas UTM de las bases del replanteo. *Fuente:* Elaboración propia.

Bases del replanteo	X	Y	Z	Distancia a la cerrada (punto medio)
BR1	301,021.32	9'149,448.26	495.96	26.413
BR2	300,991.42	9'149,407.71	529.41	27.364
BR3	300,985.83	9'149,413.88	531.82	24.083
BR4	300,952.55	9'149,431.11	499.42	46.643
BR5	300,968.22	9'149,431.01	497.00	31.027
BR6	300,981.00	9'149,433.00	496.84	18.133
BR7	300,989.00	9'149,434.39	500.63	10.113
BR8	301,023.15	9'149,441.90	500.41	25.319
BR9	301,031.46	9'149,432.51	520.35	32.382
BR10	300,964.26	9'149,460.02	544.31	43.511
BR11	300,981.77	9'149,470.89	542.68	40.779
BR12	300,997.07	9'149,454.28	498.21	20.404
BR13	301,005.33	9'149,458.48	496.18	25.284

Las fotografías del trabajo en campo para el levantamiento topográfico realizadas por el Consorcio se pueden observar en el *Anexo 3: Fotografías del levantamiento topográfico*.

### Anexo 3: Fotografías del levantamiento fotográfico



Figura 2: Colaboradores del levantamiento topográfico. *Fuente:* Adaptada del Consorcio, 2019.



Figura 3: Colaboradores del levantamiento topográfico. *Fuente:* Adaptada del Consorcio, 2019.



Figura 4: Uso de estación total en el levantamiento topográfico. *Fuente:* Adaptada del Consorcio, 2019.



Figura 5: Colaboradores del levantamiento topográfico. *Fuente:* Adaptada del Consorcio, 2019.



Figura 6: Vista de futuro lugar de emplazamiento de la presa Sión I. *Fuente:* Adaptada del Consorcio, 2019.

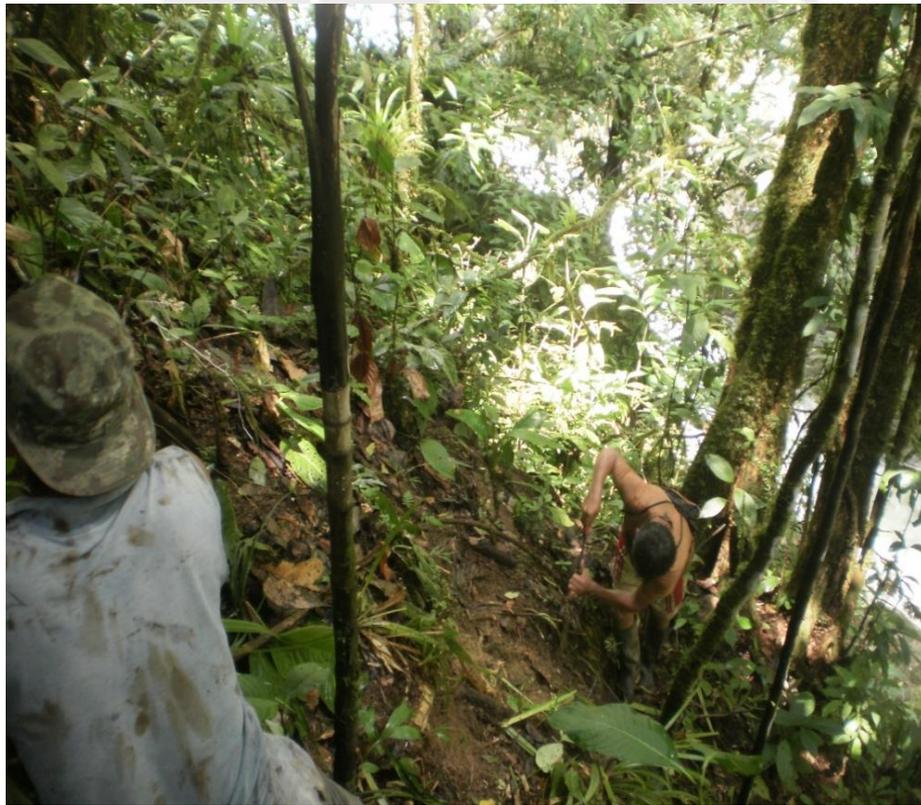


Figura 7: Trabajos de limpieza. *Fuente:* Adaptada del Consorcio, 2019.

#### **Anexo 4: Estudio geológico-geotécnico**

En el capítulo 3. *Estudio previo de soluciones* del trabajo de tesis se toma la hipótesis que las condiciones geológicas y geotécnicas son adecuadas para el emplazamiento de la presa. En el presente anexo dicha hipótesis es validada.

La información geológica y geotécnica es de difícil obtención, debido a que esta debe ser realizada *in situ*. Por ello, el Consorcio ha cedido su información, cuyo permiso para realizar diferentes estudios está en la Resolución Directoral N°25-2013-ANA-DARH (2013), la cual se presenta en el *Anexo 15: Estudio ambiental*.

#### **Generalidades**

Además de resultados geotécnicos y geológicos, se presenta también una investigación geognóstica que sirve como parámetro de diseño. Se describe en este apartado la siguiente información:

- Identificación de presencia de procesos geológicos activos.
- Condiciones geológicas preliminares, y su evaluación si afecta el diseño.
- Descripción de lito-estratigrafía y evaluación de estabilidad de estructuras involucradas.

La base topográfica que utilizó el Consorcio fue a partir de dos matrices:

- Información topográfica detalla en el *Anexo 2: Topografía y replanteo*.
- Cuadrángulos geológicos de las áreas de interés: Juscusbamba (código 16i) y Pólvora (código 16j), siendo la segunda la de mayor relevancia, por ser donde se ubica la presa Sión I (Alvarez, Lagos, & Sánchez, 1998).

#### **Marco geológico regional**

El área de emplazamiento del cuerpo de la presa está formada por intrusivos de naturaleza granítica granodiorítica, que afloran en toda la zona de estudio. El origen de dicho cuerpo intrusivo se debe a pulsaciones magmáticas que tuvieron lugar en la época del paleozoico superior. El marco tectónico regional del área se define y describe como el dominio estructural caracterizado por la depresión El Valle- Pólvora en la zona oriental.

En la **Figura 8**, se puede observar el mapa geológico del cuadrángulo 16j Pólvora, el cual es presentado en una escala 1:100,000. En este cuadrángulo se ubicará la presa Sión I.



a subredondeadas, constituyendo así abruptos y accidentados. La zona tiene forma de valle en “V”, debido a erosión fluvial agresiva muy escarpada, con fondo de valle rocoso.

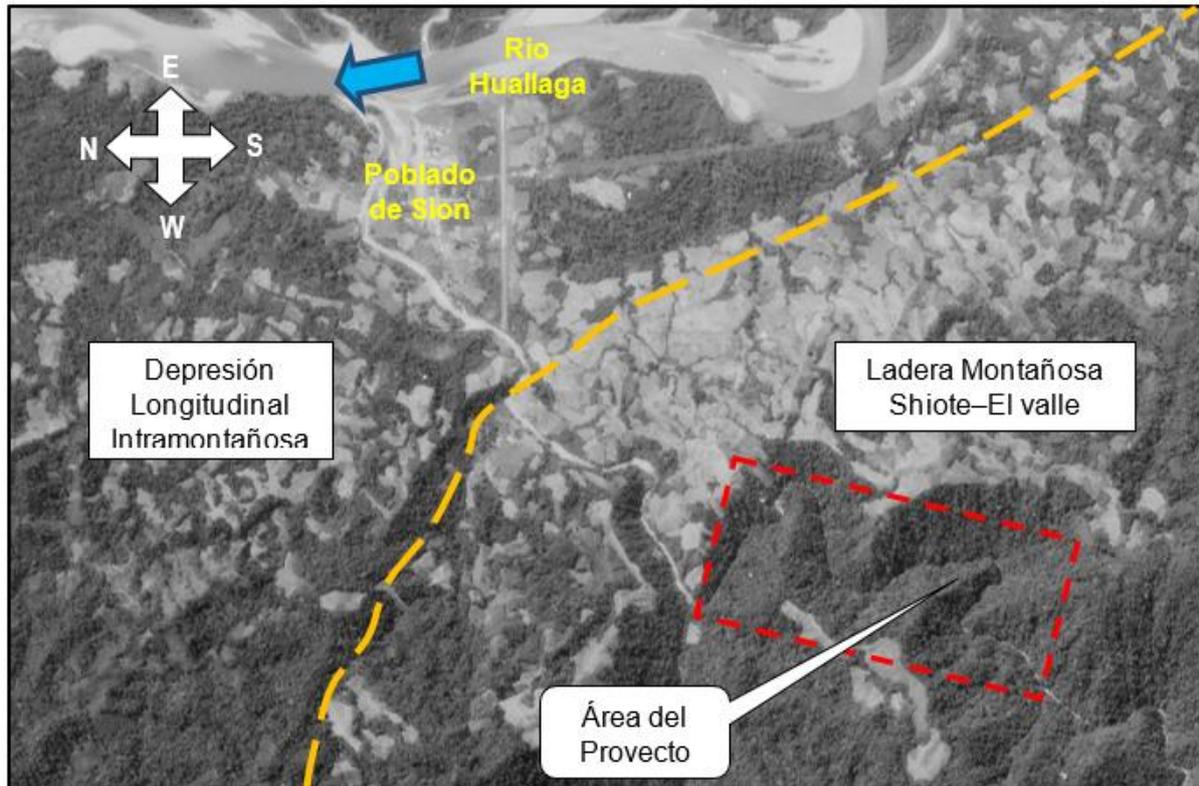


Figura 9: Área de proyecto y unidades geomorfológicas de interés. Fuente: Adaptada del Consorcio, 2019.

En la **Figura 9**, se puede observar la morfología del área de estudio gracias a una fotografía aérea cedida por el Consorcio, en que se visualiza el cambio de pendiente y alineamientos estructurales que separan las unidades geomorfológicas descritas. Además, es visible el área del proyecto total en la unidad geomorfológica Ladera Montañosa Shiote-El Valle.

### Estratigrafía

En el área de proyecto afloran rocas ígneas y depósitos cuaternarios, las unidades geológicas son las siguientes:

- Rocas ígneas
  - Granito Sión-Shiote
- Cuaternario
  - Depósitos fluviales
  - Depósitos coluviales
  - Depósitos deluviales
  - Depósitos aluviales

## Geología estructural

El proyecto se encuentra sobre rocas graníticas, caracterizadas por fallas normales y de cizalla. Las fallas normales están en dirección andina de noroeste a sureste, y las de cizalla, con orientación de noreste a suroeste. El valle del río Sión ha sido modelado por actividades tectónicas y estructurales, las cuales dieron origen a la depresión tectónica El Valle-Pólvora, que se extiende longitudinalmente de forma paralela al río Huallaga, efluente del río Sión, configurando una cubeta tectónica rellena con sedimentos durante la era del plioceno.

El límite oriental de la depresión es una falla inversa que pone en contacto su lado norte a rocas jurásicas con unidades del cretáceo y Paleógeno Neógeno, mientras que el lado sur se pierde en un conjunto de fallas normales. El cuerpo de presa Sión I está en el lado oeste de la cubeta, caracterizada por sistema de fallas normales de alto ángulo.

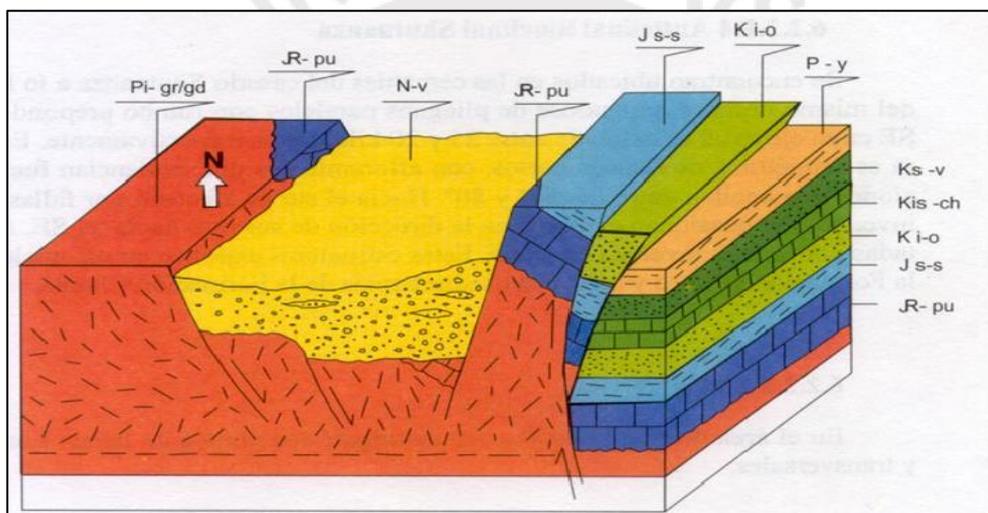


Figura 10: Sección transversal del cuadrángulo 16-j Pólvora. Fuente: INGEMMET, 1998.

La **Figura 10** muestra el perfil geológico del río Huallaga. El área del cuerpo de presa está sobre granito-Sión, de edad paleozoica inferior, atravesando lineamientos estructurales de rumbo noreste a suroeste.

## Geodinámica

### Geodinámica externa

En el área del cuerpo de presa hay ocurrencia de fenómenos de geodinámica externa de moderada magnitud. La fuerte alteración y erosión de rocas producen coberturas no consolidadas que forman parte de los depósitos coluvio-deluviales susceptibles a la inestabilidad; por lo que, se recomienda excavación hasta material más compacto, caso contrario estudios geotécnicos que respalden la fiabilidad del material.

Los resultados brindados por el Consorcio afirman que el lugar de asentamiento del cuerpo de presa es una zona libre de peligro geológico.

### Aspectos sísmicos

El Perú está ubicado en una de las mayores zonas de sismicidad del mundo, debido a la acción de subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana, proceso que da origen a un sinnúmero de sismos con focos a diversos niveles de profundidad. Sin embargo, no es una constante necesaria en todo el territorio peruano.

Una segunda fuente lo constituye la zona continental, que son formaciones de fallas de diversas longitudes con la consecuente ocurrencia de sismos de magnitudes menores en intensidad a los que se producen en la primera fuente.

### Distribución de máximas intensidades

La **Figura 11** muestra el mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas (Alva, Guzmán, & Meneses, 1984). En él se observa que la ubicación de la presa presenta una intensidad de orden V en la escala de Mercalli.

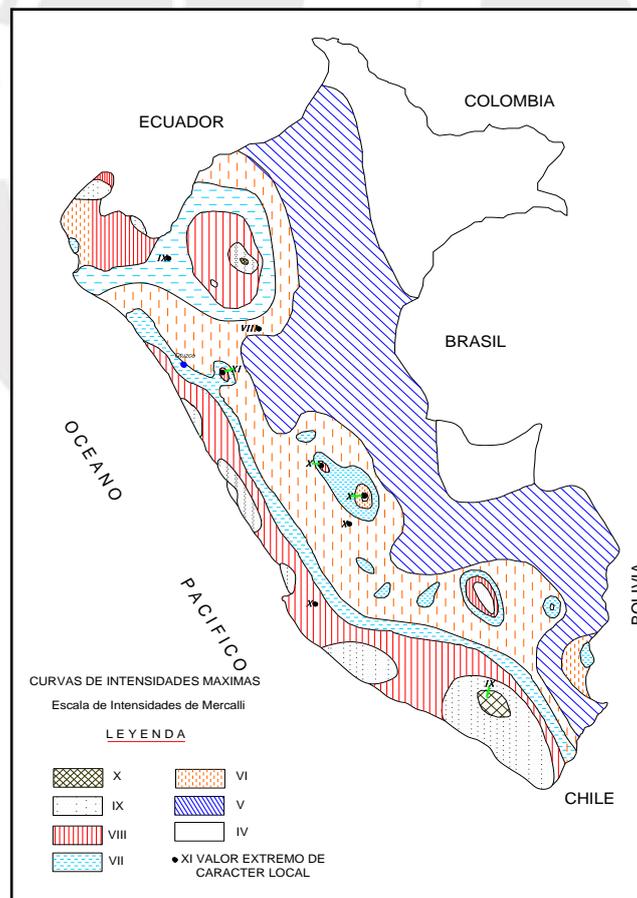


Figura 11: Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas. Fuente: Alva, Meneses & Guzmán, 1984

### Zonificación y aceleraciones máximas

La geodinámica interna en que se encuentra el cuerpo de presa se refleja por la sismicidad de la zona (Alva & Castillo, 1993), estando relacionada al efecto de sismos que deben ser analizados. Sin considerar el tipo de evento sísmico, intra-placa y superficial, se ha empleado las fuentes sismogénicas, las cuales alcanzan distancias hasta los 700 kilómetros desde el área de interés. Fuentes localizadas a distancias mayores no tienen implicancia para la zona de estudio.

La **Figura 12** muestra que la presa Sión I se ubica en la Zona 2, de acuerdo su zonificación sísmica (Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, 2016).



Figura 12: Mapa de zonificación sísmica. Fuente: SENCICO, 2016.

### **Características geológicas y geotécnicas de la obra**

El cuerpo de presa se apoya, en sus estivos, sobre afloramientos rocos de naturaleza ígnea con una litología granítica a granodiorítica de color gris blanquecino de textura fanerítica, encontrándose los afloramientos rocosos poco fracturados y alterados. A partir de lo descrito, se puede afirmar la existencia de buenas condiciones para la cimentación de la presa. En la **Figura 13** se puede observar el afloramiento rocoso que presenta el río Sión.



Figura 13: Vista de afloramiento rocoso en el río Sión. *Fuente:* Adaptada del Consorcio, 2019.

### **Programa de investigaciones geognósticas**

Las investigaciones en campo han sido realizadas por el Consorcio y se orientan al conocimiento de las características de materiales rocosos en zona de emplazamiento del cuerpo de presa.

#### Cartografiado geológico-geotécnico

La cartografía geológica-geotécnica es la misma que se desarrolla en el *Anexo 2: Topografía y replanteo*.

#### Caracterización geomecánica del macizo rocoso

En la fase de factibilidad se desarrolla una caracterización geomecánica del macizo rocoso, sustentado en un cartografiado geológico-geotécnico. Para lo cual, debe efectuarse un análisis sistemático de continuidades de roca mediante estaciones microtectónicas y ejecutarse ensayos de laboratorio de mecánica de rocas.

### Excavación de calicatas y muestreos

Con el objetivo de evaluar las condiciones geotectónicas en que se encuentra el material no consolidado, se recomienda la ejecución de excavaciones y toma de muestras. Sin embargo, no se puede precisar su posición por ser esta de carácter privado. Los tipos de excavaciones y número de los mismos se describen en la **Tabla 9**.

Tabla 9: Descripción de excavaciones para calicatas. *Fuente:* Adaptada del Consorcio, 2019.

Lugar	Número de calicatas
Cerrada	90
Casa de Máquinas	60
Canteras	105

### Programa de ensayos de laboratorio

Con la finalidad de conocer las propiedades de los materiales se ejecutaron los siguientes ensayos:

- Cimentación: granulometría, límites de consistencia, ensayos triaxiales, corte directo, densidad natural, carga puntual en muestras de roca, ensayos químicos y demás que se consideren pertinentes en campo.
- Caracterización de taludes: granulometría, límites de consistencia, ensayos triaxiales, corte directo y demás que se consideres pertinentes en campo.
- Cantera de agregados: granulometría, abrasión, durabilidad, gravedad específica, absorción y demás que se consideren pertinentes en campo.

### **Conclusiones**

- El área de estudio tiene un afloramiento de rocas que van desde paleozoico al cuaternario reciente. El granito-Sión corresponde a una serie litológica que va desde un granito hasta una granodiorita de tonalidad leucócrata a mesócrata, de grano medio a grueso, de textura fanerítica y en partes porfiríticas.
- El cuerpo de presa se desarrolla sobre afloramientos rocosos graníticos de condiciones geomecánicas del macizo rocoso, presentando la siguiente condición: resistencia a compresión uniaxial con un rango de 200 a 250 Megapascales como resistencia característica. Se utilizará el valor más crítico, es decir, 200 Megapascales.
- El macizo rocoso en que se realiza la cimentación es una roca Tipo II, es decir, de buena calidad.
- El ángulo de rozamiento interno es igual a 45°.

- El macizo rocoso tiene una resistencia de cohesión entre el rango de 0.3 a 0.4 Megapascuales. En cálculos estructurales de convalidación de estabilidad se obviará esta información, dado que el macizo rocoso no presenta una buena cohesión. En caso fuese necesario utilizarlo, se tomará el valor de 0.3 Megapascuales.



## Anexo 5: Estudio hidrológico del proyecto

### Presentación de datos

La información necesaria para el cálculo de caudales se presenta en este anexo, principalmente a partir de datos pluviométricos, con los cuales se puede predecir la variación de niveles de agua, como lo son las crecidas o temporadas de sequías (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú, s. f.-a).

La información básica con la cual debe contar todo estudio hidrológico es la pluviometría detallada, la misma que se obtiene del portal web del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (en adelante, SENAMHI); sin embargo, el Consorcio cede información que fue captada entre los años 1986 y 2013; es decir, se tiene un registro de 27 años.

De la información pluviométrica con la que se cuenta, se debe obtener las precipitaciones máximas en 24 horas de todos los años de análisis (Chow, 1993). Sin embargo, estos datos deben ser corregidos por un factor amplificador igual a 1.13, debido a que ellos forman parte de un registro diario (World Meteorological Organization, 2009).

La **Tabla 10** presenta los valores de precipitación máxima en 24 horas para los diferentes años de registro, así como sus valores amplificados.

Tabla 10: Precipitación Máxima en 24 horas. *Fuente:* Adaptada del Consorcio, 2019.

Año	P24 Máx (mm)	Corrección WMO - P24 Máx. (mm)
1986	83.3	94.13
1987	80.3	90.74
1988	97.4	110.06
1989	98.7	111.53
1990	74.3	83.96
1991	78.9	89.16
1992	72.3	81.70
1993	80.3	90.74
1994	97.4	110.06
1995	108.7	122.83
1996	74.3	83.96
1997	78.9	89.16
1998	68	76.84
1999	77.7	87.80
2000	74.8	84.52
2001	89.9	101.59
2002	97.8	110.51
2003	69.4	78.42

2004	57.8	65.31
2005	89.9	101.59
2006	73.5	83.06
2007	61.1	69.04
2008	72.1	81.47
2009	68.1	76.95
2010	73.5	83.06
2011	80.5	90.97
2012	71.3	80.57
2013	69.8	78.87

### **Análisis estadístico para el cálculo de precipitación máxima diaria para diferentes periodos de retorno**

#### Análisis de datos dudosos

La información analizada debe someterse a un análisis de datos dudosos, los cuales son valores que se alejan de la tendencia de los datos con que se cuentan y deben ser eliminados, pues podrían conllevar a resultados defectuosos.

Para el análisis de datos dudosos se cuenta con dos parámetros: el umbral máximo (en adelante,  $Y_H$ ) y el umbral mínimo (en adelante,  $Y_L$ ), los cuales son el valor máximo y mínimo, respectivamente, que puede tener la serie de datos con los que se cuenta.

El valor de  $Y_H$  viene descrito por la siguiente formulación:

$$Y_H = \bar{Y} + K_n \times S_y$$

Donde  $\bar{Y}$  es el valor promedio de los logaritmos en base decimal de la precipitaciones máximas en 24 horas,  $K_n$  es un coeficiente de ajuste que depende del número de datos (Chow, 1993) y cuyo valor es igual a 2.534, y  $S_y$  es la desviación estándar de los logaritmos en base decimal de las precipitaciones máximas en 24 horas.

El valor de  $Y_L$  viene descrito por la siguiente formulación:

$$Y_L = \bar{Y} - K_n \times S_y$$

Una vez obtenidos los valores de  $Y_L$  y  $Y_H$ , se obtienen los valores de precipitación máxima admisible (en adelante,  $Q_H$ ) y precipitación mínima admisible (en adelante,  $Q_L$ ). Valores que estén fuera de este rango se eliminan.

Las formulaciones para obtener  $Q_H$  y  $Q_L$  son las siguientes:

$$Q_L = (10)^{Y_L}$$

$$Q_H = (10)^{Y_H}$$

$Q_H$  y  $Q_L$  son iguales a 129.63 y 60.57 milímetros, respectivamente, lo que significa que los valores de precipitación máxima en 24 horas están dentro de los valores admisibles (ver **Tabla 10**).

#### Análisis de consistencia

En caso haya discontinuidad de información, se debe realizar un análisis de consistencia. En este se evalúa si a la serie de datos se le realiza o no una corrección, sea por inconsistencia de promedio o varianza.

En el presente trabajo no hay datos faltantes; por lo que, no es necesario realizar un análisis de consistencia.

#### Análisis de frecuencia

Para la estimación de la magnitud de un evento asociado a un periodo de retorno (en adelante,  $T$ ), es necesario el análisis de frecuencias y ajuste de datos a una función de distribución de probabilidad.

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (2008), los modelos estadísticos de probabilidad más adecuados para el análisis de datos de precipitación máxima en 24 horas son los siguientes:

- Gumbel
- Pearson III
- Log-Pearson III
- Normal
- Log-Normal
- Gamma

Mediante el uso del Software Hydrognomon®, se procesa la información para el cálculo de precipitaciones máximas para diferentes valores de  $T$ .

La **Figura 14** presenta los ajustes de distribución de los modelos estadísticos previamente mencionados.

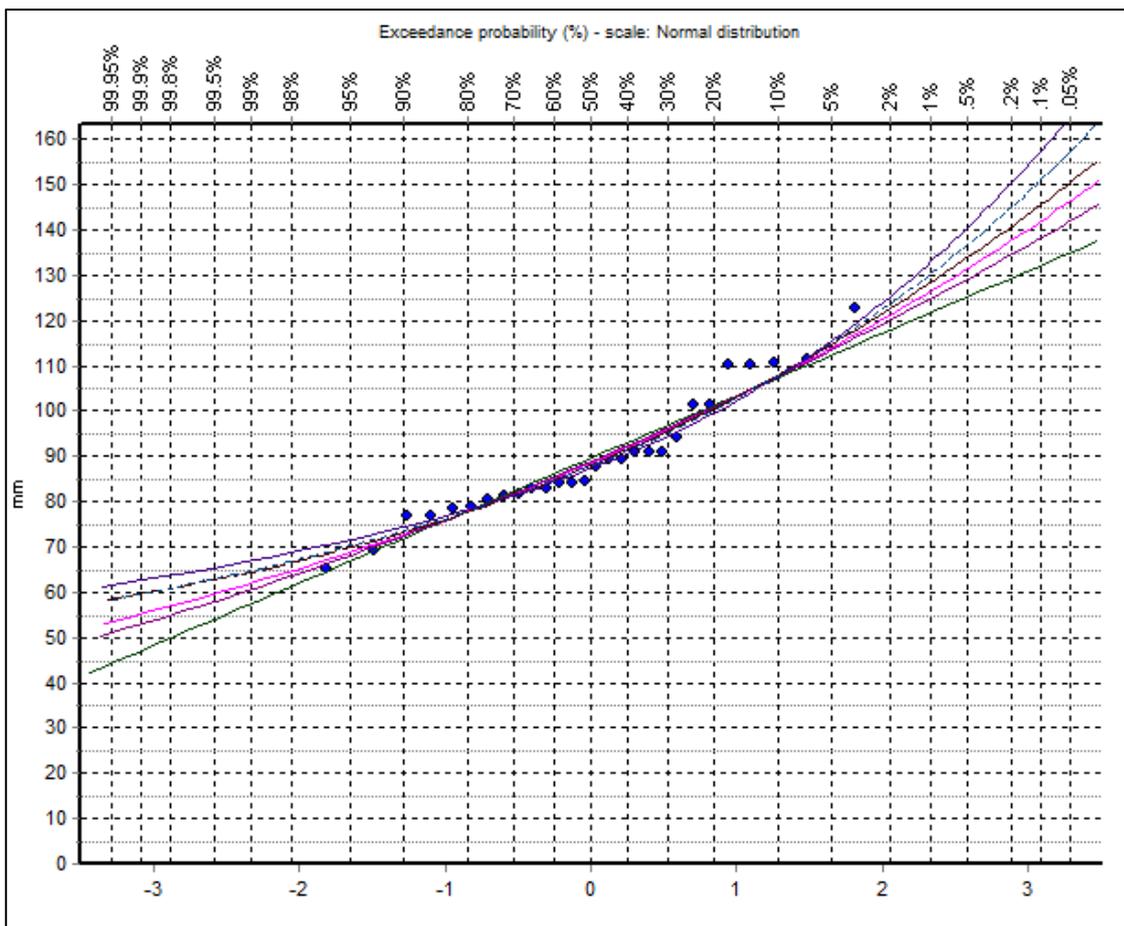


Figura 14: Ajuste de distribuciones a serie de datos. Fuente: Elaboración propia.

Prueba de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste muestran la validez de un modelo estadístico dependiendo de los datos con los que se cuenta. En la **Tabla 11** se muestra una prueba de bondad de ajuste mediante el método de Smirnov-Kolmogorov (Chow, 1993).

Tabla 11: Prueba de bondad de ajuste Smirnov-Kolmogorov. Fuente: Elaboración propia.

Modelo de Distribución Estadística	Validez del modelo
Gumbel	94.04%
Pearson III	85.82%
Log-Pearson III	89.87%
Log-Normal	74.70%
Gamma	65.83%
Normal	48.39%

Como muestra la **Tabla 11**, el modelo de distribución estadística de mayor validez es el de Gumbel, el cual será usado para procesar los datos de precipitación.

### Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno

En la **Tabla 12** se presentan las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes valores de  $T$ , según el modelo de distribución estadística de Gumbel.

Tabla 12: Precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno. *Fuente:* Elaboración propia.

Periodo de Retorno (años)	P24 Máx. (mm)
2	87.33
3	93.09
5	99.52
10	107.59
20	115.34
25	117.79
50	125.36
100	132.87
200	140.36
500	150.23
1,000	157.69
5,000	175.01
10,000	182.47

### Tiempo de concentración

El tiempo de concentración (en adelante,  $t_c$ ) representa el tiempo en que una gota de agua tarda para transportarse hasta el punto de salida de su cuenca o área de drenaje (Chow, 1993).

Existen diferentes métodos para el cálculo de  $t_c$ ; sin embargo, el Consorcio recomienda el uso de la formulación de Témez (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2008), la misma que se aplica para cuencas con áreas menores a los 3,000 kilómetros cuadrados, pendientes menores al 4% y valor de  $t_c$  que oscile entre 15 minutos a 24 horas, características que describen al área de estudio.

La formulación de Témez es la siguiente:

$$t_c = 0.3 \left[ \frac{L}{S^{0.25}} \right]^{0.76}$$

Donde  $L$  es la longitud del cauce con un valor igual a 18.99 kilómetros;  $S$ , la pendiente media del cauce, igual a 0.03506 (adimensional).

$$t_c = 0.3 \left[ \frac{18.99}{0.03506^{0.25}} \right]^{0.76} = 5.31 \text{ horas} = 318.74 \text{ minutos}$$

## Curva IDF

Las curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia (en adelante, *IDF*) representan el estado de las lluvias, siendo la unión de las curvas de Intensidad y Duración (en adelante, *ID*) de diferentes valores de *T*.

La intensidad es la tasa temporal de precipitación (milímetros/hora), pudiendo ser intensidad instantánea o intensidad promedio sobre la duración de la precipitación. Se busca obtener la intensidad promedio (en adelante, *I*).

El valor de *I* (milímetros/hora) viene descrito por la siguiente ecuación:

$$I = \frac{P_{mm}}{T_d}$$

Donde el valor de  $P_{mm}$  es la precipitación de la lluvia (milímetros), y el de  $T_d$ , el tiempo de duración de la lluvia (horas).

Las curvas *ID* se desarrollan a partir de la siguiente formulación:

$$I = \frac{K \times T^m}{(t_c)^n}$$

*k*, *m*, y *n* son los parámetros de ajuste de lluvia que dependen de *T*.

### Método de coeficientes para lluvias de 24 horas

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (2008) permite el uso de coeficientes para relacionar el tiempo de duración de lluvias con las precipitaciones máximas en 24 horas. Se presentan estos valores en la **Tabla 13**.

Tabla 13: Coeficientes de duración de lluvia de 24 horas. *Fuente:* Adaptado de MTC, 2008.

Duración (horas)	Coefficiente de duración
1	0.30
2	0.39
3	0.46
4	0.52
5	0.57
6	0.61
8	0.68
12	0.80
18	0.91
24	1.00

Relacionando las precipitaciones máximas diarias para diferentes  $T$  con los coeficientes de lluvia de diferentes duraciones, se obtienen las curvas  $ID$ , presentadas en los **Gráficos 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8**, correspondientes a  $T$  iguales a 10, 25, 50, 100, 500, 1,000, 5,000 y 10,000 años, respectivamente. El **Gráfico 9** representa a la curva  $IDF$ .

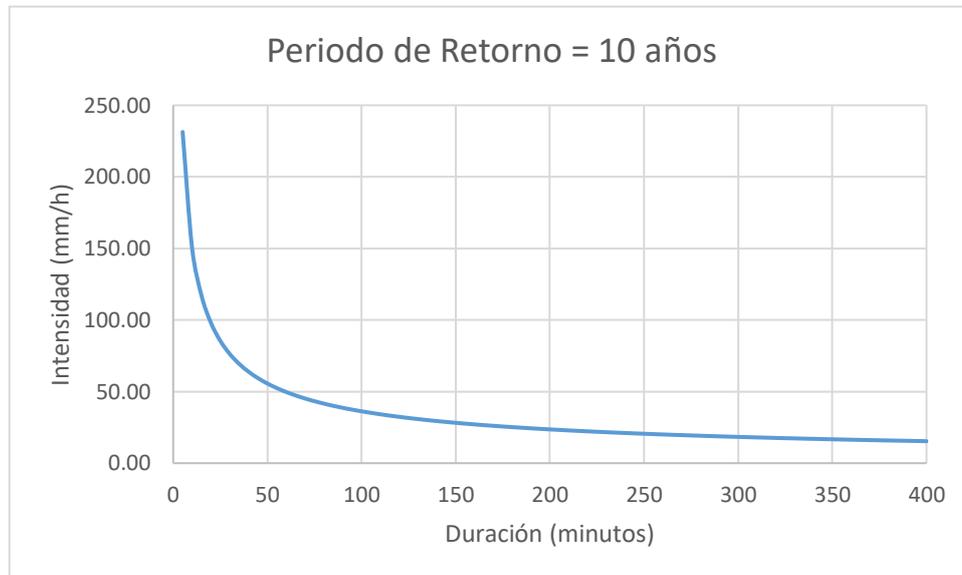


Gráfico 1: Curva ID para  $T=10$  años. *Fuente:* Elaboración propia.

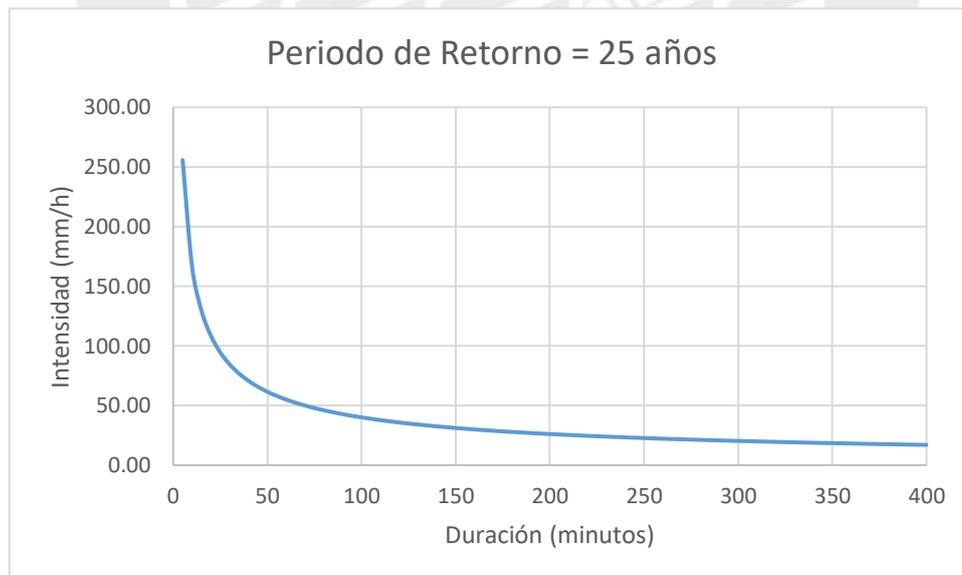


Gráfico 2: Curva ID para  $T=25$  años. *Fuente:* Elaboración propia.

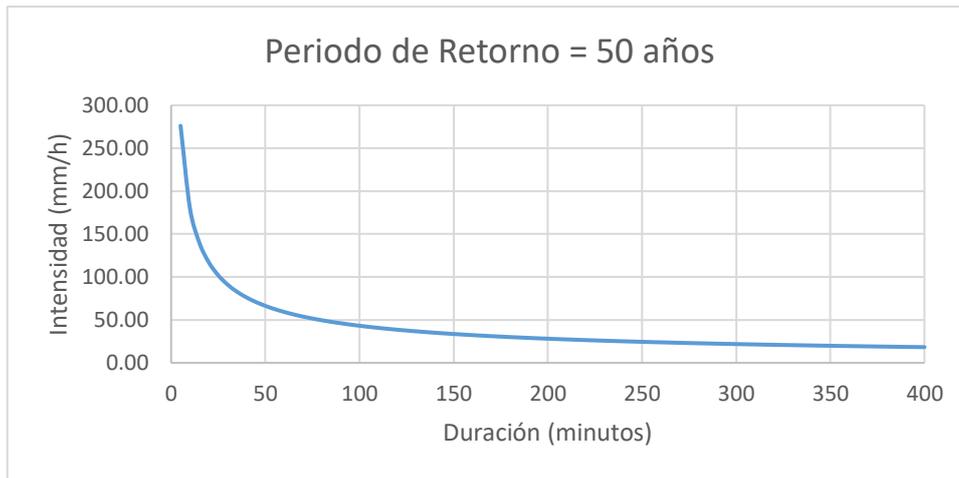


Gráfico 3: Curva ID para T=50 años. *Fuente:* Elaboración propia.

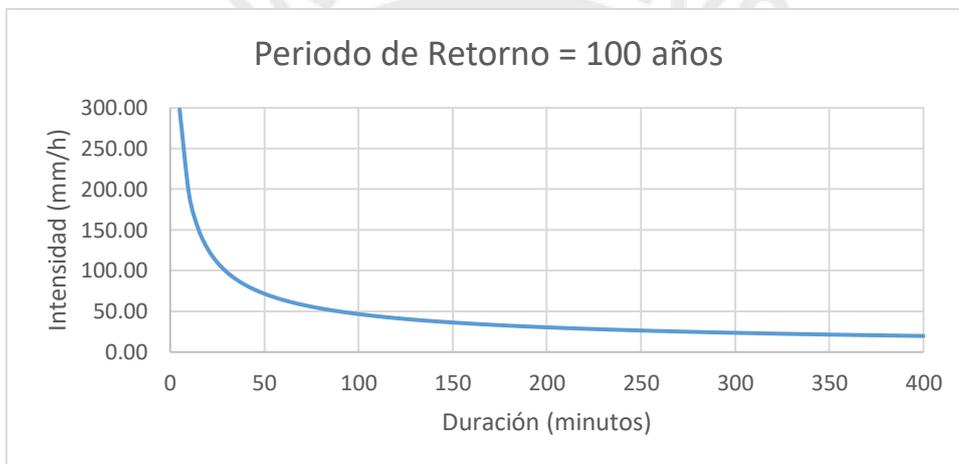


Gráfico 4: Curva ID para T=100 años. *Fuente:* Elaboración propia

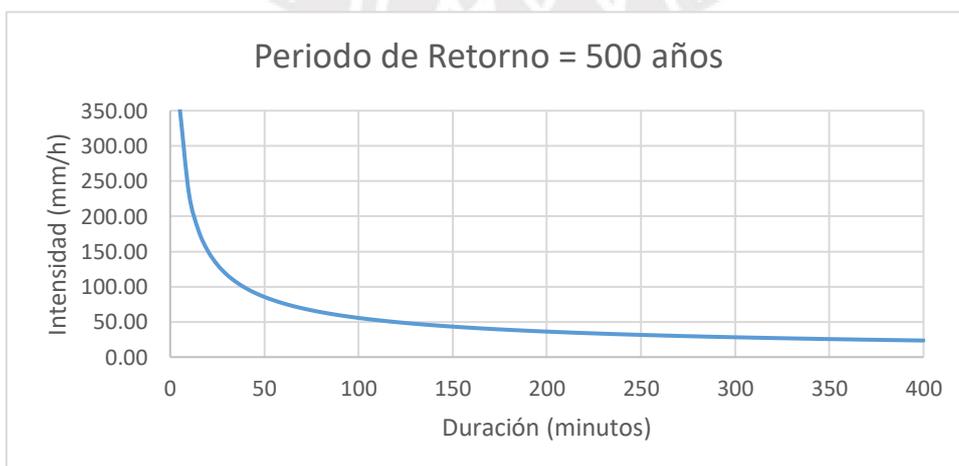


Gráfico 5: Curva ID para T=500 años. *Fuente:* Elaboración propia

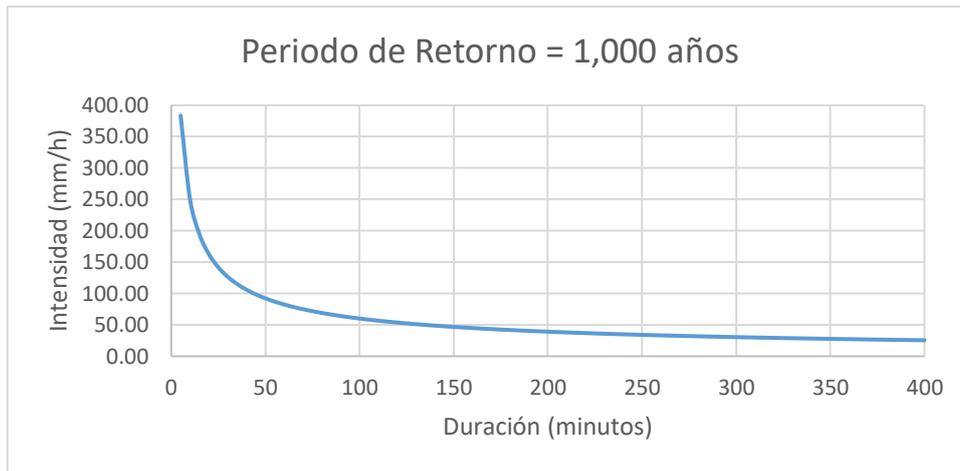


Gráfico 6: Curva ID para T=1,000 años. *Fuente:* Elaboración propia.

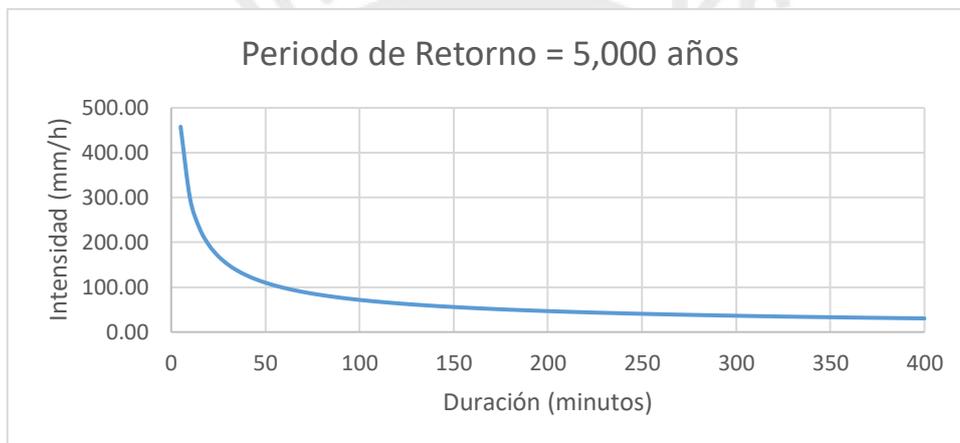


Gráfico 7: Curva ID para T=5,000 años. *Fuente:* Elaboración propia.

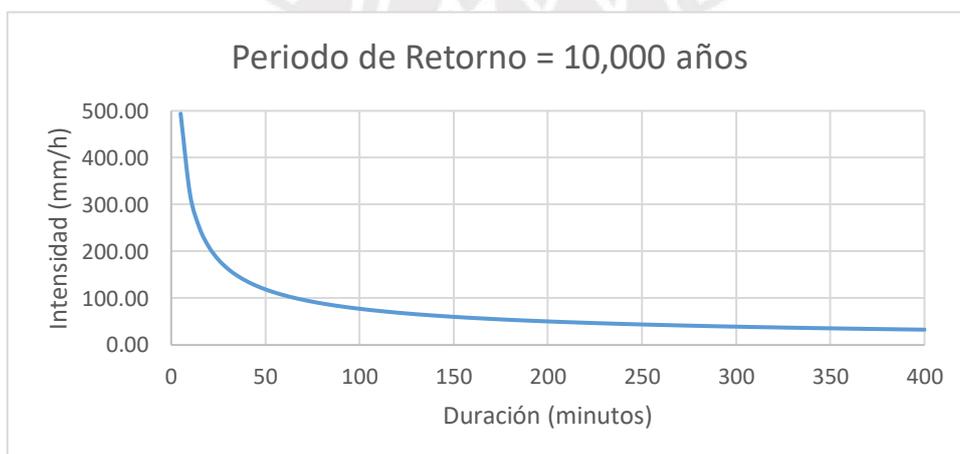


Gráfico 8: Curva ID para T=10,000 años. *Fuente:* Elaboración propia.

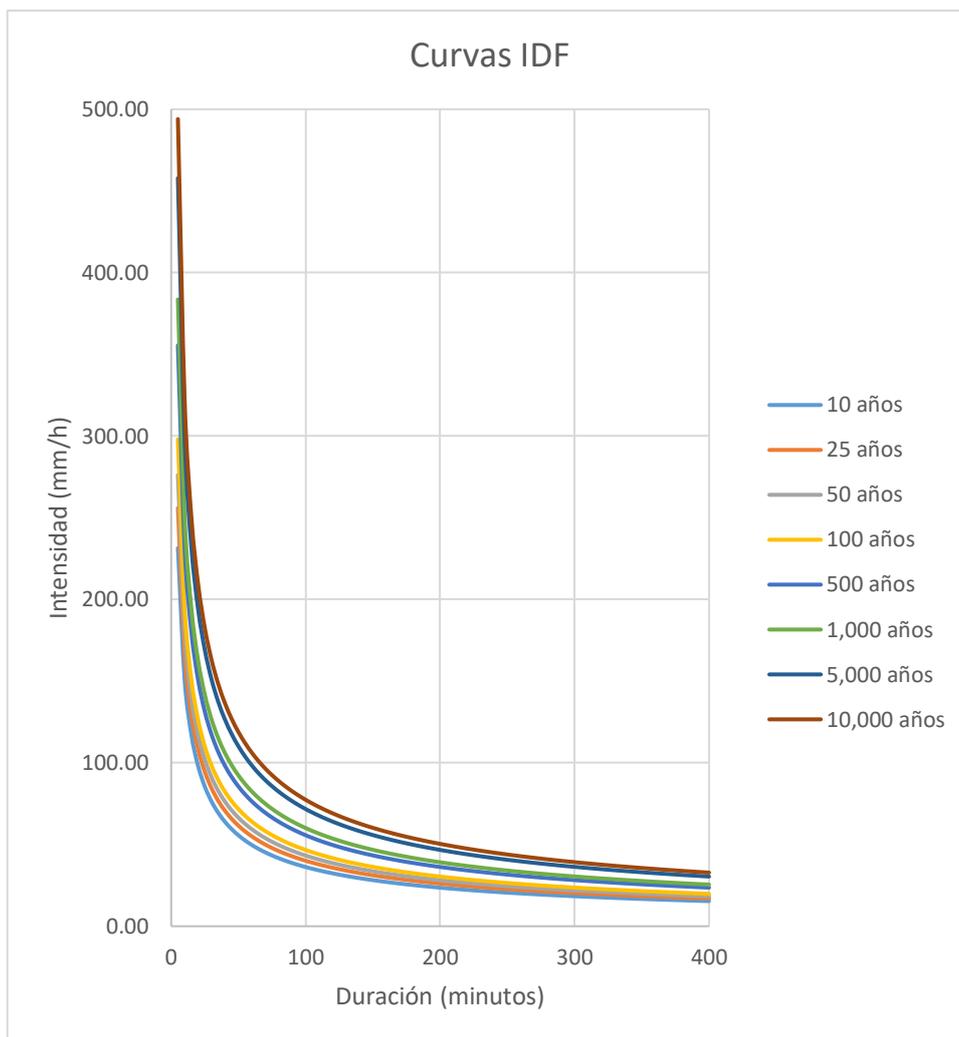


Gráfico 9: Curva IDF. Fuente: Elaboración propia.

### Intensidades máximas

La lluvia de proyecto tiene el mismo tiempo de duración que el  $t_c$ . El  $t_c$  tiene como objetivo cortar el eje de las abscisas del **Gráfico 9**, el de la curva *IDF*, y así, en el eje de las ordenadas, obtener el valor de  $I$  para los diferentes valores de  $T$ .

Se observan los valores de  $I$  para diferentes  $T$  en la **Tabla 14**.

Tabla 14: Intensidad de lluvia para diferentes periodos de retorno. Fuente: Elaboración propia.

Periodo de retorno (años)	Intensidad (mm./hora)
10	17.68
25	19.56
50	21.10
100	22.77
500	27.17
1,000	29.32
5,000	34.99
10,000	37.76

## Hietogramas

El hietograma es un gráfico que, para un determinado valor de  $T$ , visualiza precipitaciones alternadas, mostrando en el centro la de mayor valor. El gráfico se obtiene a partir de la información de las curvas  $ID$  mediante el método del bloque alterno (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2008).

El método reparte la precipitación en “ $n$ ” intervalos de tiempos (en adelante,  $\Delta t$ ) sucesivos. En este caso, el valor del número de intervalos es igual a 11; por lo que, el tiempo de cada  $\Delta t$  será igual a 30 minutos.

$$t_c = n \times \Delta t$$

Con los valores del instante en que se encuentra la lluvia y su intensidad se pueden calcular las precipitaciones acumuladas (milímetros).

$$Precipitación_{acumulada} = \frac{\sum_{i=1}^{11} \Delta t \times I_i}{60}$$

El cálculo de la precipitación se desarrolla a partir de la siguiente expresión:

$$Precipitación_i = Precipitación_{acumulada}(i) - Precipitación_{acumulada}(i - 1)$$

Finalmente, el último paso a realizar es alternar los valores de la precipitación. En el centro se ubica el valor máximo y los demás van descendiendo alternativamente hacia los lados extremos.

A continuación, en las **Tablas 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21 y 22** se presentan los hietogramas correspondientes a los **Gráficos 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16 y 17**, de los  $T$  iguales a 10, 25, 50, 100, 500, 1,000, 5,000 y 10,000 años, respectivamente.

Tabla 15: Hietograma para T=10 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Instante (min)	Intensidad (mm./hora)	Precipitación acumulada (mm.)	Precipitación (mm.)	Precipitación alternada (mm.)
30	76.98	38.49	38.49	3.47
60	50.21	50.21	11.72	3.95
90	39.11	58.66	8.45	4.66
120	32.75	65.51	6.84	5.85
150	28.54	71.36	5.85	8.45
180	25.51	76.53	5.17	38.49
210	23.20	81.19	4.66	11.72
240	21.37	85.46	4.27	6.84
270	19.87	89.41	3.95	5.17
300	18.62	93.10	3.69	4.27
330	17.56	96.57	3.47	3.69

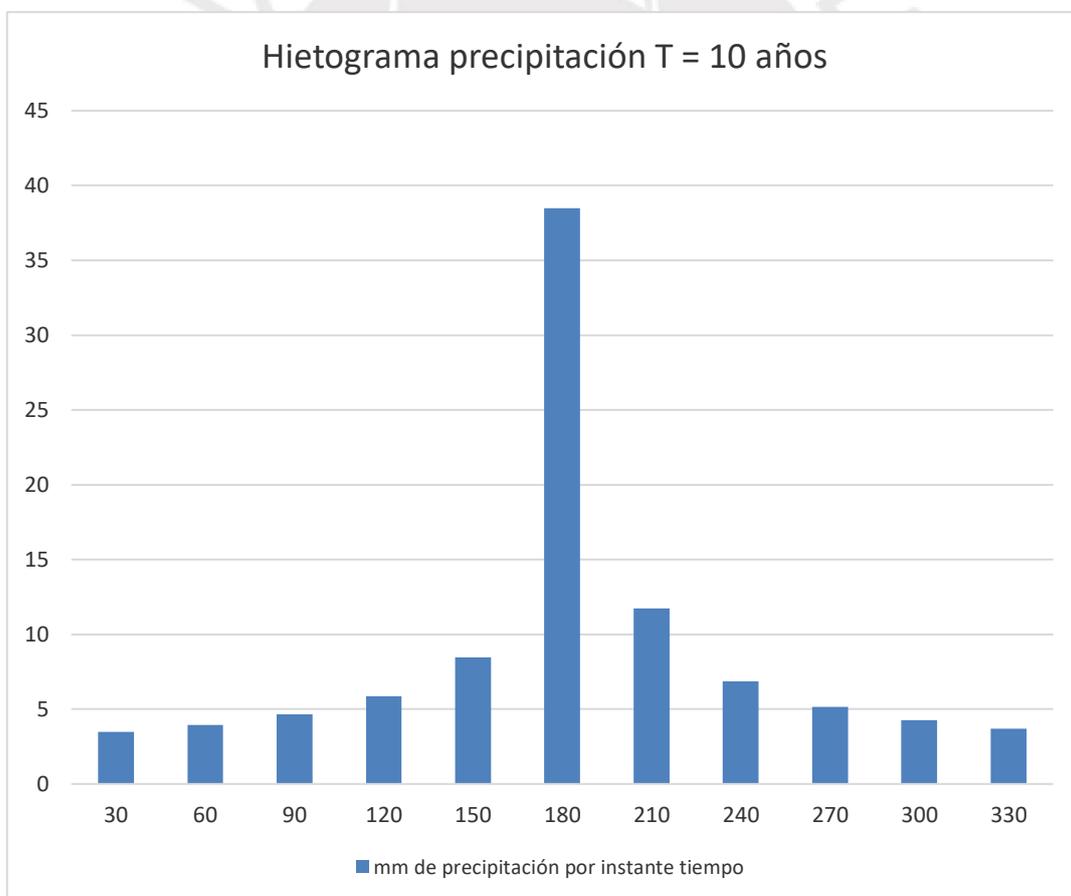
Gráfico 10: Hietograma para T=10 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Tabla 16: Hietograma para T=25 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Instante (min)	Intensidad (mm./hora)	Precipitación acumulada (mm.)	Precipitación (mm.)	Precipitación alternada (mm.)
30	85.13	42.56	42.56	3.83
60	55.53	55.53	12.96	4.37
90	43.25	64.87	9.34	5.16
120	36.22	72.44	7.57	6.47
150	31.57	78.92	6.47	9.34
180	28.21	84.63	5.72	42.56
210	25.65	89.79	5.16	12.96
240	23.63	94.51	4.72	7.57
270	21.97	98.88	4.37	5.72
300	20.59	102.95	4.08	4.72
330	19.42	106.79	3.83	4.08

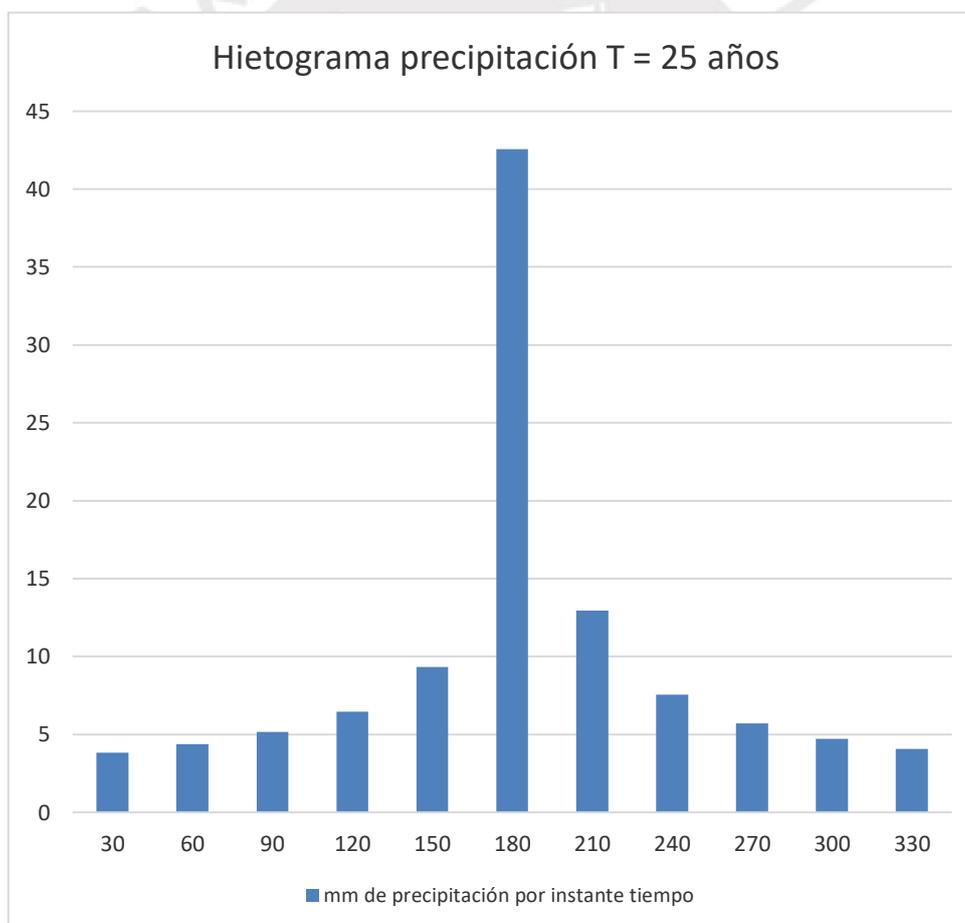
Gráfico 11: Hietograma para T=25 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Tabla 17: Hietograma para T=50 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Instante (min)	Intensidad (mm./hora)	Precipitación acumulada (mm.)	Precipitación (mm.)	Precipitación alternada (mm.)
30	91.86	45.93	45.93	4.14
60	59.92	59.92	13.99	4.71
90	46.67	70.00	10.08	5.56
120	39.09	78.17	8.17	6.99
150	34.06	85.16	6.99	10.08
180	30.44	91.33	6.17	45.93
210	27.68	96.89	5.56	13.99
240	25.50	101.98	5.09	8.17
270	23.71	106.70	4.71	6.17
300	22.22	111.10	4.40	5.09
330	20.95	115.23	4.14	4.40

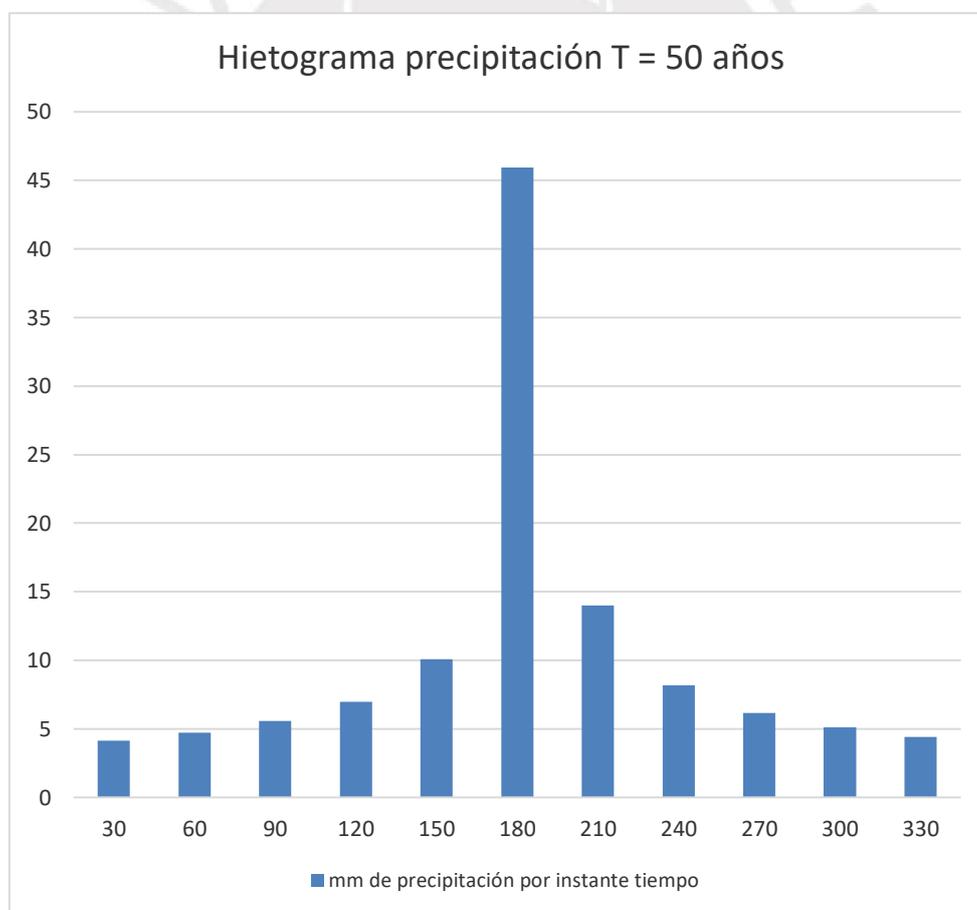
Gráfico 12: Hietograma para T=50 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Tabla 18: Hietograma para T=100 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Instante (min)	Intensidad (mm/ora)	Precipitación acumulada (mm.)	Precipitación (mm.)	Precipitación alternada (mm.)
30	99.12	49.56	49.56	4.46
60	64.66	64.66	15.10	5.09
90	50.36	75.54	10.88	6.00
120	42.18	84.35	8.81	7.54
150	36.76	91.89	7.54	10.88
180	32.85	98.55	6.66	49.56
210	29.87	104.55	6.00	15.10
240	27.51	110.05	5.50	8.81
270	25.59	115.13	5.09	6.66
300	23.98	119.88	4.75	5.50
330	22.61	124.35	4.46	4.75

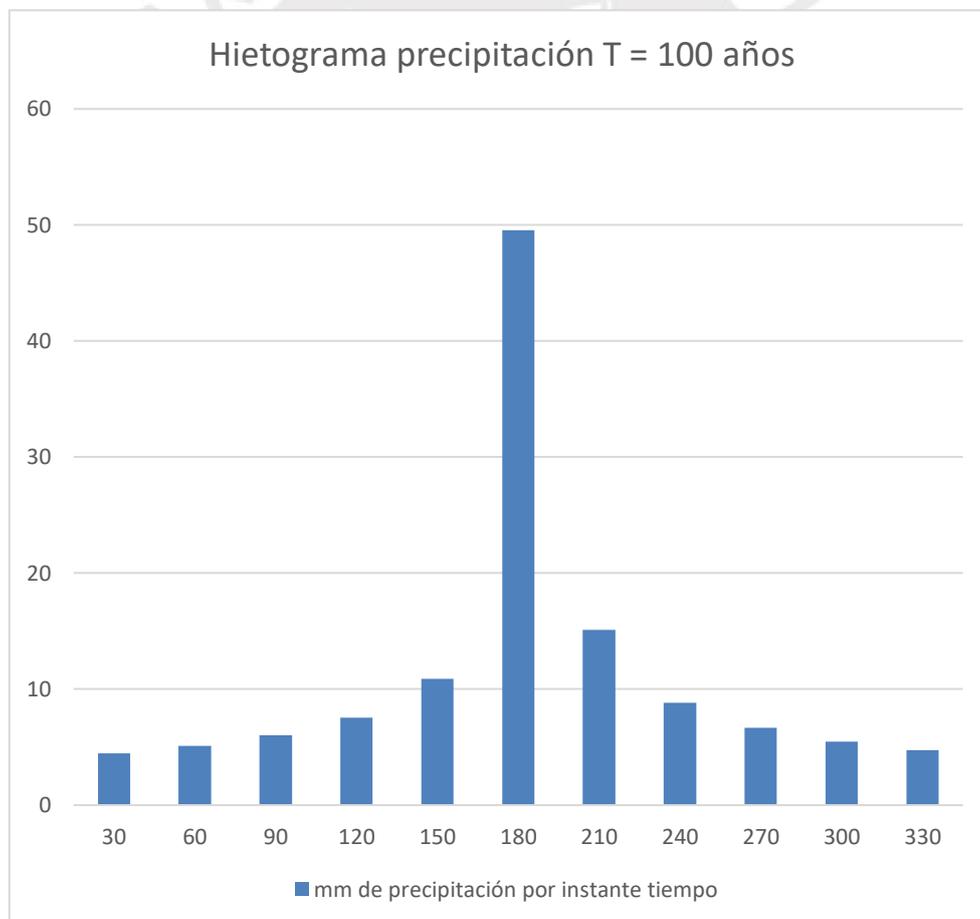
Gráfico 13: Hietograma para T=100 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Tabla 19: Hietograma para T=500 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Instante (min)	Intensidad (mm./hora)	Precipitación acumulada (mm.)	Precipitación (mm.)	Precipitación alternada (mm.)
30	118.29	59.14	59.14	5.33
60	77.16	77.16	18.02	6.07
90	60.10	90.14	12.99	7.16
120	50.33	100.66	10.52	9.00
150	43.86	109.66	9.00	12.99
180	39.20	117.60	7.94	59.14
210	35.65	124.77	7.16	18.02
240	32.83	131.32	6.56	10.52
270	30.53	137.39	6.07	7.94
300	28.61	143.06	5.67	6.56
330	26.98	148.39	5.33	5.67

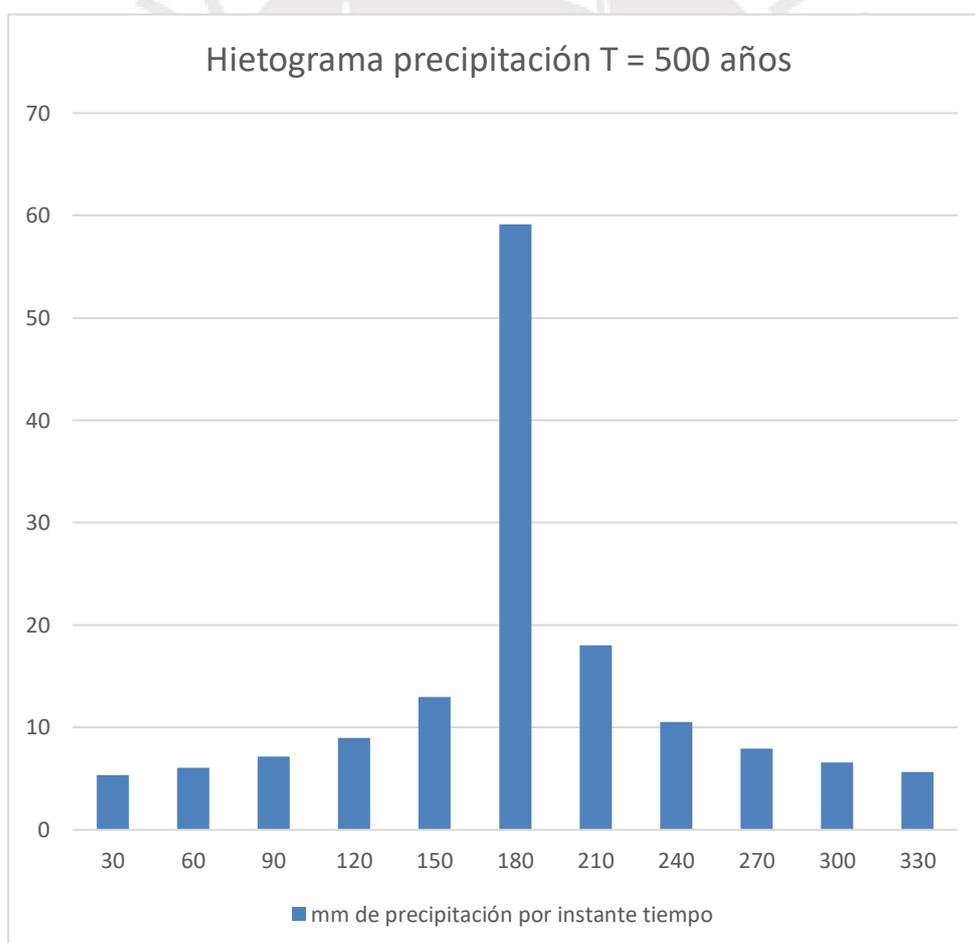
Gráfico 14: Hietograma para T=100 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Tabla 20: Hietograma para T=1,000 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Instante (min)	Intensidad (mm./hora)	Precipitación acumulada (mm.)	Precipitación (mm.)	Precipitación alternada (mm.)
30	127.64	63.82	63.82	5.75
60	83.26	83.26	19.44	6.55
90	64.85	97.27	14.01	7.73
120	54.31	108.62	11.35	9.71
150	47.33	118.33	9.71	14.01
180	42.30	126.90	8.57	63.82
210	38.47	134.63	7.73	19.44
240	35.43	141.71	7.08	11.35
270	32.95	148.26	6.55	8.57
300	30.87	154.37	6.12	7.08
330	29.11	160.12	5.75	6.12

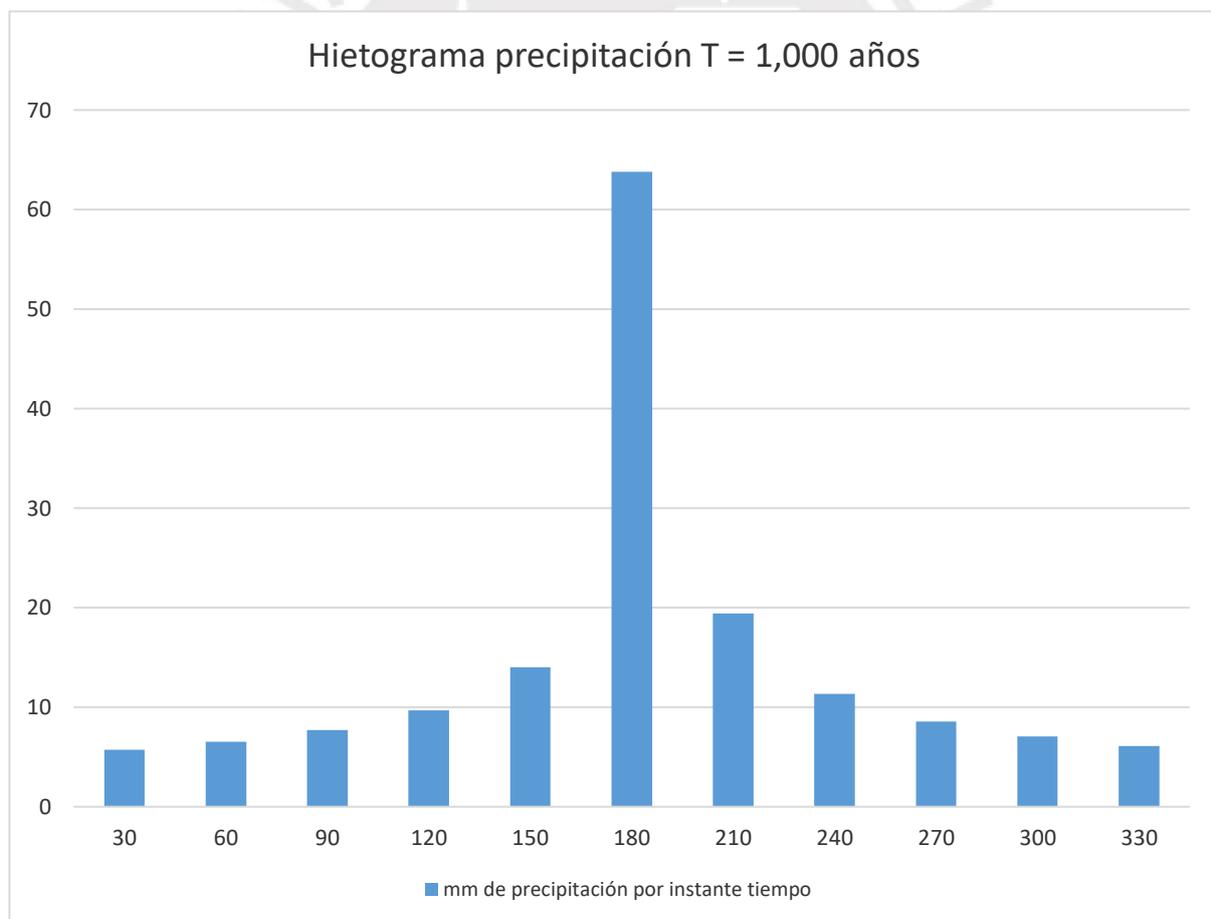
Gráfico 15: Hietograma para T=1,000 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Tabla 21: Hietograma para T=5,000 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Instante (min)	Intensidad (mm./horas)	Precipitación acumulada (mm.)	Precipitación (mm.)	Precipitación alternada (mm.)
30	152.32	76.16	76.16	6.86
60	99.36	99.36	23.20	7.82
90	77.39	116.08	16.72	9.23
120	64.81	129.62	13.54	11.58
150	56.48	141.21	11.58	16.72
180	50.48	151.44	10.23	76.16
210	45.90	160.66	9.23	23.20
240	42.28	169.10	8.44	13.54
270	39.32	176.92	7.82	10.23
300	36.84	184.22	7.30	8.44
330	34.74	191.08	6.86	7.30

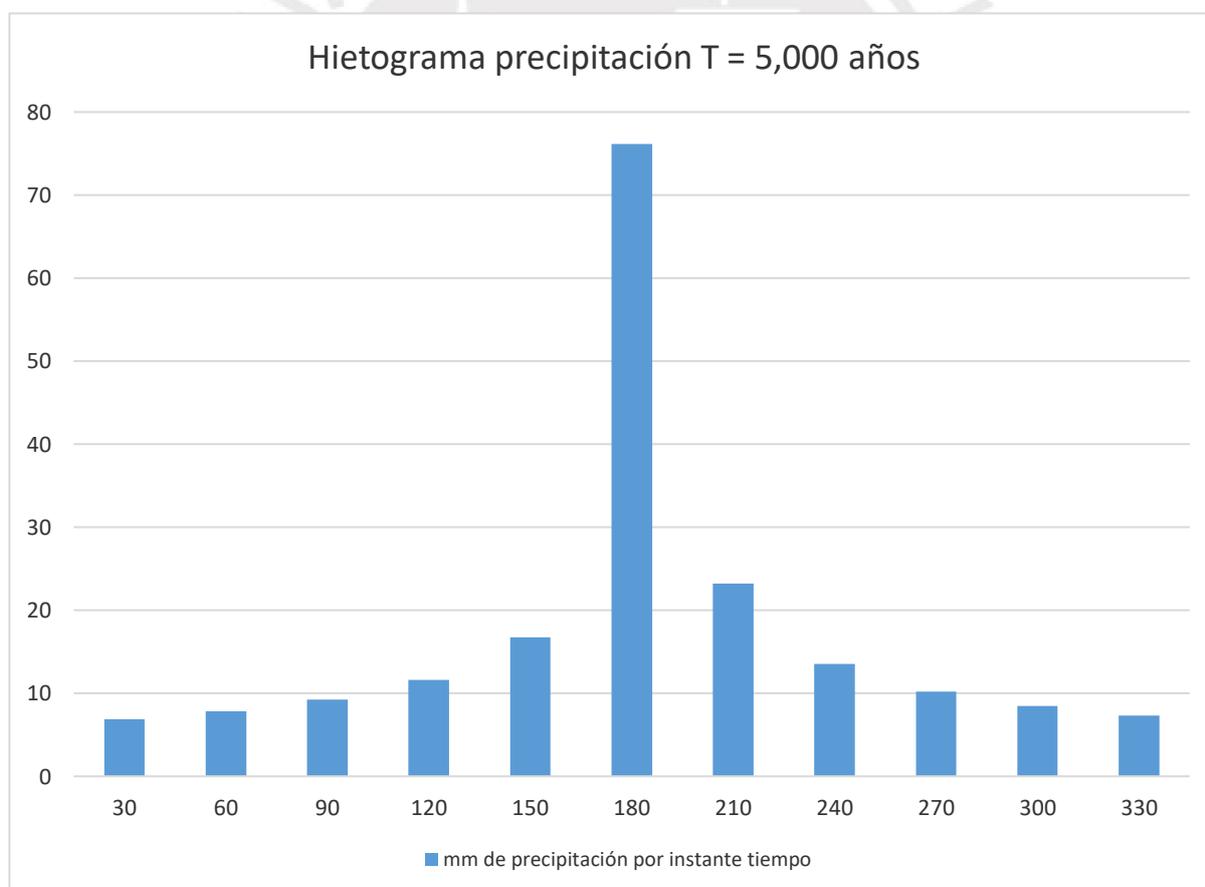
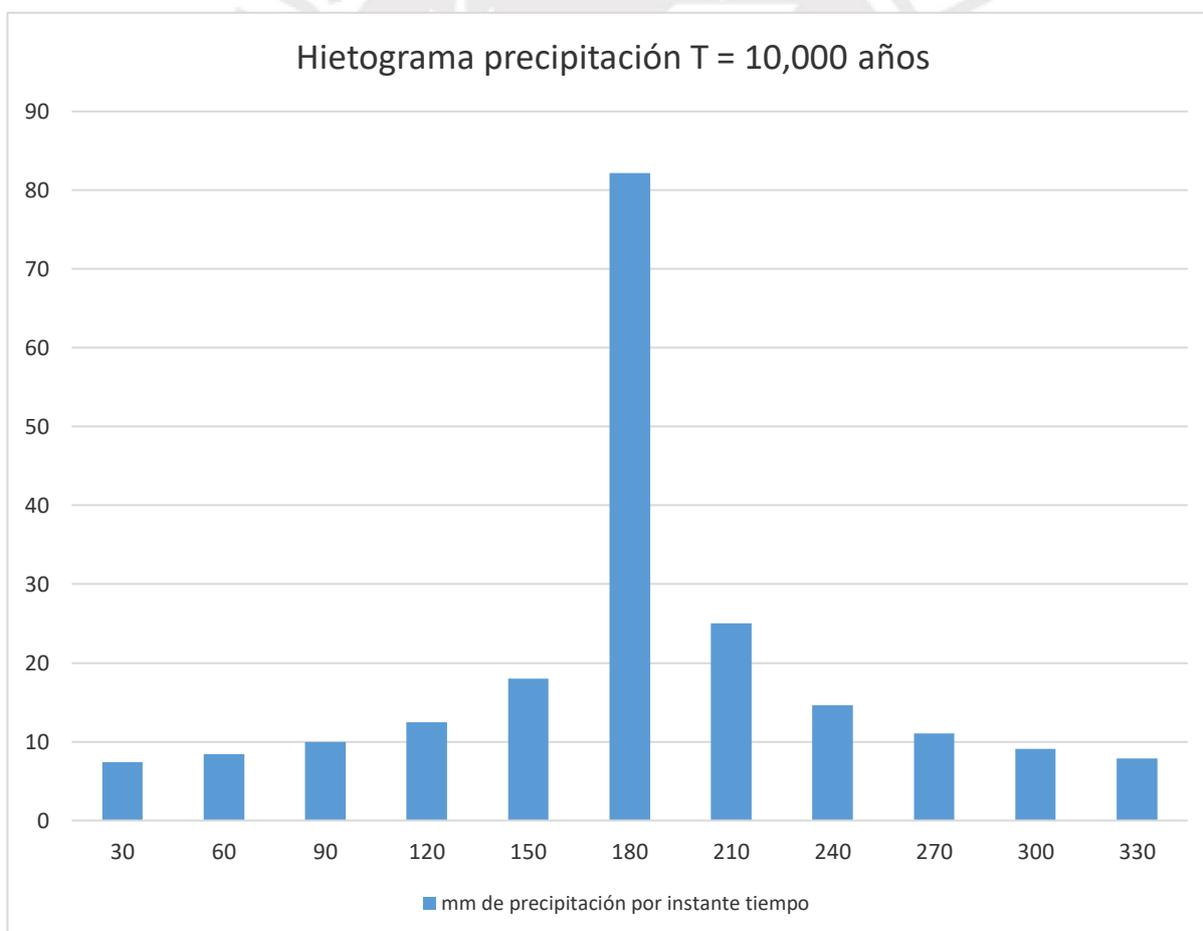
Gráfico 16: Hietograma para T=5,000 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Tabla 22: Hietograma para T=10,000 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Instante (min)	Intensidad (mm./hora)	Precipitación acumulada (mm.)	Precipitación (mm.)	Precipitación alternada (mm.)
30	164.36	82.18	82.18	7.40
60	107.22	107.22	25.03	8.43
90	83.51	125.26	18.04	9.95
120	69.94	139.87	14.61	12.50
150	60.95	152.37	12.50	18.04
180	54.47	163.41	11.04	82.18
210	49.53	173.37	9.95	25.03
240	45.62	182.48	9.11	14.61
270	42.43	190.91	8.43	11.04
300	39.76	198.79	7.87	9.11
330	37.49	206.19	7.40	7.87

Gráfico 17: Hietograma para T=10,000 años. *Fuente:* Elaboración propia.

### Cálculo de pérdidas de la cuenca

Con el propósito de obtener el caudal punta es necesario conocer algunos parámetros; uno de ellos es el coeficiente de escorrentía (en adelante,  $C$ ), el cual representa las pérdidas de la cuenca. La formulación de  $C$  se describe a continuación:

$$C = \frac{(P_d - P_o) \times (P_d + 23 P_o)}{(P_d + 11 P_o)^2}$$

Donde  $P_d$  es el valor de la precipitación máxima diaria (milímetros), y  $P_o$ , el umbral de escorrentía (milímetros).

Los valores de  $P_d$  son iguales a los de precipitación máxima, mostrados en la última columna de la **Tabla 10**. Los valores de  $P_o$  se calculan a partir de la siguiente expresión:

$$P_o = \frac{5,000}{CN} - 50 = [mm.]$$

El Número de Curva (de sus siglas en inglés Curve Number, en adelante,  $CN$ ) es un valor adimensional, desarrollado por el método del número de curva del Servicio de Conservación del Suelo (de sus siglas en inglés Soil Conservation Service, en adelante, SCS) del Departamento de Agricultura de Estados Unidos (de sus siglas en inglés United States Department of Agriculture, en adelante, USDA).

El valor de  $CN$ , de los estudios del Consorcio, es igual a 46, a partir del cual se puede obtener el valor de  $P_o$ .

$$P_o = \frac{5000}{46} - 50 = 58.70 \text{ mm.}$$

La **Tabla 23** representa los diferentes valores de  $C$  para diferentes valores de  $T$ .

Tabla 23: Coeficientes de escorrentía para diferentes periodos de retorno. *Fuente:* Elaboración propia.

Periodos de retorno	Coficiente de escorrentía
10	0.23
25	0.29
50	0.34
100	0.38
500	0.45
1000	0.48
5,000	0.54
10,000	0.56

## Cálculo de hidrogramas

Para formar hidrogramas unitarios, se parte de la información del apartado *Hietogramas* del presente anexo.

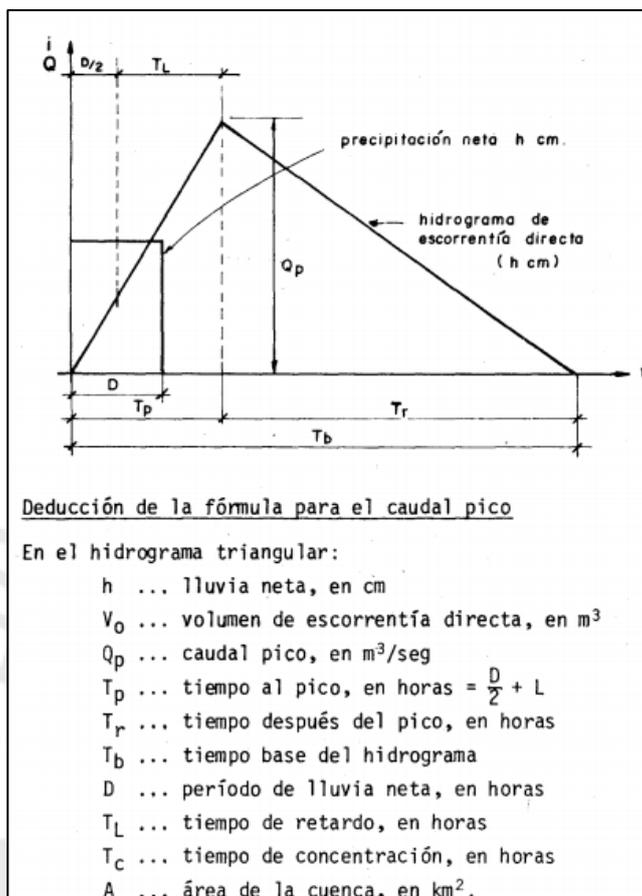


Figura 15: Variables y croquis del diagrama unitario.

Fuente: Chereque Morán, 1989.

El cálculo de los hidrogramas para diferentes valores de  $T$  se realiza mediante el método del hidrograma sintético triangular (Chereque, 1989; Garrote & Martín, 2013; Gribbin, 2017; Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2008; Muñoz, 2015).

El método usado consiste en formar hidrogramas unitarios triangulares, para lo cual se debe contar con la siguiente información:

- Área de la cuenca: 31 kilómetros cuadrados.
- $t_c$ : 5.31 horas, redondeándose su valor a 5.5 horas.
- Duración de lluvia neta: igual al valor de  $\Delta t$  (0.5 horas).
- $\psi$ , constante del método del hidrograma sintético triangular, igual a 1.67.

Las variables descritas se presentan en la **Figura 15**.

Se describe a continuación las variables para el cálculo del hidrograma triangular:

$$T_L = 0.6 \times t_c$$

$$T_p = \frac{\Delta t}{2} + T_L = \frac{\Delta t}{2} + 0.6 \times t_c$$

$$T_b = T_p + \psi \times T_p = T_p \times (1 + \psi) = 2.67 \times T_p$$

$T_L$  es el tiempo de retardo (horas),  $T_p$ , el tiempo pico del hidrograma (horas); y  $T_b$ , el tiempo base del hidrograma (horas). El caudal pico (en adelante,  $Q_p$ ) es el vértice superior del hidrograma y su cálculo depende del área de la cuenca, lluvia neta (en adelante,  $h$ ) y del  $T_p$ .

$$Q_p = \frac{2.08 \times \text{Área} \times h}{T_p}$$

Por su parte,  $h$  es el valor de la precipitación alternada de cada uno de los hidrogramas.

Los valores de  $Q_p$ , para diferentes valores de  $h$ , no se suman directamente, ya que se encuentran desfasados un tiempo  $\Delta t$ . Por lo tanto, es necesaria una interpolación de datos al sumar los hidrogramas triangulares sintéticos para obtener así el hidrograma unitario deseado.

#### Hidrograma unitario para T=10 años

Partiendo de los datos del hidrograma para  $T$  igual a 10 años, descrito en el **Gráfico 10**, se crean 11 intervalos, al igual que el número de datos de precipitación alternada señalados en la **Tabla 15**, los cuales describen diferentes momentos de la lluvia. Para cada uno de los intervalos se calcula los valores de  $h$  y  $Q_p$ ; es decir, los que corresponden a cada valor de precipitación alternada. Estos resultados se presentan en la **Tabla 24**.

Tabla 24: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del hidrograma de T=10 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Intervalo	h (cm)	Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /s)
1	0.3467	1.448
2	0.3950	1.650
3	0.4662	1.948
4	0.5854	2.446
5	0.8450	3.530
6	3.8488	16.079
7	1.1724	4.898
8	0.6845	2.859
9	0.5170	2.160
10	0.4267	1.783
11	0.3688	1.541

Como paso siguiente, se ordenan los hidrogramas triangulares, ya que cada uno de ellos está desfasado un tiempo  $\Delta t$ . Los extremos izquierdo y derecho del hidrograma triangular representan dos vértices del triángulo y tienen un valor nulo, mientras que el tercer vértice es igual a  $Q_p$ . Estos resultados se muestran en la **Tabla 25**.

Tabla 25: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de T=10 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Intervalo	Tiempo (horas)	Caudal (m3/s)	Tiempo (minutos)
	0	0	0
1	3.55	1.448316095	213
	9.4785	0	568.71
2	0.5	0	30
	4.05	1.65012004	243
3	9.9785	0	598.71
	1	0	60
4	4.55	1.947627001	273
	10.4785	0	628.71
5	1.5	0	90
	5.05	2.445738909	303
6	10.9785	0	658.71
	2	0	120
7	5.55	3.530145256	333
	11.4785	0	688.71
8	2.5	0	150
	6.05	16.0787474	363
9	11.9785	0	718.71
	3	0	180
10	6.55	4.897679197	393
	12.4785	0	748.71
11	3.5	0	210
	7.05	2.859395273	423
12	12.9785	0	778.71
	4	0	240
13	7.55	2.159708954	453
	13.4785	0	808.71
14	4.5	0	270
	8.05	1.782756565	483
15	13.9785	0	838.71
	5	0	300
16	8.55	1.540605046	513
	14.4785	0	868.71

Luego, se procede a sumar los triángulos formando un hidrograma unitario. Los resultados pueden observarse en la **Tabla 26**.

Tabla 26: Hidrograma de entrada para  $T=10$  años. *Fuente:* Elaboración propia.

Tiempo (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
0	0	393	33.05243
30	0.20399	423	31.52873
60	0.64039	453	29.36115
90	1.35110	483	26.70723
120	2.40628	513	23.65187
150	3.95867	568.71	17.33384
180	7.77567	598.71	14.05370
210	12.28248	628.71	10.91274
213	12.77344	658.71	7.93604
240	16.89851	688.71	5.16560
243	17.38726	718.71	2.69289
270	21.45168	748.71	1.57624
273	21.92839	778.71	0.87265
300	25.82407	808.71	0.41022
303	26.27862	838.71	0.12993
333	30.27340	868.71	0
363	33.47324		

De igual forma, se desarrollan los hidrogramas unitarios para diferentes valores de  $T$ .

#### Hidrograma unitario para $T=25$ años

La **Tabla 27** presenta los valores de  $h$  y  $Q_p$  para diferentes intervalos de tiempo a partir del hidrograma correspondiente a un  $T$  de 25 años.

Tabla 27: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del hidrograma de  $T=25$  años. *Fuente:* Elaboración propia.

INTERVALO	$h$ (cm)	$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)
1	0.3834	2.0195
2	0.4368	2.3008
3	0.5156	2.7157
4	0.6474	3.4102
5	0.9345	4.9222
6	4.2563	22.4193
7	1.2965	6.8291
8	0.7569	3.9870
9	0.5717	3.0114
10	0.4719	2.4858
11	0.4078	2.1481

La **Tabla 28** presenta los hidrogramas triangulares sintéticos, a partir de los datos del hietograma de la **Tabla 27**.

Tabla 28: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de  $T=25$  años. *Fuente:* Elaboración propia.

Intervalo	Tiempo (horas)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (minutos)
	0	0	0
1	3.55	2.019453243	213
	9.4785	0	568.71
2	0.5	0	30
	4.05	2.300837696	243
3	9.9785	0	598.71
	1	0	60
4	4.55	2.715665232	273
	10.4785	0	628.71
5	1.5	0	90
	5.05	3.410205402	303
6	10.9785	0	658.71
	2	0	120
7	5.55	4.922242673	333
	11.4785	0	688.71
8	2.5	0	150
	6.05	22.41933146	363
9	11.9785	0	718.71
	3	0	180
10	6.55	6.829057672	393
	12.4785	0	748.71
11	3.5	0	210
	7.05	3.986985354	423
12	12.9785	0	778.71
	4	0	240
13	7.55	3.011380779	453
	13.4785	0	808.71
14	4.5	0	270
	8.05	2.485778856	483
15	13.9785	0	838.71
	5	0	300
16	8.55	2.148135941	513
	14.4785	0	868.71

La **Tabla 29** muestra el hidrograma unitario correspondiente al  $T$  igual a 25 años.

Tabla 29: Hidrograma de entrada para T=25 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Tiempo (min)	Caudal (m3/s)	Tiempo (min)	Caudal (m3/s)
0	0	393	46.0865054
30	0.28443003	423	43.9619474
60	0.89292172	453	40.9395863
90	1.88390146	483	37.2391122
120	3.35519182	513	32.9788819
150	5.5197558	568.71	24.1693574
180	10.8419721	598.71	19.5957198
210	17.1260275	628.71	15.2161311
213	17.8105878	658.71	11.0655772
240	23.5623575	688.71	7.20263439
243	24.2438568	718.71	3.75482549
270	29.9110513	748.71	2.19782637
273	30.5757506	778.71	1.21677881
300	36.0076733	808.71	0.57198707
303	36.6414757	838.71	0.18117027
333	42.211578	868.71	0
363	46.6732727		

#### Hidrograma unitario para T=50 años

La **Tabla 30** presenta los valores de  $h$  y  $Q_p$  para diferentes intervalos de tiempo a partir del hietograma correspondiente a un  $T$  de 50 años.

Tabla 30: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del Hietograma de T=50 años. *Fuente:* Elaboración propia.

INTERVALO	h (cm)	Qp (m3/s)
1	0.4137	2.5549
2	0.4714	2.9109
3	0.5563	3.4357
4	0.6986	4.3144
5	1.0084	6.2273
6	4.5929	28.3636
7	1.3990	8.6397
8	0.8168	5.0441
9	0.6169	3.8098
10	0.5092	3.1449
11	0.4401	2.7177

La **Tabla 31** presenta los hidrogramas triangulares sintéticos, a partir de datos del hietograma de la **Tabla 30**.

Tabla 31: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de T=50 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Intervalo	Tiempo (horas)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (minutos)
	0	0	0
1	3.55	2.55489296	213
	9.4785	0	568.71
2	0.5	0	30
	4.05	2.91088395	243
3	9.9785	0	598.71
	1	0	60
4	4.55	3.435699246	273
	10.4785	0	628.71
5	1.5	0	90
	5.05	4.314390445	303
6	10.9785	0	658.71
	2	0	120
7	5.55	6.227330689	333
	11.4785	0	688.71
8	2.5	0	150
	6.05	28.36361392	363
9	11.9785	0	718.71
	3	0	180
10	6.55	8.639720396	393
	12.4785	0	748.71
11	3.5	0	210
	7.05	5.044098371	423
12	12.9785	0	778.71
	4	0	240
13	7.55	3.809821089	453
	13.4785	0	808.71
14	4.5	0	270
	8.05	3.144860582	483
15	13.9785	0	838.71
	5	0	300
16	8.55	2.717694709	513
	14.4785	0	868.71

La **Tabla 32** muestra el hidrograma unitario correspondiente al  $T$  igual a 50 años.

Tabla 32: Hidrograma de entrada para T=50 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Tiempo (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
0	0	393	58.3059245
30	0.35984408	423	55.6180592
60	1.12967181	453	51.7943465
90	2.38340085	483	47.1127252

120	4.24479051	513	41.7229334
150	6.983269	568.71	30.5776434
180	13.7166227	598.71	24.7913473
210	21.6668384	628.71	19.2505503
213	22.5329036	658.71	13.9995146
240	29.8097029	688.71	9.11234759
243	30.6718956	718.71	4.75038343
270	37.8416954	748.71	2.7805601
273	38.6826336	778.71	1.53939668
300	45.5547814	808.71	0.72364426
303	46.3566308	838.71	0.22920593
333	53.4035952	868.71	0
363	59.0482678		

#### Hidrograma unitario para T=100 años

La **Tabla 33** presenta los valores de  $h$  y  $Q_p$  para diferentes intervalos de tiempo a partir del hietograma correspondiente a un  $T$  de 100 años.

Tabla 33: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del Hietograma de T=100 años. *Fuente:* Elaboración propia.

INTERVALO	h (cm)	Qp (m3/s)
1	0.4464	3.0813
2	0.5086	3.5107
3	0.6003	4.1436
4	0.7539	5.2033
5	1.0881	7.5104
6	4.9561	34.2077
7	1.5097	10.4199
8	0.8814	6.0834
9	0.6657	4.5948
10	0.5495	3.7928
11	0.4749	3.2777

La **Tabla 34** presenta los hidrogramas triangulares sintéticos, a partir de datos del hietograma de la **Tabla 33**.

Tabla 34: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de T=100 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Intervalo	Tiempo (horas)	Caudal (m3/s)	Tiempo (minutos)
	0	0	0
1	3.55	3.081309887	213
	9.4785	0	568.71
2	0.5	0	30
	4.05	3.510650206	243
	9.9785	0	598.71

	1	0	60
3	4.55	4.143599838	273
	10.4785	0	628.71
	1.5	0	90
4	5.05	5.203338904	303
	10.9785	0	658.71
	2	0	120
5	5.55	7.510426433	333
	11.4785	0	688.71
	2.5	0	150
6	6.05	34.20772822	363
	11.9785	0	718.71
	3	0	180
7	6.55	10.41987132	393
	12.4785	0	748.71
	3.5	0	210
8	7.05	6.083397788	423
	12.9785	0	778.71
	4	0	240
9	7.55	4.594806739	453
	13.4785	0	808.71
	4.5	0	270
10	8.05	3.792836004	483
	13.9785	0	838.71
	5	0	300
11	8.55	3.27765574	513
	14.4785	0	868.71

La **Tabla 35** muestra el hidrograma unitario correspondiente al  $T$  igual a 100 años.

Tabla 35: Hidrograma de entrada para  $T=100$  años. *Fuente:* Elaboración propia.

Tiempo (min)	Caudal (m3/s)	Tiempo (min)	Caudal (m3/s)
0	0	393	70.3194319
30	0.43398731	423	67.0777517
60	1.36243239	453	62.4661911
90	2.87448309	483	56.8199561
120	5.11939841	513	50.3196373
150	8.42212028	568.71	36.8779422
180	16.542832	598.71	29.8994223
210	26.1311313	628.71	23.2169848
213	27.1756429	658.71	16.8840118
240	35.9517732	688.71	10.9898799
243	36.9916144	718.71	5.72916504
270	45.6386988	748.71	3.35347409
273	46.6529061	778.71	1.85657805

300	54.9410095	808.71	0.87274585
303	55.908074	838.71	0.27643213
333	64.4070137	868.71	0
363	71.2147297		

#### Hidrograma unitario para T=500 años

La **Tabla 36** presenta los valores de  $h$  y  $Q_p$  para diferentes intervalos de tiempo a partir del hietograma correspondiente a un  $T$  de 500 años.

Tabla 36: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del Hietograma de T=500 años. *Fuente:* Elaboración propia.

INTERVALO	h (cm)	Qp (m3/s)
1	0.5327	4.3543
2	0.6070	4.9611
3	0.7164	5.8555
4	0.8996	7.3531
5	1.2985	10.6133
6	5.9143	48.3405
7	1.8015	14.7248
8	1.0518	8.5967
9	0.7944	6.4931
10	0.6558	5.3598
11	0.5667	4.6318

La **Tabla 37** presenta los hidrogramas triangulares sintéticos, a partir de datos del hietograma de la **Tabla 36**.

Tabla 37: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de T=500 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Intervalo	Tiempo (horas)	Caudal (m3/s)	Tiempo (minutos)
	0	0	0
1	3.55	4.354342299	213
	9.4785	0	568.71
2	0.5	0	30
	4.05	4.96106307	243
3	9.9785	0	598.71
	1	0	60
4	4.55	5.855513631	273
	10.4785	0	628.71
5	1.5	0	90
	5.05	7.353080189	303
6	10.9785	0	658.71
	2	0	120
7	5.55	10.61333287	333
	11.4785	0	688.71

6	2.5	0	150
	6.05	48.3405316	363
	11.9785	0	718.71
7	3	0	180
	6.55	14.72480474	393
	12.4785	0	748.71
8	3.5	0	210
	7.05	8.596732325	423
	12.9785	0	778.71
9	4	0	240
	7.55	6.493135087	453
	13.4785	0	808.71
10	4.5	0	270
	8.05	5.359832945	483
	13.9785	0	838.71
11	5	0	300
	8.55	4.631807755	513
	14.4785	0	868.71

La **Tabla 38** muestra el hidrograma unitario correspondiente al  $T$  igual a 500 años.

Tabla 38: Hidrograma de entrada para  $T=500$  años. *Fuente:* Elaboración propia.

Tiempo (min)	Caudal (m3/s)	Tiempo (min)	Caudal (m3/s)
0	0	393	99.3716595
30	0.61328765	423	94.7906904
60	1.92531657	453	88.2738797
90	4.06206573	483	80.2949224
120	7.23445998	513	71.1090196
150	11.9016898	568.71	52.1139352
180	23.3774453	598.71	42.2522641
210	36.9271169	628.71	32.809001
213	38.4031648	658.71	23.8595823
240	50.8051227	688.71	15.5303103
243	52.2745706	718.71	8.09614955
270	64.4941677	748.71	4.73895019
273	65.9273913	778.71	2.62361679
300	77.6396956	808.71	1.23331774
303	79.0062994	838.71	0.3906391
333	91.0165463	868.71	0
363	100.636846		

#### Hidrograma unitario para $T=1,000$ años

La **Tabla 39** presenta los valores de  $h$  y  $Q_p$  para diferentes intervalos de tiempo a partir del hidrograma correspondiente a un  $T$  de 1,000 años.

Tabla 39: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del Hietograma de T=1,000 años. *Fuente:* Elaboración propia.

INTERVALO	h (cm)	Qp (m3/s)
1	0.5749	5.0120
2	0.6550	5.7103
3	0.7731	6.7399
4	0.9708	8.4636
5	1.4012	12.2163
6	6.3821	55.6414
7	1.9440	16.9487
8	1.1350	9.8951
9	0.8572	7.4738
10	0.7076	6.1693
11	0.6115	5.3314

La **Tabla 40** presenta los hidrogramas triangulares sintéticos, a partir de datos del hietograma de la **Tabla 39**.

Tabla 40: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de T=1,000 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Intervalo	Tiempo (horas)	Caudal (m3/s)	Tiempo (minutos)
	0	0	0
1	3.55	5.01197941	213
	9.4785	0	568.71
2	0.5	0	30
	4.05	5.71033333	243
3	9.9785	0	598.71
	1	0	60
4	4.55	6.739872923	273
	10.4785	0	628.71
5	1.5	0	90
	5.05	8.463617231	303
6	10.9785	0	658.71
	2	0	120
7	5.55	12.21626647	333
	11.4785	0	688.71
8	2.5	0	150
	6.05	55.6414109	363
9	11.9785	0	718.71
	3	0	180
10	6.55	16.94869469	393
	12.4785	0	748.71
11	3.5	0	210
	7.05	9.895098376	423
	12.9785	0	778.71

	4	0	240
9	7.55	7.473794463	453
	13.4785	0	808.71
	4.5	0	270
10	8.05	6.169329492	483
	13.9785	0	838.71
	5	0	300
11	8.55	5.331350525	513
	14.4785	0	868.71

La **Tabla 41** muestra el hidrograma unitario correspondiente al  $T$  igual a 1,000 años.

Tabla 41: Hidrograma de entrada para  $T=1,000$  años. *Fuente:* Elaboración propia.

Tiempo (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
0	0	393	114.379779
30	0.70591259	423	109.106946
60	2.21609749	453	101.6059
90	4.67556026	483	92.4218792
120	8.32708179	513	81.8486278
150	13.6992042	568.71	59.9847124
180	26.9081451	598.71	48.6336313
210	42.5042261	628.71	37.7641504
213	44.2032018	658.71	27.4630993
240	58.4782296	688.71	17.8758559
243	60.1696085	718.71	9.31891249
270	74.2347336	748.71	5.4546747
273	75.8844172	778.71	3.01986211
300	89.3656329	808.71	1.41958594
303	90.9386352	838.71	0.44963739
333	104.762792	868.71	0
363	115.836048		

#### Hidrograma unitario para $T=5,000$ años

La **Tabla 42** presenta los valores de  $h$  y  $Q_p$  para diferentes intervalos de tiempo a partir del hidrograma correspondiente a un  $T$  de 5,000 años.

Tabla 42: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del Hidrograma de  $T=5,000$  años. *Fuente:* Elaboración propia.

INTERVALO	$h$ (cm)	$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)
1	0.6860	6.7285
2	0.7816	7.6661
3	0.9225	9.0482
4	1.1584	11.3623
5	1.6721	16.4002
6	7.6159	74.6980

7	2.3198	22.7534
8	1.3544	13.2841
9	1.0230	10.0335
10	0.8444	8.2823
11	0.7297	7.1573

La **Tabla 43** presenta los hidrogramas triangulares sintéticos, a partir de datos del hietograma de la **Tabla 42**.

Tabla 43: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de T=5,000 años. *Fuente:* Elaboración propia.

Intervalo	Tiempo (horas)	Caudal (m3/s)	Tiempo (minutos)
	0	0	0
1	3.55	6.728528129	213
	9.4785	0	568.71
2	0.5	0	30
	4.05	7.666060711	243
	9.9785	0	598.71
	1	0	60
3	4.55	9.048206474	273
	10.4785	0	628.71
4	1.5	0	90
	5.05	11.36231456	303
	10.9785	0	658.71
	2	0	120
5	5.55	16.40020555	333
	11.4785	0	688.71
6	2.5	0	150
	6.05	74.6979921	363
	11.9785	0	718.71
	3	0	180
7	6.55	22.75343923	393
	12.4785	0	748.71
8	3.5	0	210
	7.05	13.28406251	423
	12.9785	0	778.71
	4	0	240
9	7.55	10.0334882	453
	13.4785	0	808.71
10	4.5	0	270
	8.05	8.282258092	483
	13.9785	0	838.71
	5	0	300
11	8.55	7.157280396	513
	14.4785	0	868.71

La **Tabla 44** muestra el hidrograma unitario correspondiente al  $T$  igual a 5,000 años.

Tabla 44: Hidrograma de entrada para  $T=5,000$  años. *Fuente:* Elaboración propia.

Tiempo (min)	Caudal (m3/s)	Tiempo (min)	Caudal (m3/s)
0	0	393	153.553616
30	0.94768002	423	146.474894
60	2.9750869	453	136.404821
90	6.27688905	483	124.075373
120	11.1790172	513	109.880897
150	18.3910335	568.71	80.5288273
180	36.1238937	598.71	65.2901238
210	57.0614636	628.71	50.6979633
213	59.3423201	658.71	36.8689137
240	78.5063906	688.71	23.9981432
243	80.7770485	718.71	12.5105392
270	99.6593266	748.71	7.32284176
273	101.874009	778.71	4.05413221
300	119.972395	808.71	1.90577877
303	122.084134	838.71	0.60363333
333	140.642915	868.71	0
363	155.508641		

#### Hidrograma unitario para $T=10,000$ años

La **Tabla 45** presenta los valores de  $h$  y  $Q_p$  para diferentes intervalos de tiempo a partir del hietograma correspondiente a un  $T$  de 10,000 años.

Tabla 45: Valores de lluvia neta y caudales pico correspondiente a los diferentes valores de precipitación alternada del Hietograma de  $T=10,000$  años. *Fuente:* Elaboración propia.

INTERVALO	$h$ (cm)	$Q_p$ (m3/s)
1	0.7403	7.5296
2	0.8434	8.5788
3	0.9955	10.1255
4	1.2501	12.7151
5	1.8043	18.3528
6	8.2182	83.5913
7	2.5033	25.4624
8	1.4615	14.8656
9	1.1039	11.2280
10	0.9112	9.2683
11	0.7874	8.0094

La **Tabla 46** presenta los hidrogramas triangulares sintéticos, a partir de datos del hietograma de la **Tabla 45**.

Tabla 46: Detalle de hidrogramas triangulares para diferentes intervalos de tiempo para la confección de hidrograma unitario de  $T=10,000$  años. *Fuente:* Elaboración propia.

Intervalo	Tiempo (horas)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (minutos)
	0	0	0
1	3.55	7.529607322	213
	9.4785	0	568.71
2	0.5	0	30
	4.05	8.578759834	243
3	9.9785	0	598.71
	1	0	60
4	4.55	10.12545989	273
	10.4785	0	628.71
5	1.5	0	90
	5.05	12.71507903	303
6	10.9785	0	658.71
	2	0	120
7	5.55	18.35276682	333
	11.4785	0	688.71
8	2.5	0	150
	6.05	83.59132004	363
9	11.9785	0	718.71
	3	0	180
10	6.55	25.46239822	393
	12.4785	0	748.71
11	3.5	0	210
	7.05	14.86562475	423
12	12.9785	0	778.71
	4	0	240
13	7.55	11.22804643	453
	13.4785	0	808.71
14	4.5	0	270
	8.05	9.268319902	483
15	13.9785	0	838.71
	5	0	300
16	8.55	8.009405599	513
	14.4785	0	868.71

La **Tabla 47** muestra el hidrograma unitario correspondiente al  $T$  igual a 10,000 años.

Tabla 47: Hidrograma de entrada para  $T=10,000$  años. *Fuente:* Elaboración propia.

Tiempo (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
0	0	393	171.835268
30	1.060508074	423	163.913773
60	3.32929218	453	152.644787
90	7.024197398	483	138.84743

120	12.50995882	513	122.963001
150	20.58061697	568.71	90.1163577
180	40.42470049	598.71	73.063378
210	63.85503727	628.71	56.7339169
213	66.40744594	658.71	41.2584205
240	87.85313545	688.71	26.855293
243	90.39413134	718.71	14.000008
270	111.5244792	748.71	8.19467822
273	114.0028353	778.71	4.53680552
300	134.2559634	808.71	2.13267531
303	136.6191195	838.71	0.67550018
333	157.3874552	868.71	0
363	174.0230518		



## Anexo 6: Caudal ecológico

### Presentación de datos

Para el cálculo del caudal ecológico, es necesario información de caudales, la cual es cedida por el Consorcio y presentada en la **Tabla 48**.

Tabla 48: Caudales medios mensuales aforados entre los años 1981 y 2000. *Fuente:* Adaptado del Consorcio.

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1981	2.37	2.80	2.11	1.01	0.67	0.34	0.24	0.43	0.61	0.91	1.11	1.81
1982	1.34	1.71	1.31	0.65	0.44	0.12	0.23	0.42	0.12	0.52	0.78	1.24
1983	1.36	1.63	1.42	0.84	0.54	0.23	0.12	0.19	0.43	0.61	0.89	0.65
1984	0.91	1.09	0.82	0.53	0.31	0.02	0.02	0.01	0.10	0.10	0.21	0.32
1985	0.41	0.49	0.24	0.19	0.04	0.05	0.12	0.32	0.19	0.54	0.63	0.73
1986	0.83	1.15	1.23	0.82	0.62	0.42	0.12	0.23	0.34	0.42	0.52	0.81
1987	0.91	2.05	1.62	1.21	0.87	0.55	0.23	0.12	0.11	0.32	0.55	0.91
1988	0.91	1.09	0.39	0.55	0.29	0.02	0.12	0.13	0.24	0.30	0.36	0.42
1989	1.30	1.56	1.61	1.26	0.91	0.56	0.21	0.22	0.14	0.49	0.98	1.18
1990	1.05	1.27	1.18	1.09	0.84	0.76	1.41	1.01	0.98	1.72	2.16	2.31
1991	1.84	2.61	2.21	1.69	1.17	0.62	0.12	0.16	0.12	0.54	0.86	1.21
1992	0.10	0.12	1.12	0.04	1.24	0.23	0.09	0.31	1.21	1.11	2.01	2.38
1993	2.10	1.62	2.74	1.98	1.54	1.12	0.21	0.08	0.87	1.14	1.24	1.36
1994	1.41	2.01	1.64	1.12	0.72	0.09	0.12	0.21	0.34	0.42	0.58	0.89
1995	0.96	1.98	1.51	1.08	0.49	0.09	0.08	0.12	0.42	0.73	1.03	1.33
1996	1.21	2.31	1.93	1.55	1.17	0.79	0.41	0.16	0.08	0.23	0.39	0.54
1997	0.21	1.21	2.12	1.63	1.13	0.59	0.14	0.12	0.16	0.31	0.57	0.28
1998	0.16	0.89	2.41	1.11	0.87	0.42	0.21	0.21	0.18	0.17	0.15	0.14
1999	0.24	1.21	2.74	2.10	1.46	0.82	0.18	0.31	0.52	0.84	0.54	0.18
2000	1.89	2.01	1.31	0.94	0.58	0.21	0.14	0.07	0.12	0.98	2.12	1.64

## Metodologías para el cálculo del caudal ecológico

En el Perú, el cálculo de caudal ecológico se determina mediante lineamientos de la Autoridad Nacional del Agua (en adelante, ANA), según la Resolución Jefatural N° 154-2016-ANA. Sin embargo, en la aprobación de los estudios de investigación de la zona del proyecto que el ANA le cede al Consorcio, mediante la Resolución Directoral N° 25-2013-ANA-DARH (ver *Anexo 15: Estudio ambiental*), se dispone de otros criterios de obtención.

En el presente apartado se presentan ambos métodos de obtención del caudal ecológico.

### Metodología para determinar caudales ecológicos

Según la Resolución Jefatural N° 154-2016-ANA, la forma de obtención del caudal ecológico es mediante el método del percentil 95 (Autoridad Nacional del Agua, 2016); es decir, se reordenan los valores de caudales mensuales (ver **Tabla 48**) de mayor a menor y se elige el valor correspondiente a la probabilidad del 95%. La condición para el uso de esta metodología es la contar con al menos datos de 20 años.

La **Tabla 49** presenta los valores de caudales ordenados, de mayor a menor, y los que corresponden al percentil 95. El **Gráfico 18** muestra el régimen de caudal ecológico obtenido con la metodología descrita.

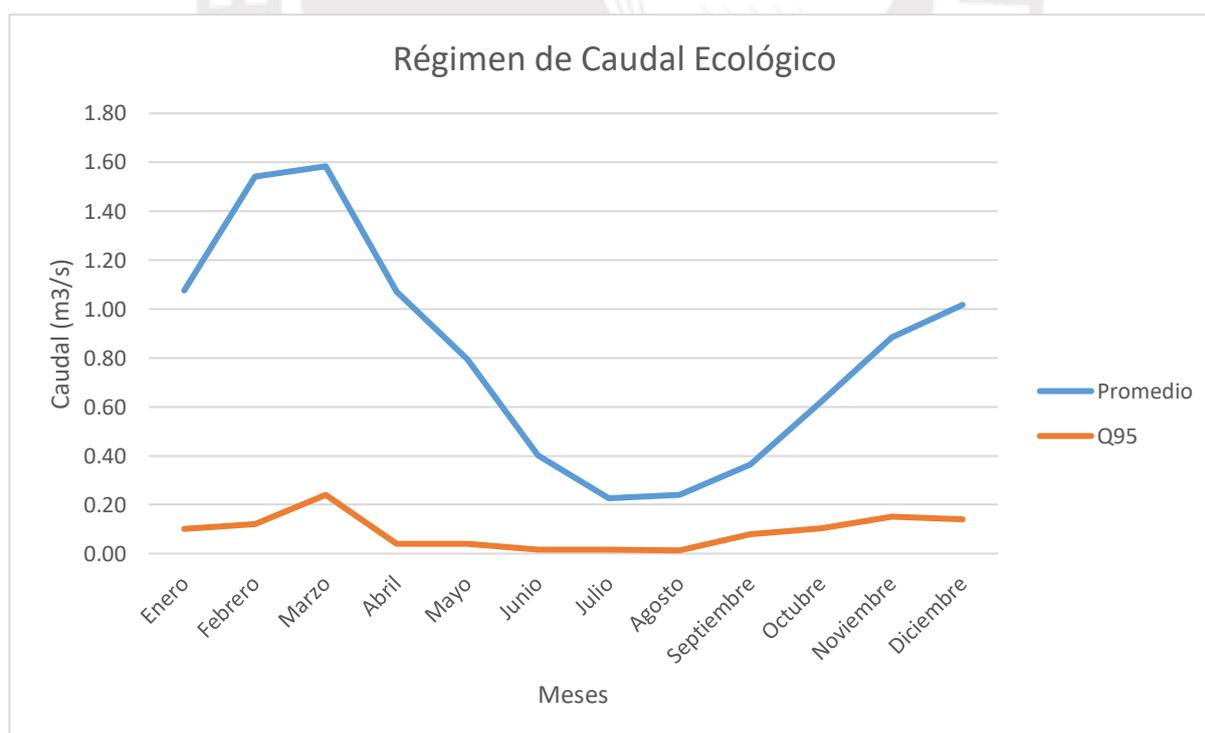


Gráfico 18: Hidrograma de Caudal Ecológico. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 49: Valores de caudales correspondientes al percentil 95 para el cálculo del caudal ecológico. Fuente: Elaboración propia.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Percentil
1981	2.37	2.80	2.74	2.10	1.54	1.12	1.41	1.01	1.21	1.72	2.16	2.38	5%
1982	2.10	2.61	2.74	1.98	1.46	0.82	0.41	0.43	0.98	1.14	2.12	2.31	10%
1983	1.89	2.31	2.41	1.69	1.24	0.79	0.24	0.42	0.87	1.11	2.01	1.81	14%
1984	1.84	2.05	2.21	1.63	1.17	0.76	0.23	0.32	0.61	0.98	1.24	1.64	19%
1985	1.41	2.01	2.12	1.55	1.17	0.62	0.23	0.31	0.52	0.91	1.11	1.36	24%
1986	1.36	2.01	2.11	1.26	1.13	0.59	0.21	0.31	0.43	0.84	1.03	1.33	29%
1987	1.34	1.98	1.93	1.21	0.91	0.56	0.21	0.23	0.42	0.73	0.98	1.24	33%
1988	1.30	1.71	1.64	1.12	0.87	0.55	0.21	0.22	0.34	0.61	0.89	1.21	38%
1989	1.21	1.63	1.62	1.11	0.87	0.42	0.18	0.21	0.34	0.54	0.86	1.18	43%
1990	1.05	1.62	1.61	1.09	0.84	0.42	0.14	0.21	0.24	0.54	0.78	0.91	48%
1991	0.96	1.56	1.51	1.08	0.72	0.34	0.14	0.19	0.19	0.52	0.63	0.89	52%
1992	0.91	1.27	1.42	1.01	0.67	0.23	0.12	0.16	0.18	0.49	0.58	0.81	57%
1993	0.91	1.21	1.31	0.94	0.62	0.23	0.12	0.16	0.16	0.42	0.57	0.73	62%
1994	0.91	1.21	1.31	0.84	0.58	0.21	0.12	0.13	0.14	0.42	0.55	0.65	67%
1995	0.83	1.15	1.23	0.82	0.54	0.12	0.12	0.12	0.12	0.32	0.54	0.54	71%
1996	0.41	1.09	1.18	0.65	0.49	0.09	0.12	0.12	0.12	0.31	0.52	0.42	76%
1997	0.24	1.09	1.12	0.55	0.44	0.09	0.12	0.12	0.12	0.30	0.39	0.32	81%
1998	0.21	0.89	0.82	0.53	0.31	0.05	0.09	0.08	0.11	0.23	0.36	0.28	86%
1999	0.16	0.49	0.39	0.19	0.29	0.02	0.08	0.07	0.10	0.17	0.21	0.18	90%
2000	0.10	0.12	0.24	0.04	0.04	0.02	0.02	0.01	0.08	0.10	0.15	0.14	95%
<b>Promedio</b>	1.08	1.54	1.58	1.07	0.80	0.40	0.23	0.24	0.36	0.62	0.88	1.02	
<b>P 95%</b>	<b>0.10</b>	<b>0.12</b>	<b>0.24</b>	<b>0.04</b>	<b>0.04</b>	<b>0.02</b>	<b>0.02</b>	<b>0.01</b>	<b>0.08</b>	<b>0.10</b>	<b>0.15</b>	<b>0.14</b>	

### Estudios de investigación del Consorcio

El Consorcio tiene permisos de investigación de la zona de estudio, indicado en la Resolución Directoral N° 25-2013-ANA-DARH, la cual fue otorgada el año 2013.

Para la obtención de los valores de caudal ecológico se siguen los siguientes pasos:

- Determinar los años en que los caudales medios anuales son menores o mayores a 20 metros cúbicos/segundo.
- La información de caudales aforados de todos los años de registro es menor a los 20 metros cúbicos/segundo; por lo tanto, la obtención de los caudales ecológicos se describe a continuación:
  - Para la época de avenida, se toma como mínimo un 10% del caudal medio mensual.
  - Para la época de estiaje, se toma como mínimo un 15% del caudal medio mensual.

La época de avenida será la que corresponde a los meses de mayor caudal anual medio, es decir, los correspondientes a los meses de noviembre, diciembre, enero, febrero, marzo y abril.

La época de estiaje será la correspondiente a los meses de menor caudal medio mensual, es decir, los correspondientes a los meses de mayo, junio, julio, agosto, septiembre y octubre.

El análisis debe hacerse a cada uno de los meses con que se cuenta; sin embargo, los de mayor interés son respecto a los caudales medios mensuales máximos. Estos valores se presentan en la **Tabla 50**.

Tabla 50: Valores de caudales correspondientes al 10% y 15% de los máximos medios anuales.

*Fuente:* Elaboración propia.

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
<b>Máximo</b>	2.37	2.80	2.74	2.10	1.54	1.12	1.41	1.01	1.21	1.72	2.16	2.38
<b>10%</b>	0.24	0.28	0.27	0.21	-	-	-	-	-	-	0.22	0.24
<b>15%</b>	-	-	-	-	0.23	0.17	0.21	0.15	0.18	0.26	-	-

### **Caudal ecológico de diseño**

Una vez explicados los dos métodos que se tiene para el cálculo del caudal ecológico, se debe elegir el valor máximo de cada uno, pues este es el valor crítico y el usado para el diseño del bypass en los desagües de fondo.

Los valores máximos son los siguientes:

- Metodología para determinar cálculos ecológicos (ANA): 0.24 metros cúbicos/segundo.
- Estudios de investigación (Consorcio): 0.28 metros cúbicos/segundo.

El caudal correspondiente a los estudios de investigación del Consorcio, igual a 0.28 metros cúbicos/segundo, se obtiene mediante los criterios descritos en Resolución Directoral N°25-2013-ANA-DARH.

El valor obtenido mediante la metodología para determinar cálculos ecológicos de la Resolución Jefatural N° 154-2016-ANA<sup>3</sup> es igual a 0.24 metros cúbicos/segundo.

Ya que ambos valores son similares, se utilizará el mayor de los dos, es decir, 0.28 metros cúbicos/segundo. Esta elección puede ser conservador, por la elección del mayor valor; sin embargo, verifica mayor seguridad al momento del diseño del bypass del desagüe de fondo para el paso del caudal ecológico.



---

<sup>3</sup> A partir de mes diciembre del año 2019, entra en vigencia los Lineamientos Generales para Determinar Caudales Ecológicos (Autoridad Nacional del Agua, 2019), en los cuales la Autoridad Administrativa del Agua correspondiente, para la zona de estudio la de Huallaga, determinará la complejidad del proyecto y definirá si el cálculo del caudal ecológico se realizará mediante métodos hidrológicos-hidráulicos o aplicando métodos de simulación de hábitat u holístico.

### Anexo 7: Cálculo de la curva característica

La curva característica muestra una relación gráfica del nivel al cual se encuentra la lámina de agua del embalse respecto a su volumen.

En primer lugar, se obtienen los valores de áreas que hay entre las superficies contenidas entre curvas de nivel consecutivas:

$$Superficie\ media_i = \frac{Superficie_i + Superficie_{i-1}}{2} = [hm^2]$$

Luego, se calcula el volumen parcial entre curvas de nivel:

$$Volumen\ parcial_i = \frac{(Cota_i - Cota_{i-1})[m] \times Superficie\ media_i [hm^2]}{100} = [hm^3]$$

Finalmente, con los resultados de los volúmenes parciales se obtienen los acumulados, los cuales corresponden a los almacenados totales para diferentes valores de altura.

$$Volumen\ acumulado_i = \sum Volumen\ parciales_i$$

Los resultados se observan en la **Tabla 51**.

Tabla 51: Volumen del embalse a diferentes cotas en que se encuentra el nivel del embalse. *Fuente:* Elaboración propia.

Cota	Superficie (m2)	Superficie (hm2)	Superficie media (hm2)	Volumen parcial (hm3)	Volumen acumulado (hm3)
<b>498</b>	874.32	0.0874	0.0000	0.0000	<b>0.0000</b>
<b>500</b>	1267.69	0.1268	0.1071	0.0021	<b>0.0021</b>
<b>502</b>	3429.07	0.3429	0.2348	0.0047	<b>0.0068</b>
<b>504</b>	4279.50	0.4279	0.3854	0.0077	<b>0.0145</b>
<b>506</b>	6600.45	0.6600	0.5440	0.0109	<b>0.0254</b>
<b>508</b>	11301.18	1.1301	0.8951	0.0179	<b>0.0433</b>
<b>510</b>	14155.00	1.4155	1.2728	0.0255	<b>0.0688</b>
<b>516</b>	95018.59	9.5019	5.4587	0.3275	<b>0.3963</b>
<b>520</b>	259158.89	25.9159	17.7089	0.7084	<b>1.1047</b>
<b>526</b>	480442.42	48.0442	36.9801	2.2188	<b>3.3235</b>
<b>530</b>	693316.95	69.3317	58.6880	2.3475	<b>5.6710</b>
<b>536</b>	1108367.25	110.8367	90.0842	5.4051	<b>11.0760</b>

La información visual de la curva característica se muestra en el **Gráfico 19**.

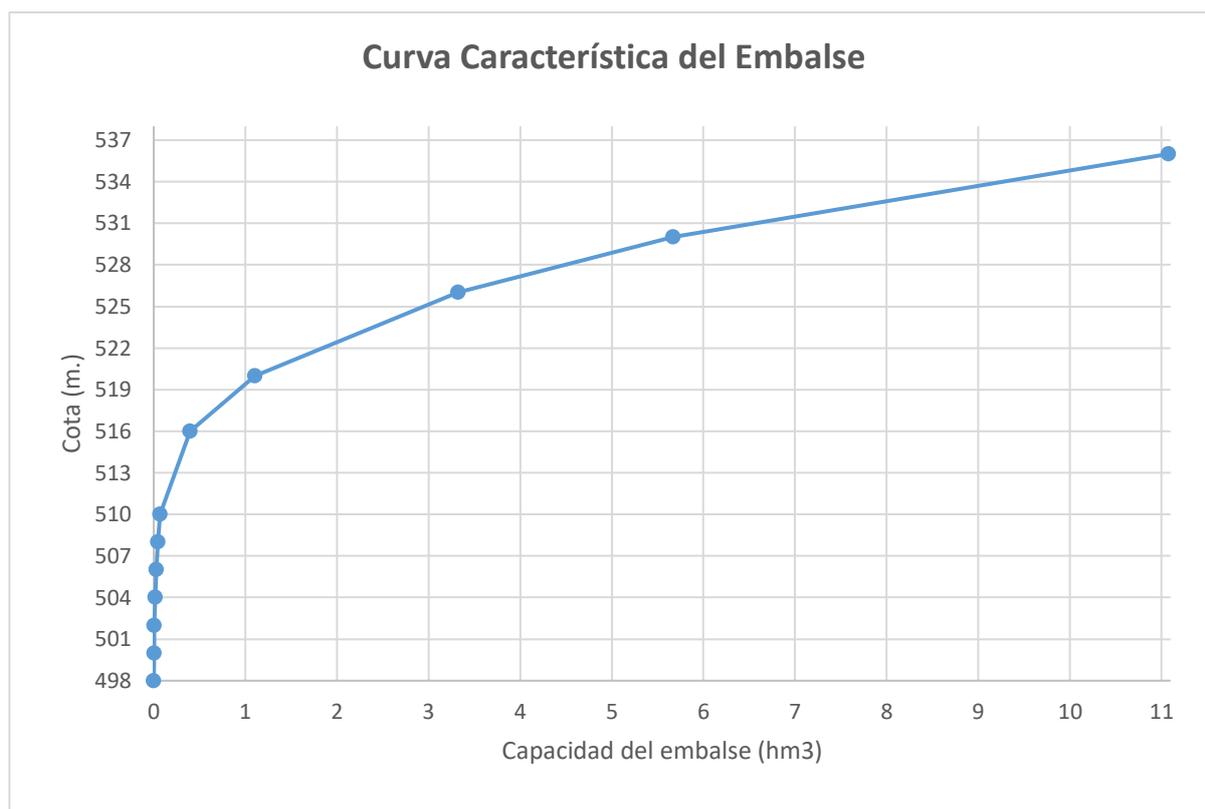


Gráfico 19: Curva característica del embalse. *Fuente:* Elaboración propia.



## Anexo 8: Hidrogramas de salida

Se utiliza un  $\Delta t$  igual a 10 minutos, coeficiente de descarga (en adelante,  $C_d$ ) igual a 2.40 y longitud eficaz igual a 10 metros. Los resultados del hidrograma de avenida de proyecto se observan en la **Tabla 52**.

### Hidrograma de avenida de proyecto

Tabla 52: Hidrograma de avenida de proyecto. Fuente: Elaboración propia.

Tiempo (min)	$Q_{\text{entrada}}$ (m <sup>3</sup> /s)	Volumen (m <sup>3</sup> )	Cota agua (msnm)	Lámina agua (m)	$Q_{\text{salida}}$ (m <sup>3</sup> /s)	a	a'	Error
0	0	2260000	525	0	0	0	0	0.0
10	0.2353	2260070.5851	525.0001	0.0001	0.0000	7533568.64	7533568.64	0.0
20	0.4706	2260282.3037	525.0004	0.0004	0.0002	7534274.51	7534274.51	0.0
30	0.7059	2260635.0453	525.0008	0.0008	0.0006	7535450.70	7535450.70	0.0
40	1.2093	2261209.0107	525.0015	0.0015	0.0015	7537364.82	7537364.82	0.0
50	1.7127	2262084.1941	525.0027	0.0027	0.0033	7540283.93	7540283.93	0.0
60	2.2161	2263259.9234	525.0042	0.0042	0.0064	7544206.16	7544206.16	0.0
70	3.0359	2264830.1284	525.0062	0.0062	0.0116	7549445.34	7549445.34	0.0
80	3.8557	2266888.2360	525.0088	0.0088	0.0197	7556313.84	7556313.84	0.0
90	4.6756	2269432.2305	525.0120	0.0120	0.0316	7564805.70	7564805.70	0.0
100	5.8927	2272578.6407	525.0160	0.0160	0.0487	7575310.80	7575310.80	0.0
110	7.1099	2276443.0158	525.0209	0.0209	0.0727	7588216.12	7588216.12	0.0
120	8.3271	2281020.7558	525.0268	0.0268	0.1051	7603507.65	7603507.65	0.0
130	10.1178	2286478.0938	525.0337	0.0337	0.1486	7621742.26	7621742.26	0.0
140	11.9085	2292979.4180	525.0420	0.0420	0.2066	7643471.31	7643471.31	0.0
150	13.6992	2300515.3619	525.0516	0.0516	0.2813	7668665.84	7668665.84	0.0
160	18.1022	2309856.1918	525.0635	0.0635	0.3840	7699904.63	7699904.63	0.0
170	22.5052	2321764.3564	525.0787	0.0787	0.5295	7739744.00	7739744.00	0.0
180	26.9081	2336211.7876	525.0971	0.0971	0.7257	7788098.35	7788098.35	0.0
190	32.1068	2353403.1684	525.1190	0.1190	0.9847	7845661.88	7845661.88	0.0
200	37.3055	2373535.6069	525.1446	0.1446	1.3196	7913104.95	7913104.95	0.0
210	42.5042	2396560.4425	525.1739	0.1739	1.7407	7990275.53	7990275.53	0.0
220	47.8289	2422460.5469	525.2069	0.2069	2.2587	8077127.21	8077127.21	0.0
230	53.1536	2451212.4279	525.2435	0.2435	2.8841	8173592.22	8173592.22	0.0
240	58.4782	2482748.8355	525.2837	0.2837	3.6263	8279455.75	8279455.75	0.0
250	63.7304	2516975.5028	525.3273	0.3273	4.4934	8394411.78	8394411.78	0.0
260	68.9826	2553793.4825	525.3742	0.3742	5.4929	8518137.87	8518137.87	0.0
270	74.2347	2593121.1948	525.4243	0.4243	6.6320	8650369.31	8650369.31	0.0
280	79.2784	2634810.9807	525.4773	0.4773	7.9152	8790618.42	8790618.42	0.0
290	84.3220	2678712.8134	525.5333	0.5333	9.3458	8938388.48	8938388.48	0.0
300	89.3656	2724736.8898	525.5919	0.5919	10.9283	9093384.57	9093384.57	0.0
310	94.4980	2772817.3070	525.6531	0.6531	12.6673	9255391.68	9255391.68	0.0
320	99.6304	2822885.5296	525.7169	0.7169	14.5670	9424185.46	9424185.46	0.0
330	104.7628	2874844.4219	525.7830	0.7830	16.6299	9599444.60	9599444.60	0.0

340	108.4539	2928168.6069	525.8510	0.8510	18.8395	9779401.55	9779401.55	0.0
350	112.1450	2982343.4195	525.9199	0.9199	21.1766	9962321.34	9962321.34	0.0
360	115.8360	3037293.2195	525.9899	0.9899	23.6384	10147949.13	10147949.13	0.0
370	115.3506	3091708.6186	526.0592	1.0592	26.1636	10331859.00	10331859.00	0.0
380	114.8652	3144318.7998	526.1262	1.1262	28.6849	10509747.62	10509747.62	0.0
390	114.3798	3195129.1028	526.1909	1.1909	31.1924	10681622.70	10681622.70	0.0
400	112.6222	3243774.6746	526.2529	1.2529	33.6577	10846239.94	10846239.94	0.0
410	110.8646	3289907.5665	526.3116	1.3116	36.0527	11002411.29	11002411.29	0.0
420	109.1069	3333572.3049	526.3673	1.3673	38.3696	11150277.33	11150277.33	0.0
430	106.6066	3374598.4910	526.4195	1.4195	40.5899	11289251.58	11289251.58	0.0
440	104.1062	3412826.5729	526.4682	1.4682	42.6960	11418784.54	11418784.54	0.0
450	101.6059	3448326.4638	526.5134	1.5134	44.6832	11539104.77	11539104.77	0.0
460	98.5446	3481004.9392	526.5550	1.5550	46.5390	11649888.79	11649888.79	0.0
470	95.4832	3510776.1474	526.5929	1.5929	48.2514	11750838.59	11750838.59	0.0
480	92.4219	3537726.4574	526.6273	1.6273	49.8193	11842240.83	11842240.83	0.0
490	88.8975	3561806.1970	526.6579	1.6579	51.2342	11923921.56	11923921.56	0.0
500	85.3730	3582970.4592	526.6849	1.6849	52.4887	11995723.59	11995723.59	0.0
510	81.8486	3601315.0737	526.7082	1.7082	53.5842	12057967.81	12057967.81	0.0
520	78.2046	3616899.5401	526.7281	1.7281	54.5208	12110852.62	12110852.62	0.0
530	74.5607	3629783.1369	526.7445	1.7445	55.2992	12154576.28	12154576.28	0.0
540	70.9167	3640059.7951	526.7576	1.7576	55.9226	12189455.29	12189455.29	0.0
550	67.2727	3647821.2892	526.7675	1.7675	56.3951	12215799.37	12215799.37	0.0
560	63.6287	3653157.0004	526.7743	1.7743	56.7206	12233910.61	12233910.61	0.0
570	59.9847	3656153.7242	526.7781	1.7781	56.9037	12244082.80	12244082.80	0.0
<b>580</b>	<b>56.2010</b>	<b>3656854.3592</b>	<b>526.7790</b>	<b>1.7790</b>	<b>56.9466</b>	<b>12246461.09</b>	<b>12246461.09</b>	<b>0.0</b>
590	52.4173	3655300.4258	526.7770	1.7770	56.8516	12241186.31	12241186.31	0.0
600	48.6336	3651573.0723	526.7723	1.7723	56.6239	12228534.15	12228534.15	0.0
610	45.0105	3645797.6024	526.7649	1.7649	56.2718	12208930.44	12208930.44	0.0
620	41.3873	3638094.4416	526.7551	1.7551	55.8032	12182784.69	12182784.69	0.0
630	37.7642	3628531.8915	526.7429	1.7429	55.2234	12150329.71	12150329.71	0.0
640	34.3305	3617231.0161	526.7285	1.7285	54.5408	12111977.52	12111977.52	0.0
650	30.8968	3604307.8513	526.7121	1.7121	53.7637	12068123.17	12068123.17	0.0
660	27.4631	3589817.6909	526.6936	1.6936	52.8967	12018955.72	12018955.72	0.0
670	24.2674	3573883.1477	526.6733	1.6733	51.9488	11964892.67	11964892.67	0.0
680	21.0716	3556621.6365	526.6513	1.6513	50.9285	11906333.93	11906333.93	0.0
690	17.8759	3538075.4171	526.6277	1.6277	49.8397	11843424.44	11843424.44	0.0
700	15.0235	3518385.5948	526.6026	1.6026	48.6924	11776644.41	11776644.41	0.0
710	12.1712	3497687.4887	526.5763	1.5763	47.4960	11706454.33	11706454.33	0.0
720	9.3189	3476009.6167	526.5487	1.5487	46.2537	11632952.41	11632952.41	0.0
730	8.0308	3453840.0669	526.5204	1.5204	44.9946	11557794.79	11557794.79	0.0
740	6.7428	3431649.9955	526.4922	1.4922	43.7459	11482579.25	11482579.25	0.0
750	5.4547	3409433.1709	526.4639	1.4639	42.5076	11407284.82	11407284.82	0.0
760	4.6431	3387324.1011	526.4357	1.4357	41.2871	11332367.40	11332367.40	0.0
770	3.8315	3365452.9241	526.4079	1.4079	40.0914	11258267.81	11258267.81	0.0

780	3.0199	3343805.0455	526.3803	1.3803	38.9195	11184936.35	11184936.35	0.0
790	2.4864	3322448.6229	526.3531	1.3531	37.7748	11112603.59	11112603.59	0.0
800	1.9530	3301449.8541	526.3263	1.3263	36.6605	11041493.34	11041493.34	0.0
810	1.4196	3280790.9566	526.3000	1.3000	35.5751	10971544.95	10971544.95	0.0
820	1.0963	3260517.0251	526.2742	1.2742	34.5205	10902910.62	10902910.62	0.0
830	0.7730	3240672.0548	526.2489	1.2489	33.4986	10835738.77	10835738.77	0.0
840	0.4496	3221236.9402	526.2242	1.2242	32.5077	10769964.19	10769964.19	0.0
850	0.2998	3202244.7265	526.2000	1.2000	31.5491	10705698.15	10705698.15	0.0
860	0.1499	3183727.8083	526.1764	1.1764	30.6236	10643049.67	10643049.67	0.0
870	0.0000	3165666.7103	526.1534	1.1534	29.7299	10581952.27	10581952.27	0.0
880	0.0000	3148087.1911	526.1310	1.1310	28.8685	10522492.47	10522492.47	0.0
890	0.0000	3131014.6225	526.1093	1.1093	28.0401	10464755.47	10464755.47	0.0
900	0.0000	3114429.6967	526.0882	1.0882	27.2430	10408675.35	10408675.35	0.0
910	0.0000	3098314.0166	526.0676	1.0676	26.4759	10354189.30	10354189.30	0.0
920	0.0000	3082650.0446	526.0477	1.0477	25.7373	10301237.48	10301237.48	0.0
930	0.0000	3067421.0547	526.0283	1.0283	25.0260	10249762.82	10249762.82	0.0
940	0.0000	3052611.0882	526.0094	1.0094	24.3406	10199710.88	10199710.88	0.0
950	0.0000	3038204.9116	525.9911	0.9911	23.6800	10151029.71	10151029.71	0.0
960	0.0000	3024187.9774	525.9732	0.9732	23.0431	10103669.70	10103669.70	0.0
970	0.0000	3010546.3875	525.9559	0.9559	22.4289	10057583.48	10057583.48	0.0
980	0.0000	2997266.8586	525.9390	0.9390	21.8362	10012725.77	10012725.77	0.0
990	0.0000	2984336.6899	525.9225	0.9225	21.2643	9969053.29	9969053.29	0.0
1000	0.0000	2971743.7327	525.9064	0.9064	20.7122	9926524.64	9926524.64	0.0
1010	0.0000	2959476.3618	525.8908	0.8908	20.1790	9885100.24	9885100.24	0.0
1020	0.0000	2947523.4488	525.8756	0.8756	19.6640	9844742.17	9844742.17	0.0
1030	0.0000	2935874.3366	525.8608	0.8608	19.1664	9805414.15	9805414.15	0.0
1040	0.0000	2924518.8160	525.8463	0.8463	18.6854	9767081.42	9767081.42	0.0
1050	0.0000	2913447.1028	525.8322	0.8322	18.2203	9729710.68	9729710.68	0.0
1060	0.0000	2902649.8174	525.8185	0.8185	17.7706	9693270.00	9693270.00	0.0
1070	0.0000	2892117.9642	525.8050	0.8050	17.3356	9657728.78	9657728.78	0.0
1080	0.0000	2881842.9134	525.7920	0.7920	16.9146	9623057.65	9623057.65	0.0
1090	0.0000	2871816.3830	525.7792	0.7792	16.5072	9589228.44	9589228.44	0.0
1100	0.0000	2862030.4223	525.7667	0.7667	16.1127	9556214.11	9556214.11	0.0
1110	0.0000	2852477.3960	525.7546	0.7546	15.7307	9523988.70	9523988.70	0.0
1120	0.0000	2843149.9693	525.7427	0.7427	15.3607	9492527.27	9492527.27	0.0
1130	0.0000	2834041.0940	525.7311	0.7311	15.0022	9461805.86	9461805.86	0.0
1140	0.0000	2825143.9948	525.7197	0.7197	14.6548	9431801.44	9431801.44	0.0
1150	0.0000	2816452.1571	525.7087	0.7087	14.3180	9402491.86	9402491.86	0.0
1160	0.0000	2807959.3148	525.6979	0.6979	13.9915	9373855.85	9373855.85	0.0
1170	0.0000	2799659.4393	525.6873	0.6873	13.6748	9345872.91	9345872.91	0.0
1180	0.0000	2791546.7284	525.6770	0.6770	13.3676	9318523.35	9318523.35	0.0
1190	0.0000	2783615.5964	525.6669	0.6669	13.0695	9291788.18	9291788.18	0.0
1200	0.0000	2775860.6645	525.6570	0.6570	12.7803	9265649.13	9265649.13	0.0
1210	0.0000	2768276.7515	525.6473	0.6473	12.4995	9240088.63	9240088.63	0.0

1220	0.0000	2760858.8653	525.6379	0.6379	12.2268	9215089.71	9215089.71	0.0
1230	0.0000	2753602.1948	525.6286	0.6286	11.9621	9190636.06	9190636.06	0.0
1240	0.0000	2746502.1016	525.6196	0.6196	11.7049	9166711.91	9166711.91	0.0
1250	0.0000	2739554.1132	525.6107	0.6107	11.4551	9143302.10	9143302.10	0.0
1260	0.0000	2732753.9156	525.6021	0.6021	11.2123	9120391.99	9120391.99	0.0
1270	0.0000	2726097.3465	525.5936	0.5936	10.9763	9097967.45	9097967.45	0.0
1280	0.0000	2719580.3894	525.5853	0.5853	10.7469	9076014.86	9076014.86	0.0
1290	0.0000	2713199.1671	525.5772	0.5772	10.5238	9054521.07	9054521.07	0.0
1300	0.0000	2706949.9359	525.5692	0.5692	10.3069	9033473.38	9033473.38	0.0
1310	0.0000	2700829.0805	525.5614	0.5614	10.0959	9012859.53	9012859.53	0.0
1320	0.0000	2694833.1085	525.5538	0.5538	9.8906	8992667.68	8992667.68	0.0
1330	0.0000	2688958.6455	525.5463	0.5463	9.6909	8972886.38	8972886.38	0.0
1340	0.0000	2683202.4302	525.5390	0.5390	9.4965	8953504.59	8953504.59	0.0
1350	0.0000	2677561.3100	525.5318	0.5318	9.3072	8934511.61	8934511.61	0.0
1360	0.0000	2672032.2367	525.5247	0.5247	9.1230	8915897.12	8915897.12	0.0
1370	0.0000	2666612.2625	525.5178	0.5178	8.9436	8897651.12	8897651.12	0.0
1380	0.0000	2661298.5356	525.5111	0.5111	8.7688	8879763.96	8879763.96	0.0
1390	0.0000	2656088.2971	525.5044	0.5044	8.5986	8862226.28	8862226.28	0.0
1400	0.0000	2650978.8768	525.4979	0.4979	8.4328	8845029.04	8845029.04	0.0
1410	0.0000	2645967.6903	525.4916	0.4916	8.2712	8828163.48	8828163.48	0.0
1420	0.0000	2641052.2354	525.4853	0.4853	8.1137	8811621.13	8811621.13	0.0
1430	0.0000	2636230.0889	525.4792	0.4792	7.9601	8795393.78	8795393.78	0.0
1440	0.0000	2631498.9041	525.4731	0.4731	7.8105	8779473.48	8779473.48	0.0
1450	0.0000	2626856.4074	525.4672	0.4672	7.6645	8763852.54	8763852.54	0.0
1460	0.0000	2622300.3958	525.4614	0.4614	7.5222	8748523.50	8748523.50	0.0
1470	0.0000	2617828.7344	525.4557	0.4557	7.3834	8733479.13	8733479.13	0.0
1480	0.0000	2613439.3537	525.4501	0.4501	7.2479	8718712.43	8718712.43	0.0
1490	0.0000	2609130.2473	525.4446	0.4446	7.1158	8704216.60	8704216.60	0.0
1500	0.0000	2604899.4695	525.4393	0.4393	6.9868	8689985.05	8689985.05	0.0
1510	0.0000	2600745.1334	525.4340	0.4340	6.8610	8676011.41	8676011.41	0.0
1520	0.0000	2596665.4083	525.4288	0.4288	6.7381	8662289.48	8662289.48	0.0
1530	0.0000	2592658.5183	525.4237	0.4237	6.6182	8648813.24	8648813.24	0.0
1540	0.0000	2588722.7397	525.4186	0.4186	6.5011	8635576.88	8635576.88	0.0
1550	0.0000	2584856.3998	525.4137	0.4137	6.3867	8622574.72	8622574.72	0.0
1560	0.0000	2581057.8746	525.4089	0.4089	6.2750	8609801.28	8609801.28	0.0
1570	0.0000	2577325.5872	525.4041	0.4041	6.1659	8597251.22	8597251.22	0.0
1580	0.0000	2573658.0066	525.3995	0.3995	6.0593	8584919.36	8584919.36	0.0
1590	0.0000	2570053.6456	525.3949	0.3949	5.9552	8572800.68	8572800.68	0.0
1600	0.0000	2566511.0594	525.3904	0.3904	5.8534	8560890.29	8560890.29	0.0
1610	0.0000	2563028.8443	525.3859	0.3859	5.7540	8549183.44	8549183.44	0.0
1620	0.0000	2559605.6363	525.3816	0.3816	5.6567	8537675.52	8537675.52	0.0
1630	0.0000	2556240.1098	525.3773	0.3773	5.5617	8526362.05	8526362.05	0.0
1640	0.0000	2552930.9759	525.3731	0.3731	5.4688	8515238.68	8515238.68	0.0
1650	0.0000	2549676.9818	525.3689	0.3689	5.3779	8504301.16	8504301.16	0.0

1660	0.0000	2546476.9092	525.3648	0.3648	5.2890	8493545.38	8493545.38	0.0
1670	0.0000	2543329.5732	525.3608	0.3608	5.2021	8482967.34	8482967.34	0.0
1680	0.0000	2540233.8213	525.3569	0.3569	5.1171	8472563.14	8472563.14	0.0
1690	0.0000	2537188.5325	525.3530	0.3530	5.0339	8462329.00	8462329.00	0.0
1700	0.0000	2534192.6157	525.3492	0.3492	4.9525	8452261.22	8452261.22	0.0
1710	0.0000	2531245.0095	525.3454	0.3454	4.8729	8442356.22	8442356.22	0.0
1720	0.0000	2528344.6808	525.3418	0.3418	4.7949	8432610.51	8432610.51	0.0
1730	0.0000	2525490.6237	525.3381	0.3381	4.7186	8423020.69	8423020.69	0.0
1740	0.0000	2522681.8592	525.3345	0.3345	4.6439	8413583.46	8413583.46	0.0
1750	0.0000	2519917.4340	525.3310	0.3310	4.5708	8404295.60	8404295.60	0.0
1760	0.0000	2517196.4196	525.3276	0.3276	4.4992	8395153.96	8395153.96	0.0
1770	0.0000	2514517.9120	525.3241	0.3241	4.4291	8386155.50	8386155.50	0.0
1780	0.0000	2511881.0302	525.3208	0.3208	4.3605	8377297.24	8377297.24	0.0
1790	0.0000	2509284.9161	525.3175	0.3175	4.2932	8368576.29	8368576.29	0.0
1800	0.0000	2506728.7338	525.3142	0.3142	4.2274	8359989.82	8359989.82	0.0

### Hidrograma de avenida extrema

Se utiliza un  $\Delta t$  igual a 10 minutos,  $C_d$  igual a 2.40 y longitud eficaz igual a 10 metros. Los resultados del hidrograma de avenida de proyecto se observan en la **Tabla 53**.

Tabla 53: Hidrograma de avenida extrema. *Fuente:* Elaboración propia.

Tiempo (min)	$Q_{\text{entrada}}$ (m <sup>3</sup> /s)	Volumen (m <sup>3</sup> )	Cota agua (msnm)	Lámina agua (m.)	$Q_{\text{salida}}$ (m <sup>3</sup> /s)	a	a'	error
0	0.0000	2260000.0000	525.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.0
10	0.3159	2260094.7585	525.0001	0.0001	0.0000	7533649.23	7533649.23	0.0
20	0.6318	2260378.9766	525.0005	0.0005	0.0003	7534596.84	7534596.84	0.0
30	0.9477	2260852.4827	525.0011	0.0011	0.0009	7536175.80	7536175.80	0.0
40	1.6235	2261622.8973	525.0021	0.0021	0.0023	7538745.25	7538745.25	0.0
50	2.2993	2262797.5196	525.0036	0.0036	0.0051	7542663.50	7542663.50	0.0
60	2.9751	2264375.3051	525.0056	0.0056	0.0100	7547927.67	7547927.67	0.0
70	4.0757	2266482.1420	525.0083	0.0083	0.0180	7554958.48	7554958.48	0.0
80	5.1763	2269243.1384	525.0118	0.0118	0.0307	7564174.45	7564174.45	0.0
90	6.2769	2272655.1638	525.0161	0.0161	0.0491	7575566.32	7575566.32	0.0
100	7.9109	2276874.0954	525.0215	0.0215	0.0756	7589655.93	7589655.93	0.0
110	9.5450	2282054.2924	525.0281	0.0281	0.1130	7606960.62	7606960.62	0.0
120	11.1790	2288188.6229	525.0359	0.0359	0.1632	7627458.66	7627458.66	0.0
130	13.5830	2295499.0473	525.0452	0.0452	0.2307	7651894.20	7651894.20	0.0
140	15.9870	2304204.6743	525.0563	0.0563	0.3206	7681002.83	7681002.83	0.0
150	18.3910	2314291.0132	525.0691	0.0691	0.4363	7714739.72	7714739.73	0.0
160	24.3020	2326789.3978	525.0851	0.0851	0.5954	7756560.05	7756560.05	0.0
170	30.2129	2342719.0686	525.1053	0.1053	0.8206	7809884.20	7809884.20	0.0
180	36.1239	2362036.6443	525.1299	0.1299	1.1243	7874579.76	7874579.76	0.0
190	43.1031	2385010.0705	525.1592	0.1592	1.5246	7951558.18	7951558.18	0.0
200	50.0823	2411895.6906	525.1934	0.1934	2.0420	8041694.32	8041694.32	0.0

210	57.0615	2442618.6381	525.2326	0.2326	2.6919	8144754.02	8144754.02	0.0
220	64.2098	2477145.3407	525.2765	0.2765	3.4903	8260641.47	8260641.47	0.0
230	71.3581	2515432.6890	525.3253	0.3253	4.4530	8389228.66	8389228.66	0.0
240	78.5064	2557377.9931	525.3787	0.3787	5.5938	8530187.07	8530187.07	0.0
250	85.5574	2602841.6767	525.4366	0.4366	6.9244	8683063.31	8683063.31	0.0
260	92.6083	2651677.4591	525.4988	0.4988	8.4554	8847380.25	8847380.25	0.0
270	99.6593	2703762.0888	525.5652	0.5652	10.1969	9022737.15	9022737.15	0.0
280	106.4303	2758883.5651	525.6354	0.6354	12.1546	9208433.12	9208433.12	0.0
290	113.2014	2816826.9681	525.7092	0.7092	14.3325	9403755.70	9403755.70	0.0
300	119.9724	2877458.5461	525.7864	0.7864	16.7360	9608264.52	9608264.52	0.0
310	126.8626	2940676.9214	525.8669	0.8669	19.3710	9821627.42	9821627.42	0.0
320	133.7527	3006377.5364	525.9506	0.9506	22.2422	10043500.70	10043500.70	0.0
330	140.6429	3074417.9664	526.0372	1.0372	25.3520	10273411.86	10273411.86	0.0
340	145.5982	3144082.6565	526.1259	1.1259	28.6735	10508948.98	10508948.98	0.0
350	150.5534	3214673.4840	526.2158	1.2158	32.1753	10747753.62	10747753.62	0.0
360	155.5086	3286083.8528	526.3068	1.3068	35.8521	10989464.98	10989464.98	0.0
370	154.8570	3356555.3900	526.3965	1.3965	39.6083	11228126.31	11228126.31	0.0
380	154.2053	3424389.5834	526.4829	1.4829	43.3399	11457971.88	11457971.88	0.0
390	153.5536	3489605.7976	526.5660	1.5660	47.0316	11679050.91	11679050.91	0.0
400	151.1940	3551728.4796	526.6451	1.6451	50.6405	11889735.39	11889735.39	0.0
410	148.8345	3610307.6929	526.7197	1.7197	54.1240	12088482.98	12088482.98	0.0
420	146.4749	3665421.9156	526.7899	1.7899	57.4713	12275544.33	12275544.33	0.0
430	143.1182	3716861.8859	526.8554	1.8554	60.6552	12450194.87	12450194.87	0.0
440	139.7615	3764434.1311	526.9160	1.9160	63.6503	12611764.09	12611764.09	0.0
450	136.4048	3808253.5257	526.9718	1.9718	66.4514	12760629.79	12760629.79	0.0
460	132.2950	3848215.8576	527.0227	2.0227	69.0407	12896426.88	12896426.88	0.0
470	128.1852	3884227.0829	527.0686	2.0686	71.4021	13018825.70	13018825.70	0.0
480	124.0754	3916423.9237	527.1096	2.1096	73.5357	13128282.08	13128282.08	0.0
490	119.3439	3944759.8071	527.1456	2.1456	75.4306	13224630.00	13224630.00	0.0
500	114.6124	3969194.2293	527.1768	2.1768	77.0776	13307724.99	13307724.99	0.0
510	109.8809	3989874.7428	527.2031	2.2031	78.4807	13378063.16	13378063.16	0.0
520	104.9889	4006898.8559	527.2248	2.2248	79.6421	13435971.57	13435971.57	0.0
530	100.0969	4020362.6018	527.2419	2.2419	80.5646	13481773.23	13481773.23	0.0
540	95.2049	4030407.2300	527.2547	2.2547	81.2551	13515945.86	13515945.86	0.0
550	90.3129	4037169.6903	527.2633	2.2633	81.7211	13538953.39	13538953.39	0.0
560	85.4208	4040782.3493	527.2679	2.2679	81.9704	13551244.90	13551244.90	0.0
<b>570</b>	<b>80.5288</b>	<b>4041372.7765</b>	<b>527.2687</b>	<b>2.2687</b>	<b>82.0112</b>	<b>13553253.76</b>	<b>13553253.76</b>	<b>0.0</b>
580	75.4493	4039008.4646	527.2657	2.2657	81.8480	13545209.50	13545209.50	0.0
590	70.3697	4033754.0810	527.2590	2.2590	81.4856	13527332.55	13527332.55	0.0
600	65.2901	4025726.4265	527.2488	2.2488	80.9331	13500021.14	13500021.14	0.0
610	60.4261	4015100.2966	527.2352	2.2352	80.2036	13463871.23	13463871.23	0.0
620	55.5620	4002042.5956	527.2186	2.2186	79.3102	13419452.17	13419452.17	0.0
630	50.6980	3986649.1498	527.1990	2.1990	78.2613	13367091.78	13367091.78	0.0
640	46.0883	3969085.5767	527.1766	2.1766	77.0702	13307355.46	13307355.46	0.0

650	41.4786	3949509.6213	527.1517	2.1517	75.7499	13240781.93	13240781.93	0.0
660	36.8689	3927996.6214	527.1243	2.1243	74.3077	13167629.73	13167629.73	0.0
670	32.5787	3904711.4658	527.0946	2.0946	72.7571	13088461.99	13088461.99	0.0
680	28.2884	3879811.1239	527.0629	2.0629	71.1111	13003814.84	13003814.84	0.0
690	23.9981	3853351.0184	527.0292	2.0292	69.3758	12913879.19	12913879.19	0.0
700	20.1689	3825518.6066	526.9938	1.9938	67.5660	12819294.68	12819294.68	0.0
710	16.3397	3796492.7210	526.9568	1.9568	65.6956	12720671.38	12720671.38	0.0
720	12.5105	3766308.3234	526.9184	1.9184	63.7693	12618130.37	12618130.37	0.0
730	10.7813	3735616.0202	526.8793	1.8793	61.8302	12513883.63	12513883.63	0.0
740	9.0521	3705041.4033	526.8403	1.8403	59.9185	12410056.55	12410056.55	0.0
750	7.3228	3674568.3477	526.8015	1.8015	58.0332	12306594.38	12306594.38	0.0
760	6.2333	3644369.7692	526.7631	1.7631	56.1848	12204084.05	12204084.05	0.0
770	5.1437	3614612.5065	526.7252	1.7252	54.3830	12103091.39	12103091.39	0.0
780	4.0541	3585269.2692	526.6878	1.6878	52.6256	12003523.16	12003523.16	0.0
790	3.3380	3556424.1818	526.6511	1.6511	50.9168	11905664.12	11905664.12	0.0
800	2.6219	3528158.8669	526.6151	1.6151	49.2608	11809790.34	11809790.34	0.0
810	1.9058	3500442.5239	526.5798	1.5798	47.6547	11715796.45	11715796.45	0.0
820	1.4717	3473329.1168	526.5452	1.5452	46.1008	11623864.55	11623864.55	0.0
830	1.0377	3446871.3401	526.5116	1.5116	44.6012	11534172.31	11534172.31	0.0
840	0.6036	3421037.5074	526.4787	1.4787	43.1529	11446611.28	11446611.28	0.0
850	0.4024	3395866.2812	526.4466	1.4466	41.7572	11361311.49	11361311.49	0.0
860	0.2012	3371395.6685	526.4154	1.4154	40.4151	11278400.68	11278400.68	0.0
870	0.0000	3347594.3512	526.3851	1.3851	39.1238	11197771.65	11197771.65	0.0
880	0.0000	3324492.0425	526.3557	1.3557	37.8839	11119524.02	11119524.02	0.0
890	0.0000	3302118.1421	526.3272	1.3272	36.6958	11043756.26	11043756.26	0.0
900	0.0000	3280442.3444	526.2996	1.2996	35.5569	10970364.68	10970364.68	0.0
910	0.0000	3259435.9040	526.2728	1.2728	34.4646	10899250.95	10899250.95	0.0
920	0.0000	3239071.5401	526.2469	1.2469	33.4166	10830321.75	10830321.75	0.0
930	0.0000	3219323.3478	526.2218	1.2218	32.4107	10763488.52	10763488.52	0.0
940	0.0000	3200166.7154	526.1974	1.1974	31.4447	10698667.13	10698667.13	0.0
950	0.0000	3181578.2482	526.1737	1.1737	30.5168	10635777.64	10635777.64	0.0
960	0.0000	3163535.6967	526.1507	1.1507	29.6250	10574744.02	10574744.02	0.0
970	0.0000	3146017.8900	526.1284	1.1284	28.7677	10515493.96	10515493.96	0.0
980	0.0000	3129004.6737	526.1067	1.1067	27.9431	10457958.64	10457958.64	0.0
990	0.0000	3112476.8519	526.0857	1.0857	27.1497	10402072.52	10402072.52	0.0
1000	0.0000	3096416.1327	526.0652	1.0652	26.3861	10347773.16	10347773.16	0.0
1010	0.0000	3080805.0783	526.0453	1.0453	25.6508	10295001.06	10295001.06	0.0
1020	0.0000	3065627.0567	526.0260	1.0260	24.9426	10243699.46	10243699.46	0.0
1030	0.0000	3050866.1983	526.0072	1.0072	24.2603	10193814.25	10193814.25	0.0
1040	0.0000	3036507.3535	525.9889	0.9889	23.6026	10145293.74	10145293.74	0.0
1050	0.0000	3022536.0545	525.9711	0.9711	22.9684	10098088.62	10098088.62	0.0
1060	0.0000	3008938.4785	525.9538	0.9538	22.3568	10052151.75	10052151.75	0.0
1070	0.0000	2995701.4136	525.9370	0.9370	21.7667	10007438.11	10007438.11	0.0
1080	0.0000	2982812.2267	525.9205	0.9205	21.1972	9963904.65	9963904.65	0.0

1090	0.0000	2970258.8330	525.9046	0.9046	20.6474	9921510.20	9921510.20	0.0
1100	0.0000	2958029.6683	525.8890	0.8890	20.1165	9880215.36	9880215.36	0.0
1110	0.0000	2946113.6619	525.8738	0.8738	19.6036	9839982.43	9839982.43	0.0
1120	0.0000	2934500.2115	525.8590	0.8590	19.1079	9800775.31	9800775.31	0.0
1130	0.0000	2923179.1599	525.8446	0.8446	18.6289	9762559.43	9762559.43	0.0
1140	0.0000	2912140.7724	525.8305	0.8305	18.1657	9725301.64	9725301.64	0.0
1150	0.0000	2901375.7163	525.8168	0.8168	17.7178	9688970.18	9688970.18	0.0
1160	0.0000	2890875.0409	525.8035	0.8035	17.2845	9653534.60	9653534.60	0.0
1170	0.0000	2880630.1589	525.7904	0.7904	16.8651	9618965.68	9618965.68	0.0
1180	0.0000	2870632.8287	525.7777	0.7777	16.4593	9585235.38	9585235.38	0.0
1190	0.0000	2860875.1382	525.7653	0.7653	16.0663	9552316.81	9552316.81	0.0
1200	0.0000	2851349.4888	525.7531	0.7531	15.6858	9520184.11	9520184.11	0.0
1210	0.0000	2842048.5808	525.7413	0.7413	15.3172	9488812.48	9488812.48	0.0
1220	0.0000	2832965.3993	525.7297	0.7297	14.9601	9458178.06	9458178.06	0.0
1230	0.0000	2824093.2008	525.7184	0.7184	14.6139	9428257.94	9428257.94	0.0
1240	0.0000	2815425.5011	525.7074	0.7074	14.2784	9399030.07	9399030.07	0.0
1250	0.0000	2806956.0632	525.6966	0.6966	13.9531	9370473.27	9370473.27	0.0
1260	0.0000	2798678.8860	525.6860	0.6860	13.6375	9342567.15	9342567.15	0.0
1270	0.0000	2790588.1938	525.6757	0.6757	13.3314	9315292.09	9315292.09	0.0
1280	0.0000	2782678.4261	525.6657	0.6657	13.0344	9288629.20	9288629.20	0.0
1290	0.0000	2774944.2283	525.6558	0.6558	12.7462	9262560.31	9262560.31	0.0
1300	0.0000	2767380.4422	525.6462	0.6462	12.4664	9237067.88	9237067.88	0.0
1310	0.0000	2759982.0978	525.6368	0.6368	12.1947	9212135.06	9212135.06	0.0
1320	0.0000	2752744.4051	525.6275	0.6275	11.9309	9187745.59	9187745.59	0.0
1330	0.0000	2745662.7459	525.6185	0.6185	11.6746	9163883.78	9163883.78	0.0
1340	0.0000	2738732.6670	525.6097	0.6097	11.4256	9140534.53	9140534.53	0.0
1350	0.0000	2731949.8730	525.6011	0.6011	11.1837	9117683.25	9117683.25	0.0
1360	0.0000	2725310.2194	525.5926	0.5926	10.9485	9095315.90	9095315.90	0.0
1370	0.0000	2718809.7065	525.5843	0.5843	10.7199	9073418.90	9073418.90	0.0
1380	0.0000	2712444.4735	525.5762	0.5762	10.4976	9051979.15	9051979.15	0.0
1390	0.0000	2706210.7923	525.5683	0.5683	10.2814	9030984.01	9030984.01	0.0
1400	0.0000	2700105.0627	525.5605	0.5605	10.0711	9010421.27	9010421.27	0.0
1410	0.0000	2694123.8066	525.5529	0.5529	9.8665	8990279.15	8990279.15	0.0
1420	0.0000	2688263.6632	525.5454	0.5454	9.6674	8970546.23	8970546.23	0.0
1430	0.0000	2682521.3847	525.5381	0.5381	9.4736	8951211.52	8951211.52	0.0
1440	0.0000	2676893.8311	525.5309	0.5309	9.2849	8932264.38	8932264.38	0.0
1450	0.0000	2671377.9665	525.5239	0.5239	9.1013	8913694.50	8913694.50	0.0
1460	0.0000	2665970.8547	525.5170	0.5170	8.9224	8895491.94	8895491.94	0.0
1470	0.0000	2660669.6553	525.5103	0.5103	8.7482	8877647.09	8877647.09	0.0
1480	0.0000	2655471.6201	525.5037	0.5037	8.5785	8860150.62	8860150.62	0.0
1490	0.0000	2650374.0895	525.4972	0.4972	8.4132	8842993.52	8842993.52	0.0
1500	0.0000	2645374.4889	525.4908	0.4908	8.2521	8826167.08	8826167.08	0.0
1510	0.0000	2640470.3258	525.4846	0.4846	8.0951	8809662.85	8809662.85	0.0
1520	0.0000	2635659.1864	525.4784	0.4784	7.9420	8793472.66	8793472.66	0.0

1530	0.0000	2630938.7328	525.4724	0.4724	7.7928	8777588.59	8777588.59	0.0
1540	0.0000	2626306.7000	525.4665	0.4665	7.6473	8762002.97	8762002.97	0.0
1550	0.0000	2621760.8933	525.4607	0.4607	7.5054	8746708.37	8746708.37	0.0
1560	0.0000	2617299.1858	525.4550	0.4550	7.3670	8731697.59	8731697.59	0.0
1570	0.0000	2612919.5156	525.4495	0.4495	7.2319	8716963.65	8716963.65	0.0
1580	0.0000	2608619.8836	525.4440	0.4440	7.1002	8702499.79	8702499.79	0.0
1590	0.0000	2604398.3515	525.4386	0.4386	6.9716	8688299.44	8688299.44	0.0
1600	0.0000	2600253.0390	525.4333	0.4333	6.8461	8674356.24	8674356.24	0.0
1610	0.0000	2596182.1223	525.4281	0.4281	6.7236	8660664.02	8660664.02	0.0
1620	0.0000	2592183.8315	525.4231	0.4231	6.6040	8647216.79	8647216.79	0.0
1630	0.0000	2588256.4495	525.4181	0.4181	6.4873	8634008.75	8634008.75	0.0
1640	0.0000	2584398.3092	525.4131	0.4131	6.3732	8621034.25	8621034.25	0.0
1650	0.0000	2580607.7924	525.4083	0.4083	6.2618	8608287.81	8608287.81	0.0
1660	0.0000	2576883.3280	525.4036	0.4036	6.1530	8595764.14	8595764.14	0.0
1670	0.0000	2573223.3900	525.3989	0.3989	6.0468	8583458.05	8583458.05	0.0
1680	0.0000	2569626.4966	525.3943	0.3943	5.9429	8571364.55	8571364.55	0.0
1690	0.0000	2566091.2078	525.3898	0.3898	5.8414	8559478.76	8559478.76	0.0
1700	0.0000	2562616.1249	525.3854	0.3854	5.7422	8547795.96	8547795.96	0.0
1710	0.0000	2559199.8884	525.3810	0.3810	5.6452	8536311.54	8536311.54	0.0
1720	0.0000	2555841.1773	525.3768	0.3768	5.5505	8525021.05	8525021.05	0.0
1730	0.0000	2552538.7070	525.3726	0.3726	5.4578	8513920.13	8513920.13	0.0
1740	0.0000	2549291.2289	525.3684	0.3684	5.3671	8503004.58	8503004.58	0.0
1750	0.0000	2546097.5288	525.3644	0.3644	5.2785	8492270.28	8492270.28	0.0
1760	0.0000	2542956.4257	525.3604	0.3604	5.1918	8481713.25	8481713.25	0.0
1770	0.0000	2539866.7709	525.3564	0.3564	5.1070	8471329.59	8471329.59	0.0
1780	0.0000	2536827.4470	525.3526	0.3526	5.0241	8461115.55	8461115.55	0.0
1790	0.0000	2533837.3667	525.3487	0.3487	4.9429	8451067.43	8451067.43	0.0
1800	0.0000	2530895.4718	525.3450	0.3450	4.8634	8441181.68	8441181.68	0.0

## Anexo 9: Estructuras hidráulicas

### Perfil tipo Creager

El perfil tipo Creager (United States Bureau of Reclamation, 1976, 1987) sigue, desde su punto más alto, con cota igual al NMN, hasta el punto de empalme con el paramento aguas abajo, la siguiente ecuación:

$$\frac{y}{2.269} = -0.50 \times \left( \frac{x}{2.269} \right)^{1.87}$$

La **Tabla 54** presenta el seccionamiento del Perfil Creager.

Tabla 54: Seccionamiento del Perfil Creager. *Fuente:* Elaboración propia.

Puntos	X(m.)	Y(m.)
P1	0.0	0.0000
P2	0.2	-0.0121
P3	0.4	-0.0442
P4	0.6	-0.0943
P5	0.8	-0.1615
P6	1.0	-0.2451
P7	1.2	-0.3447
P8	1.4	-0.4599
P9	1.6	-0.5903
P10	1.8	-0.7358
P11	2.0	-0.8960
P12	2.2	-1.0708
P13	2.4	-1.2601
P14	2.6	-1.4635
P15	2.8	-1.6810
P16	3.0	-1.9125
P17	3.1679	-2.1176

### Características hidráulicas del lecho amortiguador tipo I variando la longitud eficaz del aliviadero

Se modela, mediante el software *Matlab*®, las características hidráulicas del lecho amortiguador tipo I, tomando como variable de comparación diferentes longitudes eficaces. A continuación, se presenta el fichero usado:

```
%% Comparación de resultados para diferentes longitudes eficaces
```

```
%{
```

```
Este cálculo se realiza para diferentes longitudes eficaces
```

```
Para el cálculo de la longitud del cuenco amortiguador
```

```
El cuenco amortiguador tipo I, el elegido, no tiene elementos disipadores
```

de energía

La variable de control va a ser la longitud eficaz  
%}

```
clear
close all
clc
```

%% Cálculo de la longitud útil

L\_ef = [5 6 7 8 9 10 12 15 20]; %Longitud eficaz del aliviadero

H\_head = [2.173 2.075 1.988 1.911 1.842 1.779 1.668 1.533 1.360]; %Altura de lámina de vertido del aliviadero

Q\_p = [38.426 42.027 47.098 50.753 53.989 56.947 62.070 68.337 76.166]; % Caudal de avenida de proyecto

c\_pilas = 0.001; %Coeficiente de contracción por pilas

c\_estribos = 0.05; %Coeficiente de contracción por estribos

```
for i=1:9
```

```
    if L_ef(i) <= 10
```

```
        L_u(i) = L_ef(i) + 2 * c_estribos * H_head(i); %Longitud útil con un solo vano en el aliviadero
```

```
    else
```

```
        L_u(i) = L_ef(i) + 2 * ( 1 * c_pilas + c_estribos ) * H_head(i); %Longitud útil con dos vanos en el
```

```
aliviadero
```

```
    end
```

```
end
```

%% Resolución de incógnitas

NMN = 525; %Nivel máximo normal

solera\_cuenco = 498; %Cota de la solera del cuenco amortiguador

Z = NMN - solera\_cuenco + H\_head; %Altura del fondo de cuenco hacia la lámina de agua del embalse

g = 9.81; %aceleración de la gravedad

```
for i=1:9
```

```
    vt(i) = ( 2 * g * ( Z(i) - H_head(i)/2 ) )^0.5; %Velocidad teórica a la entrada del cuenco amortiguador
```

```
    k = 0.83; %Cociente teórico para la obtención de la velocidad 1 a la entrada del cuenco
```

```
amortiguador
```

```
    v1(i) = k * vt(i); %Velocidad 1 a la entrada del cuenco amortiguador
```

```
    y1(i) = Q_p(i) / ( v1(i) * L_u(i) ); %Tirante 1 a la entrada del cuenco amortiguador
```

```
    F1(i) = v1(i) / ( g * y1(i) ) ^ 0.5; %Número de Froude correspondiente al tirante 1
```

```
    y2(i) = y1(i) * 0.5 * ( ( 1 + 8 * F1(i) ^ 2 ) ^ 0.5 - 1 ); %Tirante 2 aguas abajo del resalto hidráulico
```

```
    L_cuenco(i) = 6.1 * y2(i); %Longitud de diseño del cuenco amortiguador
```

```
    Area(i) = L_cuenco(i) * L_u(i); %Área de la losa del cuenco amortiguador
```

```
end
```

%% Presentación de resultados

```
n = 1:9;
```

```
subplot(2,3,1);
```

```
plot(L_ef, F1, 'r-*) %Representación del número de Froude
```

```

title('Número de Froude');
legend('Longitudes eficaces vs F1');
xlabel('Longitud eficaz de aliviadero (m.)')
ylabel('Número de Froude');
grid on;
axis([5 20 10 14])

subplot (2,3,2)
plot(L_ef, y1, 'm-+')
title('Tirante Y1');
legend('Longitud eficaz vs Y1');
xlabel('Longitud eficaz de aliviadero (m.)')
ylabel('Y1 (m.)');
grid on;
axis([5 20 0.19 0.38])

subplot (2,3,3)
plot(L_ef, v1, 'g-d')
title('Velocidad de entrada al cuenco V1');
legend('Longitudes eficaces vs V1');
xlabel('Longitud eficaz de aliviadero (m.)')
ylabel('V1 (m/s)');
grid on;
axis([5 20 19.34 19.49])

subplot (2,3,4)
plot(L_ef, y2, 'ks-')
title('Tirante Y2');
legend('Longitudes eficaces vs Y2');
xlabel('Longitud eficaz de aliviadero (m.)')
ylabel('Y2 (m.)');
grid on;
axis([5 20 3.7 5.3])

subplot(2,3,5)
plot(L_ef, L_cuenco, '-*')
title('Longitud del cuenco amortiguador I');
legend('Longitudes eficaces vs Longitudes del cuenco');
xlabel('Longitud eficaz de aliviadero (m.)')
ylabel('Longitud cuenco (m.)');
grid on;
axis([5 20 22.5 32])

subplot(2,3,6)
plot(L_ef, Area, 'c-o')
title('Área de la solera del cuenco amortiguador');
legend('Longitudes eficaces vs Área');
xlabel('Longitud eficaz de aliviadero (m.)')
ylabel('Área cuenco amortiguador (m2)');
grid on;
axis([5 20 160 465])

```

## Cálculo del lecho amortiguador tipo II y sus características hidráulicas

Se modela, mediante el software *Matlab*®, las características hidráulicas del lecho amortiguador tipo II, presentando como resultado las longitudes que competan al cálculo final, así como la cota de solera y la grada que se necesita a causa de que el lecho amortiguador se encuentra empozado. También se detallan los cajeros del canal y los elementos disipadores de energía. A continuación, se describe el fichero:

```
%% Cálculo del escalón para pérdida de energía del cuenco amortiguador al río y la cota de la solera
```

```
%{
```

```
Este cálculo tiene 2 objetivos:
```

```
1ro: calcular la altura del escalón. Si su valor es positivo, la solera
```

```
está por debajo de cauce del río; caso contrario, está por encima
```

```
2do: calcular la cota de la solera y sus elementos disipadores de energía
```

```
Para lograrlo se van a realizar muchas iteraciones y se obtendrá un valor uniforme que se tomará como el válido
```

```
%}
```

```
clear
```

```
close all
```

```
clc
```

```
%% Datos iniciales
```

```
g = 9.81; %Aceleración de la gravedad (m2/s)
```

```
NMN = 525; %Nivel máximo normal (msnm)
```

```
H_head_p = 1.779; %Altura de lámina de agua del aliviadero en avenida de proyecto (m)
```

```
b = 10.2; %Ancho del aliviadero, igual al cuenco amortiguador (m)
```

```
Cota_ter = 498; %Cota a nivel de terreno (msnm)
```

```
Q_p = 56.947; %Caudal de avenida de proyecto (m3/s)
```

```
%{
```

```
La nomenclatura para los valores a la entrada del cuenco amortiguador es (1)
```

```
La nomenclatura valores luego del resalto hidráulico es (2)
```

```
La nomenclatura para valores inmediatamente aguas del cuenco amortiguador, es decir, en el lecho del río es (3)
```

```
Se asume que no hay variación de ancho del canal
```

```
Se inicia la iteración: se inicia tomando como nulo
```

```
los valores del tirante a la entrada del cuenco y del escalón
```

```
%}
```

```
e(1) = 0; %Altura del escalón. Es positivo cuando crece de aguas arriba hacia aguas abajo (m)
```

```
y1(1) = 0; %Tirante en la entrada del cuenco amortiguador (m)
```

```
Z(1) = NMN + H_head_p - Cota_ter - e(1); %Altura desde el fondo de la solera del cuenco hasta la lámina de agua del embalse (m)
```

```

vt(1) = (2 * g * (Z(1) - H_head_p / 2) ) ^ 0.5; %Valor de la velocidad teórica en la entrada del cuenco
amortiguador (m/s)
k = 0.83; %Valor adimensional que relaciona la velocidad teórica y la velocidad en la entrada del
cuenco amortiguador
v1(1) = k * vt(1); %Velocidad en la entrada del cuenco amortiguador (m/s)
F (1) = 11.54; %Número de Froude, adimensional
y3 = 1.3069; %Tirante del lecho del río (m)
v3 = 4.2720; %Velocidad del lecho del río (m/s)
n = 100; %Número de iteraciones a realizarse

```

```
%% Iteración y obtención de resultados
```

```

for i = 2:n
    y1(i) = Q_p / (b * v1(i-1));
    F (i) = v1(i-1) / ((y1(i) * g) ^ 0.5);
    y2(i) = y1(i) * 0.5 * ((1 + 8 * (F (i) ^ 2) ) ^ 0.5) - 1); %Tirante conjugado de y1 tras un resalto
hidráulico (m)
    N = 1.05; %Valor adimensional utilizado para casos en que el número de Froude es mayor a 9
    TW(i) = N * y2(i); %Tail water, según recomendación del USBR se tomar esta altura y no la del
tirante conjugado (m)
    A2(i) = y2(i) * b; %Área hidráulica aguas abajo del resalto hidráulico (m^2)
    v2(i) = Q_p / A2(i); %Velocidad aguas abajo del resalto hidráulico (m/s)
    c_p = 0.80; %c_p es un coeficiente adimensional para la pérdida de carga por escalón de borde. El
valor de 0.80 se toma para borde recto, pero dado que se espera una posible erosión, se opta por el
valor de 0.85
    delta_z(i) = v3^2 / (2 * g * (c_p ^ 2)) - v2(i) / (2 * g * (N ^ 2)); %Paso auxiliar para el cálculo del
salto
    e(i) = N * y2(i) - (y3 + delta_z(i)); %Se obtiene 'e' mediante la ecuación de Bernoulli
    Cota_solera(i) = Cota_ter - e(i);
    Z(i) = NMN + H_head_p - Cota_solera(i);
    vt(i) = (2 * g * (Z(i) - H_head_p / 2) ) ^ 0.5;
    v1(i) = vt(i) * k;
end
y2(1) = y2(2);
TW(1) = TW(2);
A2(1) = A2(2);
m = size(y2,2);
delta_z(1) = delta_z (2);
Cota_solera(1) = Cota_ter;

%{
El cuenco amortiguador es de tipo II
Según el USBR la obtención de la longitud del
cuenco se hace obteniendo relacionando el tirante
conjugado del resalto hidráulico de aguas abajo
con un cociente adimensional
%}

c = 4.3; %Cociente adimensional que relaciona la longitud del cuenco amortiguador tipo II con y2
L_cuenco = c * y2(m); %Longitud del cuenco amortiguador tipo II (m)

```

```
%% Longitud total
```

```
q = Q_p / b; %Caudal por metro de ancho (m2 / s)
```

```
if q >= 5
```

```
    Lp = L_cuenco; %Longitud del pozo (m)
```

```
else
```

```
    Lp = 3 * y2(m);
```

```
end
```

```
%La longitud total (L_total) es la suma de la del pozo (Lp) más la de la risberma (Lr)
```

```
L_total = 9 * (y2(m) - y1(m)); %Longitud total
```

```
Lr = L_total - Lp; %Longitud de la risberma (m)
```

```
%% Modificaciones a la longitud de risberma
```

```
{
```

```
Tras el cálculo de la longitud del cuenco amortiguador no se coloca  
inmediatamente el escalón para la restitución al cauce natural
```

```
Por ello se utilizan los datos de la avenida extrema para calcular  
una longitud mayor a la de avenida proyecto y cuya diferencia  
sería una continuación de losa. Posteriormente se coloca la grada  
y la risberma
```

```
}
```

```
Q_ext = 82.011; %Caudal de avenida extrema (m3/s)
```

```
H_head_ext = 2.269; %Altura de lámina de agua del aliviadero en avenida extrema (m)
```

```
Z_ext = NMN + H_head_ext - Cota_solera(m); %Altura desde el fondo de la solera del cuenco hasta  
la lámina de agua del embalse (m)
```

```
vt_ext = (2 * g * (Z_ext - H_head_ext / 2)) ^ 0.5; %Valor de la velocidad teórica en la entrada del  
cuenco amortiguador (m/s)
```

```
v1_ext = vt_ext * k; %Velocidad en la entrada del cuenco amortiguador (m/s)
```

```
y1_ext = Q_ext / (b * v1_ext); %Tirante en la entrada del cuenco amortiguador (m)
```

```
F_ext = v1_ext / ((y1_ext * g) ^ 0.5); %Número de Froude, adimensional
```

```
y2_ext = y1_ext * 0.5 * (((1 + 8 * (F_ext ^ 2)) ^ 0.5) - 1); %Tirante conjugado de y1 tras un resalto  
hidráulico (m)
```

```
L_cuenco_ext = c * y2_ext;
```

```
%% Altura de cajeros
```

```
c_TW = 1.15; %Coeficiente para cajero aguas abajo, adimensional
```

```
H_cajero_abajo = c_TW * y2(m); %Altura de cajero aguas abajo del resalto hidráulico (m)
```

```
alfa_seg = 10.20; %Ángulo que forma la línea piezométrica del agua con la horizontal, grados  
sexagesimales
```

```
alfa_rad = alfa_seg * pi / 180; %Ángulo que forma la línea piezométrica del agua con la horizontal,  
radiones
```

```
H_cajero_arriba = H_cajero_abajo - Lp * tan(alfa_rad); %Altura de cajero aguas arriba del resalto  
hidráulico (m)
```

```
%% Ploteo de resultados
```

```
figure(1)
```

```
subplot(2,1,1)
```

```
plot(1:n, F, 'b-*')
```

```

title('Número de Froude')
legend ('Número de Forude a lo largo de las iteraciones')
xlabel('Núm. de Iteración')
ylabel('Núm. Froude')
axis( [1 m F (1) F (m)*2-F (1)] )

subplot(2,1,2)
plot(1:n, e, 'r-d')
title('Tamaño de la grada')
legend ('Altura de la grada a lo largo de las iteraciones')
xlabel('Núm. de Iteración')
ylabel('Altura de la grada (m)')
axis( [1 m e(1) e(m)*2-e(1)] )

figure(2)
concreto_x_1 = [-4 0 0 -0.8*0.3 0 20 20-0.5*0.9 20-0.5*0.9-0.1 20-0.5*0.9-0.1 23.9 23.9 24.9];
concreto_y_1 = [5 0 0.3 0.3 0 0 0.9 0.9 0 0 2.4 2.4];
risberma_x = [23.9 24.9-1+15.5];
risberma_y = [2.4 2.4];
concreto_x_2 = [-4+1.2/1.2806 -0.0027273 0 20 20+3.9+15.5];
concreto_y_2 = [5+1.2*0.8/1.2806 1.7995 1.8 5.4 5.4];
agua_x = [-4+0.2/1.2806 0 0 20 23.9 24.9 20+3.9+15.5];
agua_y = [5+0.2*0.8/1.2806 y1(m) TW(m)- Lp*tan(alfa_rad) TW(m) TW(m) y3+e(m) y3+e(m)];
resalto_x = linspace(0, 20, 100);
resalto_y = linspace(TW(m)-Lp*tan(alfa_rad), TW(m), 100);
plot (risberma_x, risberma_y+Cota_solera(m), 'r', concreto_x_2, concreto_y_2+ Cota_solera(m), 'k--',
agua_x, agua_y+ Cota_solera(m), 'b', resalto_x, resalto_y+ Cota_solera(m), 'c*')
hold on
plot(concreto_x_1, concreto_y_1+ Cota_solera(m), 'k', 'LineWidth', 2)
title('Croquis del cuenco amortiguador')
legend ('Risberma', 'Cajones', 'Lámina de agua', 'Resalto hidráulico', 'Solera del cuenco
amortiguador')
xlabel('Metros')
ylabel('Altura(msnm)')
axis([-2 40 495.6 501.4])

fprintf('<strong>Resultados del cuenco amortiguador tipo II y la grada del cuenco amortiguador
</strong> \n');
fprintf ('\nLa longitud del cuenco amortiguador tipo II es %3.2f metros', round(Lp, 1))
fprintf ('\nLa longitud de losa que continua al del cuenco amortiguador es de %3.2f metros',
round(L_cuenco_ext - L_cuenco, 1))
fprintf ('\nTras ello continua una grada de altura de %3.2f metros', round(e(m),1))
fprintf ('\nContinúa una risberma de longitud de %3.2f metros', round(Lr - (L_cuenco_ext - Lp), 1))
fprintf ('\nLa altura de los cajeros en la posición aguas arriba del cuenco amortiguador es %3.2f
metros', round(H_cajero_arriba, 1))
fprintf ('\nLa altura de los cajeros en la posición aguas abajo del cuenco amortiguador es %3.2f
metros', round(H_cajero_abajo, 1))
fprintf ('\nLa cota de la solera del cuenco amortiguador es %3.2f msnm', round(Cota_solera(m),1))
fprintf ('\nLa cota de la riberma, que coincide con el terreno natural, es 498.00 msnm')
fprintf ('\n\n <strong>Características de los elementos disipadores</strong>\n')
fprintf ('\nLa altura de los bloques de la rápida "h1" es igual a %3.2f metros', round(y1(m),1))

```

```
fprintf ("\nEl ancho de los bloques de rápida "W1" es igual a %3.2f metros', round(y1(m),1))  
fprintf ("\nEl espacio entre bloques del umbral de dentado es "S1" es igual a %3.2f metros',  
round(y1(m),1))  
fprintf ("\nEl espaciamiento de los bloques de rápida con las paredes "SP1" es igual a %3.2f metros',  
round(y1(m)/2,2))  
fprintf ("\nLa altura del umbral de dentado "h2" es igual a %3.2f metros', round(0.2*y2(m),1))  
fprintf ("\nEl ancho del umbral de dentado "W2" es igual a %3.2f metros', round(0.15*y2(m),1))  
fprintf ("\nEl espaciado en el umbral dentado "S2" es igual a %3.2f metros', round(0.15*y2(m),1))  
fprintf ("\nSe recomienda no haya espaciamiento entre el umbral de dentado y la pared')  
fprintf ("\nEl espesor del umbral de dentado "ss2" es %3.2f metros', round(0.02*y2(m),1))
```



## Anexo 10: Dimensionamiento de la coronación efectiva del cuerpo de presa

Se modela, mediante el software *Matlab*®, la coronación efectiva del cuerpo de presa, mostrando como resultado la cota a la cual se encuentra. A continuación, se describe el fichero:

```
%% Elección de la cota de coronación
```

```
%{
El objetivo de este programa es obtener la altura a la cual se encuentra
la cota efectiva de coronación.
La cota efectiva responde a la altura que funcione estructuralmente y no
como ornamento o estructura no portante
%}
```

```
clear
close all
clc
```

```
%% Datos iniciales
```

```
NMN = 525; %Nivel máximo normal (msnm)
NAP = NMN + 1.779; %Nivel de avenida de proyecto (msnm)
NAE = NMN + 2.269; %Nivel de avenida extrema (msnm)
F = 8; %Fetch (km)
g = 9.81; %Aceleración de la gravedad (m2/s)
```

```
%% Altura de ola de viento (hv)
```

```
% El cálculo de hv se obtiene por la formulación de Iribarren o Stevenson
hv_Stevenson = 0.76 + +0.34 * sqrt(F) - 0.26 * ((F) ^ 0.24);
hv_Iribarren = F ^ 0.25;
```

```
if hv_Stevenson >= hv_Iribarren
    hv = hv_Stevenson;
else
    hv = hv_Iribarren;
end
```

```
%% Altura de ola sísmica (hs)
```

```
ro = 1.3; %Coeficiente de peligrosidad
a_b = 0.20 * g; %aceleración sísmica básica
c = 1; %Coeficiente del terreno, adimensional
% El cálculo de del coeficiente sísmico (s) depende de 'ro' y 'a_b'. Debe ser mayor a 0.81
if ro * a_b > 0.4 * g
    s = 1;
elseif ro * a_b > 0.1 * g
    s = (c / 1.25) + 3.33 * ((ro * a_b / g - 0.1) * (1 - c / 1.25));
else
    s = c / 1.25;
end
```

```

a_c = a_b * ro * s; %Aceleración sísmica de cálculo
k = 0.5; %Coeficiente adimensional del avelocidad sísmica
H = NMN - 498;
T = 1; %Periodo, a falta de datos se toma como valor la unidad
hs = k * a_c * T * sqrt(g * H) / (2 * pi);

```

```
%% Cálculo de sobre elevaciones
```

```
SOA = 1.5 * hv; %Sobreelevación por oleaje en avenidas
% Cálculo del SOM (Sobreelevación por oleaje máximo)
```

```
if 1.5 * hv > hs + 1
```

```
    SOM = 1.5 * hv;
```

```
else
```

```
    SOM = hs + 1;
```

```
end
```

```
%% Cálculo de la cota de coronación efectiva (CCE)
```

```
Cond_normal = NMN + SOM; %Condición normal
```

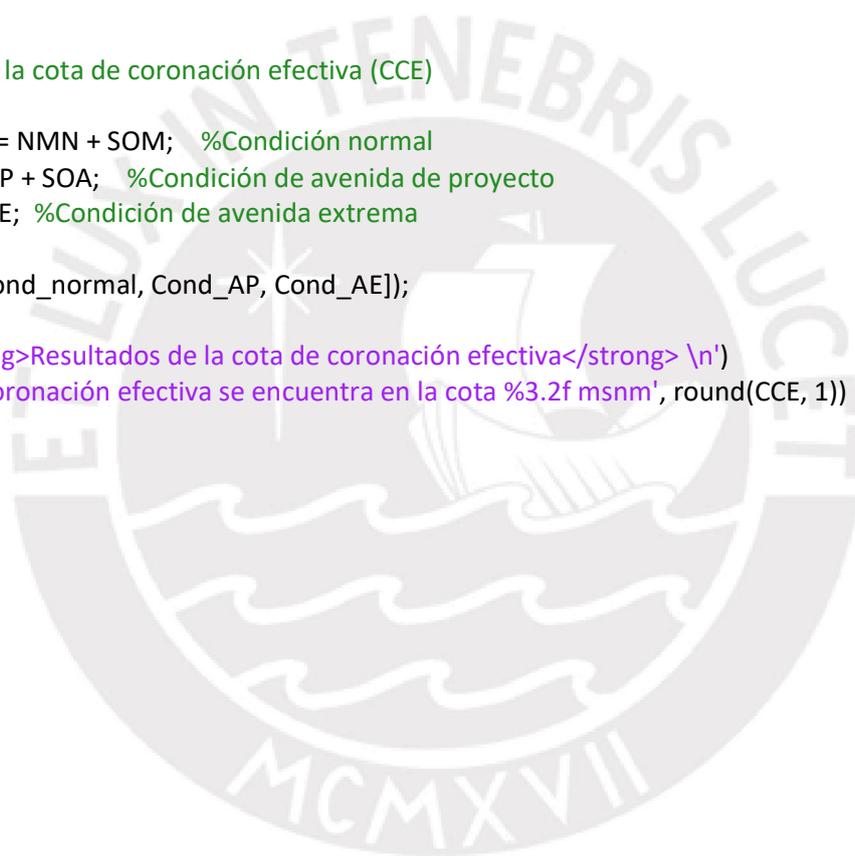
```
Cond_AP = NAP + SOA; %Condición de avenida de proyecto
```

```
Cond_AE = NAE; %Condición de avenida extrema
```

```
CCE = max ([Cond_normal, Cond_AP, Cond_AE]);
```

```
fprintf ('<strong>Resultados de la cota de coronación efectiva</strong> \n')
```

```
fprintf('\nLa coronación efectiva se encuentra en la cota %3.2f msnm', round(CCE, 1))
```



## **Anexo 11: Estudio climatológico**

### **Datos climáticos**

#### Presentación de datos climatológicos

Los datos climatológicos son cedidos por el Consorcio.

#### Temperaturas

Es muy importante trabajar la información de temperatura, ya que el lugar en que se emplaza el proyecto tiene características muy particulares: presenta altas temperaturas en la mayor parte del año, pero también precipitaciones durante muchos periodos.

Se toman valores de temperatura extremos, es decir, máximos y mínimos. Estos serán de cada día de cada mes de todos los años de análisis. Esta información se presenta en las **Tabla 55** y **56**, que representan los valores del primer y segundo semestre de cada año, respectivamente, con que se cuente registro.

Como resumen, se presenta la **Tabla 57**, la cual muestra los valores máximos, mínimos y promedios correspondientes a los valores de temperatura medios y extremos. Estos mismos se detallan en el **Gráfico 20**, en el que se puede observar cómo las curvas generadas no se cruzan, lo cual resalta la peculiaridad climática de la zona del proyecto en cuanto a su temperatura en diferentes meses, teniendo constancia en su comportamiento.

Tabla 55: Temperaturas extremas, máximas y mínimas, de todos los días de los meses enero a junio. Fuente: Adaptado del Consorcio, 2019.

Mes	Enero		Febrero		Marzo		Abril		Mayo		Junio	
Día	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.
1	35.4	21.5	29.6	23.8	35.0	22.7	32.6	21.7	33.6	22.2	32.2	22.3
2	32.6	22.0	27.4	22.4	35.3	23.4	32.3	21.3	34.0	22.6	30.6	22.8
3	32.8	21.3	32.0	22.0	32.7	22.7	33.7	21.6	33.8	22.4	27.5	23.3
4	28.6	21.4	34.2	22.7	33.0	24.0	34.3	21.8	34.2	22.9	31.2	22.4
5	28.0	21.3	34.7	22.6	33.3	23.9	31.4	22.0	33.4	23.4	31.5	22.8
6	32.8	19.4	29.0	23.8	32.7	23.8	31.6	21.6	27.7	23.5	32.4	22.6
7	34.8	21.5	34.0	22.7	28.7	22.6	30.0	21.4	33.0	22.6	33.4	23.3
8	33.7	20.0	30.0	23.8	32.8	22.0	33.2	20.4	33.4	22.4	33.7	23.6
9	32.2	19.7	28.8	23.2	35.0	22.2	33.8	21.7	31.2	23.8	31.7	24.2
10	29.4	21.9	31.5	22.5	34.5	23.9	29.2	21.4	32.5	23.3	31.0	24.3
11	29.8	21.4	27.0	22.7	29.5	23.7	30.0	20.4	28.8	22.5	31.6	22.7
12	33.4	20.8	32.4	20.9	30.0	21.2	31.4	21.0	32.0	21.5	30.5	23.3
13	32.5	21.3	32.6	20.4	36.0	22.6	33.7	22.2	32.8	21.8	30.8	23.6
14	34.8	21.5	33.8	21.9	30.4	22.7	32.6	21.3	31.0	22.6	30.4	22.6
15	35.5	22.0	32.4	22.3	31.6	23.0	31.7	21.7	32.5	22.8	33.0	22.2
16	29.4	21.8	32.3	22.9	33.6	22.3	32.3	21.6	33.4	23.8	33.5	22.5
17	34.0	20.7	33.4	22.8	30.5	22.6	30.3	20.3	32.6	24.0	33.4	22.3
18	34.8	22.5	34.5	23.0	32.0	21.9	30.0	20.5	33.5	23.2	33.0	21.8
19	34.0	21.6	34.6	22.9	32.2	22.4	30.7	21.8	33.0	23.7	33.5	22.4
20	32.6	21.9	32.0	23.0	30.6	23.7	32.8	21.6	33.4	24.3	30.3	22.3
21	30.8	21.7	27.4	23.2	32.6	23.3	27.0	22.0	34.0	22.3	26.5	22.4
22	29.2	21.2	32.3	22.8	33.0	23.4	31.5	20.8	32.6	23.2	31.4	22.2
23	30.0	21.0	31.3	22.9	32.8	23.2	31.8	21.4	33.0	22.8	31.3	21.0
24	31.2	21.6	32.0	23.2	34.5	22.9	31.6	21.0	29.3	22.0	32.0	20.0
25	34.0	21.4	36.8	23.0	35.6	23.6	28.0	22.2	32.5	22.2	33.0	21.2

26	33.5	22.4	35.0	23.6	29.5	23.5	31.8	22.0	31.0	22.6	33.2	19.7
27	32.5	21.4	34.4	23.8	31.4	22.4	32.7	21.0	32.5	22.5	33.5	20.6
28	33.8	22.4	30.5	25.0	34.8	23.3	32.3	22.7	30.0	22.8	32.4	20.4
29	32.8	21.3	33.0	22.8	34.0	24.0	29.0	21.6	32.6	23.4	33.4	21.8
30	29.4	21.3	-	-	28.3	23.7	28.8	21.8	32.6	22.4	32.3	21.8
31	29.7	21.2	-	-	32.0	21.2	-	-	32.5	22.6	-	-

Tabla 56: Temperaturas extremas, máximas y mínimas, de todos los días de los meses julio a diciembre. *Fuente:* Adaptado del Consorcio, 2019.

Mes	Julio		Agosto		Septiembre		Octubre		Noviembre		Diciembre	
Día	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.
1	28.5	21.2	33.5	21.5	33.7	21.4	34.3	22.4	35.0	23.5	35.0	23.0
2	27.4	20.6	34.3	20.2	31.3	21.7	35.0	21.5	32.4	22.2	32.0	24.3
3	30.6	19.5	35.0	20.3	32.2	20.9	36.0	22.2	33.5	22.7	33.6	23.4
4	29.5	20.6	33.4	21.7	34.0	21.3	29.6	21.8	25.5	23.2	33.8	23.8
5	31.0	20.8	34.0	21.4	32.5	21.2	34.5	21.6	32.0	20.5	31.8	23.5
6	30.0	19.7	34.4	22.3	33.5	21.0	34.3	22.4	32.5	22.0	26.8	22.8
7	29.4	21.2	34.5	21.6	34.2	21.3	32.7	21.2	32.6	23.4	32.4	21.8
8	32.0	20.7	33.3	21.9	34.0	21.7	33.6	21.3	34.3	24.0	34.8	22.7
9	33.0	21.6	33.6	21.2	31.6	22.4	35.5	22.0	28.2	24.5	35.8	23.3
10	33.4	21.9	35.5	20.9	34.5	22.3	34.5	22.8	32.6	21.7	35.0	22.7
11	32.8	21.7	35.0	21.0	34.9	21.4	32.0	21.8	33.2	22.4	27.7	24.4
12	32.0	21.0	35.5	21.4	31.0	22.6	33.0	21.2	35.4	24.0	31.4	20.8
13	32.4	20.8	35.0	22.5	34.0	22.5	35.0	21.3	27.5	22.4	34.2	22.2
14	32.6	20.2	35.3	23.4	33.5	21.8	34.5	23.0	33.0	22.2	34.8	20.5
15	33.4	20.2	35.2	21.7	31.6	22.3	27.5	22.7	32.6	23.0	33.0	22.6
16	33.5	21.0	36.5	21.6	30.6	22.8	28.0	22.6	32.9	24.4	34.5	22.8
17	34.2	21.6	36.4	22.6	25.0	22.4	33.2	22.3	29.5	24.2	34.2	23.7
18	27.2	22.3	34.0	23.2	30.7	21.2	34.8	22.5	32.0	22.8	34.3	23.8
19	26.5	18.6	33.8	22.6	32.7	21.4	35.6	21.7	35.5	24.5	32.7	23.2

20	30.0	19.2	35.3	22.5	33.6	22.3	34.5	22.6	33.8	23.6	33.9	23.4
21	31.5	18.3	30.2	21.8	34.0	21.0	34.0	22.8	31.0	22.4	33.0	22.8
22	32.5	18.5	26.2	22.2	33.8	22.0	28.4	23.4	33.0	22.7	31.4	21.8
23	33.0	19.2	32.0	21.3	26.4	22.2	30.3	22.6	35.0	23.7	35.0	20.6
24	33.3	19.4	34.4	20.4	31.2	22.4	33.4	22.7	34.8	23.0	35.5	21.6
25	33.6	20.0	34.6	21.0	32.3	21.3	32.5	22.3	35.2	23.8	33.2	22.7
26	33.5	20.3	34.0	21.7	32.8	22.4	33.0	22.9	34.3	23.4	33.0	22.3
27	33.8	20.4	33.8	21.3	33.3	22.2	30.0	23.0	32.0	23.7	31.4	23.7
28	34.6	20.3	26.5	22.5	32.4	21.8	30.5	23.4	31.4	24.0	34.2	21.7
29	33.5	20.7	35.5	21.3	33.8	22.6	30.0	22.8	30.3	22.0	33.2	22.8
30	32.3	22.3	34.3	20.4	31.7	22.7	33.2	22.5	34.3	21.8	30.9	22.5
31	31.6	21.4	32.0	20.8	-	-	34.0	22.7	-	-	29.0	23.4

Tabla 57: Datos climatológicos mensuales, valores medios y extremos. Fuente: Elaboración propia.

Temperatura (°C)													
Mes		Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Valores medios	Máx.	32.19	32.03	32.51	31.40	32.34	31.81	31.70	33.77	32.36	32.82	32.51	32.95
	Mín.	21.37	22.85	22.96	21.46	22.84	22.28	20.49	21.62	21.88	22.32	23.06	22.73
	Media	26.78	27.44	27.74	26.43	27.59	27.04	26.09	27.70	27.12	27.57	27.78	27.84
Valores extremos	Máx.	35.50	36.80	36.00	34.30	34.20	33.70	34.60	36.50	34.90	36.00	34.30	35.00
	Mín.	19.40	20.40	21.20	20.30	21.50	19.70	18.30	20.20	20.90	21.20	20.50	20.50

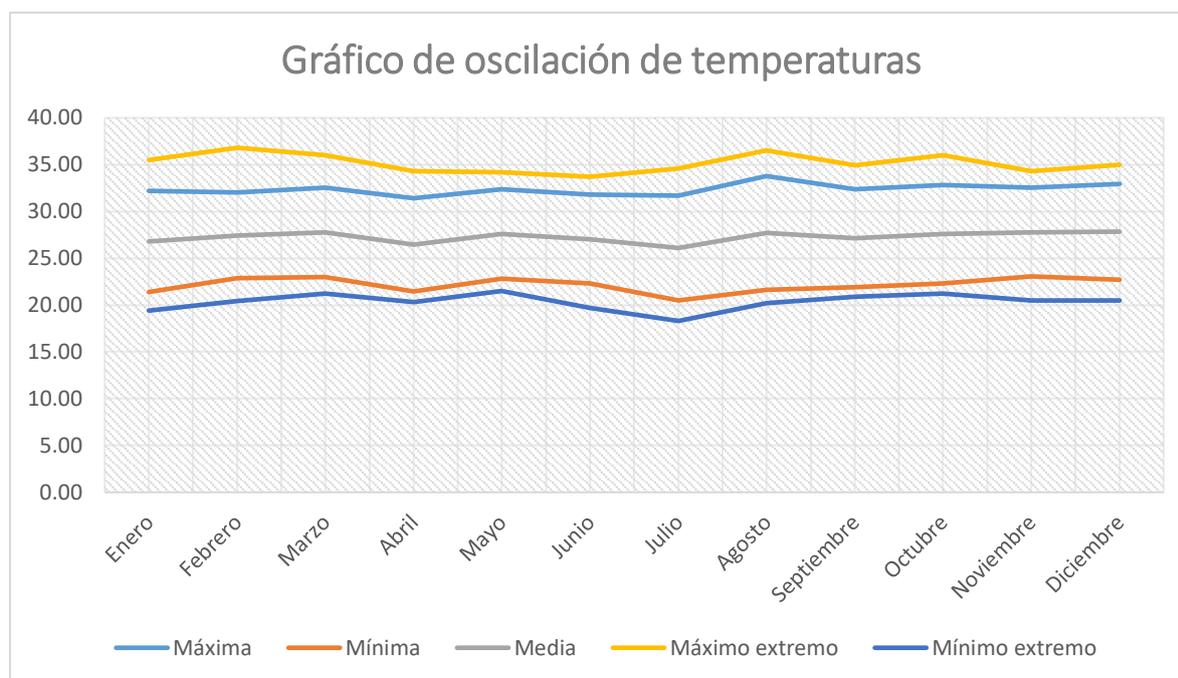


Gráfico 20: Variación de la temperatura a lo largo del año. *Fuente:* Elaboración propia.

### Precipitaciones

Los valores de precipitación mensual de cada vez, información cedida por el Consorcio, de presenta en la **Tabla 58**.

Tabla 58: Precipitación media mensual. *Fuente:* Adaptado del Consorcio, 2019.

Mes	Precipitación media mensual (mm.)
Enero	235.25
Febrero	174.25
Marzo	238.97
Abril	230.73
Mayo	219.87
Junio	93.75
Julio	55.72
Agosto	97.95
Septiembre	127.58
Octubre	246.63
Noviembre	211.80
Diciembre	161.35

### Heladas

El criterio agroeconómico de Papadakis (Gobierno de Navarra, s. f.; Papadakis, 1960) se utiliza para deducir los momentos en que se van a producir heladas a partir de la temperatura.

Este criterio divide el año en 3 periodos distintos, según la temperatura:

- Estación media libre de heladas (en adelante, *EMLH*):  $Temperatura \geq 0^{\circ}C$
- Estación disponible libre de heladas (en adelante, *EDLH*):  $Temperatura \geq 2^{\circ}C$
- Estación mínima libre de heladas (en adelante, *EMLH*):  $Temperatura \geq 7^{\circ}C$

La temperatura de análisis es la mínima extrema (ver **Tabla 57**), la cual es igual a  $18.30^{\circ}C$ . Ello significa que no hay problemas de heladas en ningún momento del año.

### Evapotranspiración potencial

La evapotranspiración (en adelante, *ET*) es la suma de dos efectos: la evaporación y la transpiración del agua, haciendo que ésta cambie de estado, de líquido a gaseoso, volviendo a la atmósfera, continuando así el ciclo del agua (Instituto Geográfico Nacional de España, s. f.; Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú, 2015a, 2015b).

La evapotranspiración potencial (en adelante, *ETP*) es la cantidad máxima de agua que puede evaporar y transpirar agua en una condición específica: área vegetal que cubre todo el suelo y condiciones adecuadas para ese proceso, es decir, que tenga agua (Instituto Geográfico Nacional de España, s. f.; Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú, 2015b).

A partir de la publicación *Generación de una base de datos de evapotranspiración grillada y de alta resolución a nivel nacional* (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú, 2015b), se confecciona la **Tabla 59**, en que detallan valores medios de *ETP* de todos los meses, entre los años 1981 a 2014 (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú, 2015b), valores cedidos por el Consorcio.

Tabla 59: Evapotranspiración potencial media mensual. *Fuente:* Adaptado del Consorcio, 2019.

Mes	Valor medio evapotranspiración potencial (mm./mes)
Junio	32
Julio	41
Agosto	49
Septiembre	56
Octubre	69
Noviembre	74
Diciembre	68
Enero	58
Febrero	56
Marzo	51
Abril	42
Mayo	38

### Periodos de sequía

Para determinar los meses en que el lugar presenta sequía se formula la siguiente inecuación:

$$Pluviometría_{mensual} + R_{mensual} - ETP_{mensual} < 0$$

Donde  $R$  representa la reserva acuífera acumulada durante meses anteriores, cuyo valor se va a tomar como constante igual a 200 milímetros, el cual es cedido por el Consorcio.

Con el valor de  $R$  y de las precipitaciones medias mensuales (ver **Tabla 58**), se puede determinar los meses en que hay sequía. Este análisis de periodos de sequía se presenta en la **Tabla 60**.

Tabla 60: Periodo de sequía. Fuente: Elaboración propia.

Mes	P <sub>mensual</sub> (mm.)	R (mm.)	ETP (mm./mes)	P+R-ETP	Mes Seco
Enero	235.25	200	58	377.25	No
Febrero	174.25	200	56	318.25	No
Marzo	238.97	200	51	387.97	No
Abril	230.73	200	42	388.73	No
Mayo	219.87	200	38	381.87	No
Junio	93.75	200	32	261.75	No
Julio	55.72	200	41	214.72	No
Agosto	97.95	200	49	248.95	No
Septiembre	127.58	200	56	271.58	No
Octubre	246.63	200	69	377.63	No
Noviembre	211.80	200	74	337.80	No
Diciembre	161.35	200	68	293.35	No

### Clasificación fitoclimática

La clasificación fitoclimática responde a las condiciones meteorológicas. Se toma como base cuatro factores bioclimáticos:

- Cordillera de los Andes: atraviesa longitudinalmente al Perú, y al subcontinente sudamericano formando una barrera natural para los vientos, lo que significa que modifica las condiciones de temperatura, humedad, precipitación, insolación, evaporación y nubosidad. Esta cadena montañosa explica, a gran escala, porque el Perú no tiene un clima homogéneo en su extensión y si porque es muy variable en muchos microclimas, marcando claramente características físicas y meteorológicas en todo el país.
- El anticiclón del Pacífico Sur: es un anticiclón natural que llega a las costas sureñas del país. Su existencia hace que los desiertos y corriente en esta parte del Perú sea distinto.

- La Corriente Oceánica Peruana: dicha corriente enfría los vientos alisios, creando alteraciones climáticas, que resulta en disminución de precipitaciones en la costa y sí neblinas de gran densidad.
- Contracorriente Ecuatorial o Corriente del Niño: Es una corriente marina que condiciona el clima tropical de la costa norperuana, y demás costas del Océano Pacífico en el subcontinente sudamericano. En años excepcionales desciende al sur y desplaza la Corriente Oceánica Peruana formando precipitaciones inusuales que alteran las condiciones del océano, teniendo un impacto primero en la flora y fauna marina; y luego afecta también los valles costeros del norte costero de sudamericano.

En base a lo expuesto, es importante localizar el proyecto según su posición geográfica. Se toma una división geográfica simple, según características físicas, climáticas y de biodiversidad común, siendo estas la Costa, Sierra y Selva. El proyecto se encuentra ubicado en la zona geográfica de la Selva.

Se describe a continuación las clasificaciones de diferentes autores, a modo de desglosar mejor la caracterización de la zona:

- Vladimir Köppen: su clasificación es muy conocida a nivel mundial, realizada por el meteorólogo ruso Köppen. Esta clasificación se describe con letras, las cuales son la representación de la temperatura y precipitación, en sus valores medios anuales (Departamento de la Ciencia de la Atmósfera, 2012). En el Perú hay doce clasificaciones, la que corresponde a la zona de emplazamiento del proyecto es la Af, que describe a un clima de bosque tropical.
- Charles Werren Thornthwaite: Su clasificación está basada en la evapotranspiración potencial, analizada en este anexo, y el balance de vapor de agua (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú, s. f.-b, 2017). Estas características se basan en ciertos condicionamientos: altitud, latitud, la presencia de la cordillera de los Andes, el anticiclón del pacífico sur y la Continentalidad. Se presenta, en la **Figura 16**, el mapa climático nacional con esta clasificación.

Los parámetros de este sistema climático que definen de forma completa la clasificación climática son las siguientes: precipitación efectiva, temperatura eficiente, distribución de la precipitación a través del año y humedad relativa. A partir de ellos se define la clasificación que le corresponde.

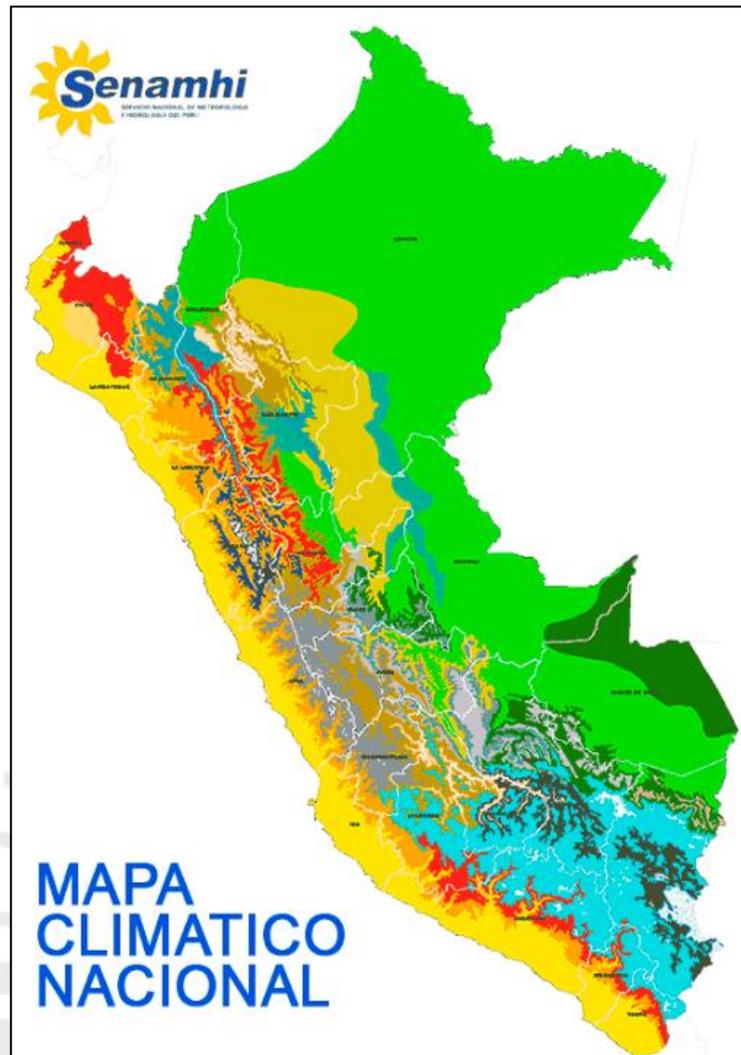


Figura 16: Mapa climático nacional, según la clasificación de Werren Thornthwaite. Fuente: SENAMHI, 2018.

A la zona del proyecto le corresponde la clasificación  $A(r)A'H4$ , que describe un clima de selva tropical húmeda, en que hay constantes y abundantes lluvias durante todos los meses, con vegetación de selva, clima cálido, una ubicación tropical y gran porcentaje de humedad en todos los periodos del año.

#### Clasificación Papadakis

Es una clasificación de acondicionamiento entre el terreno y la actividad agrícola, aunque su uso no sea necesariamente para esta (Gobierno de Navarra, s. f.; Papadakis, 1960). Partiendo de lo desarrollado en el presente anexo, se enumeran a continuación algunas de sus características para lograr su correcta clasificación:

- Invierno: el área de estudio no presenta heladas y su temperatura mensual promedio mínima no es menor en ningún momento a los  $15^{\circ}$ , por lo que no tiene severidad y se le considera de clima Ecuatorial.

- Verano: el área de estudio es muy cálida en todo momento del año, sin presencia de climas fríos, por lo que su clasificación es la de Cafeto.
- Régimen térmico: partiendo de las características de los tipos de verano e invierno de la zona de estudio, se concluye que su régimen térmico es Ecuatorial.
- Clima mensual hídrico: dada la ubicación del proyecto, este no posee meses secos, por lo que su clasificación hídrica mensual corresponde a la de mojada.
- Regímenes hídricos: al igual que lo explicado en la característica de clima mensual hídrico, el área de trabajo no posee meses secos y la intensidad de las lluvias es muchísimo mayor a la evapotranspiración potencial con la que se cuenta. Este régimen es clasificado como húmedo.

Tras las características climáticas expuestas sobre el área del proyecto se llega a la conclusión de que la clasificación Papadakis agroclimática es Ecuatorial Tropical Húmeda.

### **Índices climáticos y bioclimáticos**

Se detallan a continuación índices climáticos (Rivas-Martínez y Lang) y bioclimáticos (Martonne, Cereceda y Carbonell), los cuales resumen y describen las características del clima, basándose en parámetros de temperatura y pluviometría (Alcaraz, 2013; Díaz, 2011).

#### Índice de termicidad de Rivas-Martínez

$$I_t = 10 \times (Temperatura_{anual\ media} + Temperatura_{m\acute{a}xima\ del\ mes\ m\acute{a}s\ fr\acute{ıo}} + Temperatura_{media\ del\ mes\ m\acute{a}s\ fr\acute{ıo}})$$

El índice de termicidad de Rivas-Martínez (en adelante,  $I_t$ ) depende de la máxima temperatura media del mes más frío del año, igual a 31.40°C; mínima temperatura media del mes más frío del año, igual a 20.49° C; y temperatura anual media, igual a 27.26° C.

$$I_t = 10 \times (27.26 + 31.40 + 20.49) = 791.50$$

El valor  $I_t$  indica gran aceptación del clima cálido por parte de la vegetación existente. Esta hipótesis es bastante válida, ya que, a pesar de las temperaturas tan altas y constantes durante todo el año, no hay meses secos y si presencia de humedad y precipitaciones que permiten presencia de vegetación.

#### Índice de aridez de Martonne

$$I_\alpha = \frac{Precipitación_{media\ anual}}{Temperatura_{media\ anual} + 10}$$

El índice de aridez de Martonne (en adelante,  $I_a$ ) depende de la precipitación media anual, igual a 2,093.85 milímetros, valor cedido por el Consorcio, y temperatura media anual, igual a 27.26°C (a partir de **Tabla 57**).

$$I_a = \frac{2,093.85}{27.26 + 10} = 56.20$$

El consorcio cede este valor, el cual es igual a 56.20.

El valor  $I_a$  indica, para valores mayores a 40, que hay exceso de escorrentías, es decir, de precipitaciones.

#### Índice termopluviométrico de Cereceda y Carbonell

$$I_{tp} = \frac{\text{Temperatura}_{\text{media anual}}}{\text{Precipitación}_{\text{media anual}}}$$

El índice termopluviométrico de Cereceda y Carbonell (en adelante,  $I_{tp}$ ) depende de la precipitación media anual, igual a 2,093.85 milímetros, y temperatura anual media, igual a 27.26°C.

$$I_{tp} = \frac{27.26}{2,093.85} = 1.30$$

El valor de  $I_{tp}$ , cuando su valor oscile entre 0 y 2, denota que la zona es húmeda.

#### Factor de pluviosidad de Lang

$$FL = \frac{\text{Precipitación}_{\text{media anual}}}{\text{Temperatura}_{\text{media anual}}}$$

El índice de pluviosidad de Lang (en adelante,  $FL$ ) depende de la precipitación media anual, igual a 2,093.85 milímetros, y temperatura anual media, igual a 27.26°C.

$$FL = \frac{2,093.85}{27.26} = 76.81$$

El valor de  $FL$ , cuando su valor se encuentra entre 40 y 160, indica humedad.

#### **Cálculo de evaporación en el embalse**

Para el cálculo de la evaporación del embalse, se necesitan algunos valores para los posteriores cálculos, los cuales se presentan en la **Tabla 61**, todos obtenidos por medio del Consorcio.

Tabla 61: Valores para el cálculo de evaporación del embalse. Fuente: Adaptado del Consorcio, 2019.

Precipitación media anual (mm.)	<b>2,093.85</b>
Temperatura media anual (°C)	<b>27.26</b>
Temperatura en la superficie del agua (°C)	<b>23.17</b>
Velocidad media del viento (m./s)	<b>3.80</b>
Velocidad del viento en la superficie del agua (m./s)	<b>3.23</b>

A continuación, se desarrollan algunas formulaciones, con el fin de calcular la altura de evaporación del embalse.

#### Fórmula de Fitzgerald (Fitzgerald, 1886)

$$E_{mes} = (0.4 + 0.449 \times Velocidad_{media\ mensual\ viento}) \times (e_a - e_d)$$

La evaporación mensual del embalse (en adelante,  $E_{mes}$ ), medida en milímetros, depende de la velocidad media mensual del viento en la superficie del embalse, la tensión de vapor de saturación producida por la temperatura superficial del agua (en adelante,  $e_a$ ) y la tensión de vapor del aire (en adelante,  $e_d$ ).  $e_a$  es igual a 27.78 miligramos de mercurio, valor que corresponde a la temperatura media del ambiente;  $e_d$  se calcula a partir del valor de  $e_a$ .

$$e_d = 0.84 \times e_a = 23.34 \text{ mmHg}$$

Con los valores de las variables obtenidas, se calcula la evaporación del embalse.

$$E_{mes} = (0.4 + 0.449 \times 3.23) \times (27.78 - 23.34) = 8.22 \text{ mm.}$$

#### Fórmula de Meyer (Meyer, 1915)

$$E_{mes} = 11 \times (1 + 0.06 \times Velocidad_{media\ viento}) \times (e_a - e_d)$$

$E_{mes}$  depende de la velocidad media del viento,  $e_a$  y  $e_d$ .

$$E_{mes} = 11 \times (1 + 0.06 \times 3.80) \times (27.78 - 23.34) = 60.04 \text{ mm}$$

#### Formula de Vermuelle (Balbás, 2005)

$$E_{mes} = (1 + 0.75 \times Temp_{media\ anual}) \times (3.94 + 0.0016 \times Precipitación_{media\ anual})$$

$E_{mes}$  depende de la precipitación media anual y temperatura anual media.

$$E_{mes} = (1 + 0.75 \times 27.26) \times (3.94 + 0.0016 \times 2,093.85) = 156.34 \text{ mm.}$$

De las formulaciones expuestas, la de Vermuelle es la más crítica, por lo que es la que se utilizará para la obtención de la evaporación del embalse.

En la **Tabla 62** se detalla la evaporación mensual del embalse, mediante la fórmula de Vermuelle. El **Gráfico 24** es la representación visual de la evaporación del agua contenida en el embalse.

Tabla 62: Evaporación mensual según formulación de Vermuelle. *Fuente:* Elaboración propia.

Cálculo de evaporación del embalse			
Mes	Precipitación media mensual (mm.)	Temperatura media mensual (°C)	Evaporación (mm.)
Enero	235.25	26.78	<b>91.01</b>
Febrero	174.25	27.44	<b>91.04</b>
Marzo	238.97	27.74	<b>94.24</b>
Abril	230.73	26.43	<b>89.73</b>
Mayo	219.87	27.59	<b>93.10</b>
Junio	93.75	27.04	<b>87.05</b>
Julio	55.72	26.09	<b>82.88</b>
Agosto	97.95	27.70	<b>89.20</b>
Setiembre	127.58	27.12	<b>88.44</b>
Octubre	246.63	27.57	<b>93.97</b>
Noviembre	211.80	27.78	<b>93.44</b>
Diciembre	161.35	27.84	<b>91.86</b>



Gráfico 24: Evaporación mensual según formulación de Vermuelle. *Fuente:* Elaboración propia.

No hay variaciones importantes de evaporación entre meses continuos. El valor promedio mensual es igual a 9.05 centímetros.

## Anexo 12: Determinación de días de vaciado de concreto y explanado

### Días útiles para vaciar el concreto

Es importante el reconocer qué días del año es posible vaciar concreto, tanto para el cuerpo de presa como para otras estructuras hidráulicas complementarias. Para ello, se depende de dos variables: la temperatura y las precipitaciones.

Como premisa inicial, para cada mes, se restringe los días de trabajo a únicamente en los que la temperatura se encuentre los 4°C a 30°C. El día de números que quedasen debe ser multiplicado por un coeficiente de reducción para el trabajo de vaciado de concreto (en adelante,  $C_m$ ).

$$C_m = N_m \times A_m$$

$C_m$  depende del coeficiente de reducción de días de trabajo por efecto de las heladas (en adelante,  $N_m$ ) y el coeficiente de reducción de días de trabajo por efecto de las lluvias menores a 10 milímetros (en adelante,  $A_m$ ).

$$N_m = \frac{\text{Número de días con temperatura} \geq 0^\circ\text{C}}{\text{N}^\circ \text{ de días del mes}}$$

$$A_m = \frac{\text{Número de días con precipitaciones} \leq 10 \text{ mm.}}{\text{N}^\circ \text{ de días del mes}}$$

En la **Tabla 63** se desarrolla la obtención de  $N_m$  para cada mes.

Tabla 63: Cálculo de  $N_m$ . Fuente: Elaboración propia.

Mes	N° días temperatura $\geq 0^\circ\text{C}$	N° días del mes	$N_m$
Enero	31	31	1.00
Febrero	28	28	1.00
Marzo	31	31	1.00
Abril	30	30	1.00
Mayo	31	31	1.00
Junio	30	30	1.00
Julio	31	31	1.00
Agosto	31	31	1.00
Setiembre	30	30	1.00
Octubre	31	31	1.00
Noviembre	30	30	1.00
Diciembre	31	31	1.00

El Consorcio cede información del número de días por mes en que las precipitaciones son menores a 10 milímetros (ver **Tabla 64**). En la **Tabla 64** se desarrolla la obtención de  $A_m$ .

Tabla 64: Cálculo de  $A_m$ . Fuente: Elaboración propia.

Mes	N° días precipitación $\leq 10$ mm.	N° días del mes	$A_m$
Enero	17	31	0.55
Febrero	16	28	0.57
Marzo	22	31	0.71
Abril	20	30	0.67
Mayo	24	31	0.77
Junio	27	30	0.90
Julio	26	31	0.84
Agosto	28	31	0.90
Setiembre	26	30	0.87
Octubre	26	31	0.84
Noviembre	21	30	0.70
Diciembre	25	31	0.81

Una vez obtenidos los valores de  $N_m$  y  $A_m$ , se puede calcular  $C_m$ . Con este coeficiente, se halla el número de días trabajo corregidos.

$$N^{\circ} \text{ de días de trabajo}_{\text{corregido}} = \text{Número de días útiles} \times C_m$$

La obtención de estos valores se puede observar en la **Tabla 65**.

Tabla 65: Número de días de trabajo corregido para vaciado de concreto. Fuente: Elaboración propia.

Mes	N° de días	Días con $T \geq 30^{\circ}\text{C}$	Días con $T \leq 0^{\circ}\text{C}$	Días útiles	$N_m$	$A_m$	$C_m$	Días útiles con corrección
Enero	31	10	0	21	1.00	0.55	0.55	<b>11.52</b>
Febrero	28	13	0	15	1.00	0.57	0.57	<b>8.57</b>
Marzo	31	12	0	19	1.00	0.71	0.71	<b>13.48</b>
Abril	30	3	0	27	1.00	0.67	0.67	<b>18.00</b>
Mayo	31	9	0	22	1.00	0.77	0.77	<b>17.03</b>
Junio	30	3	0	27	1.00	0.90	0.90	<b>24.30</b>
Julio	31	3	0	28	1.00	0.84	0.84	<b>23.48</b>
Agosto	31	10	0	21	1.00	0.90	0.90	<b>18.97</b>
Septiembre	30	5	0	25	1.00	0.87	0.87	<b>21.67</b>
Octubre	31	12	0	19	1.00	0.84	0.84	<b>15.94</b>
Noviembre	30	11	0	19	1.00	0.70	0.70	<b>13.30</b>
Diciembre	31	10	0	21	1.00	0.81	0.81	<b>16.94</b>

Sumando el número de días, y tomando en cuenta la corrección, se obtiene un total de 204 en un año de 365 días; es decir, por las condiciones climáticas y precipitaciones, se puede aprovechar únicamente el 55.67% de un año. De los coeficientes analizados, la temperatura mínima no es un inconveniente, pero sí lo son la pluviometría y las altas temperaturas que son una constante en el área de estudio durante todo el año.

### Días útiles para el explanado

El número de días de explanado, que considera también los trabajos de movimientos de tierra, son aquellos en que no hay precipitaciones.

El número de días de explanado, de forma similar a los días de vaciado de concreto, debe corregirse, multiplicándose por un coeficiente de corrección para el trabajo de explanado de concreto (en adelante,  $C'_m$ ).

$$N^{\circ} \text{ de días de trabajo corregido} = N^{\circ} \text{ días útiles} \times C'_m$$

$C'_m$  depende del coeficiente de reducción de días de trabajo por efecto de las lluvias menores a 1 milímetros (en adelante,  $A'_m$ ),  $A_m$  y  $N_m$ .

$$C'_m = \frac{(A_m + A'_m) \times N_m}{2}$$

$$A'_m = \frac{N^{\circ} \text{ de días con precipitaciones} \leq 1 \text{ mm.}}{N^{\circ} \text{ de días del mes}}$$

En primer lugar, debe obtenerse  $A'_m$ , ya que,  $N_m$  y  $A_m$  son ya conocidos (ver **Tabla 63**). En la **Tabla 66** se calculan los valores de  $A'_m$  para cada mes.

Tabla 66: Cálculo de  $A'_m$ . Fuente: Elaboración propia.

Mes	N° días precipitación $\leq 1$ mm.	N° días del mes	$A'_m$
Enero	13	31	0.42
Febrero	13	28	0.46
Marzo	14	31	0.45
Abril	14	30	0.47
Mayo	20	31	0.65
Junio	22	30	0.73
Julio	24	31	0.77
Agosto	27	31	0.87
Setiembre	22	30	0.73
Octubre	23	31	0.74
Noviembre	17	30	0.57
Diciembre	25	31	0.81

Los resultados para los días de trabajo corregidos para explanado para todos los meses del año se pueden observar en la **Tabla 67**.

Tabla 67: Número de días de trabajo corregido para explanado de concreto. *Fuente:* Elaboración propia.

Mes	Nº de días	Nº de días con lluvia	Nº de días útiles	$A_m$	$A'_m$	$N_m$	$C_m$	Días útiles con corrección
Enero	31	18.00	13.00	0.55	0.42	1.00	0.48	<b>6.29</b>
Febrero	28	15.00	13.00	0.57	0.46	1.00	0.52	<b>6.73</b>
Marzo	31	17.00	14.00	0.71	0.45	1.00	0.58	<b>8.13</b>
Abril	30	17.00	13.00	0.67	0.47	1.00	0.57	<b>7.37</b>
Mayo	31	11.00	20.00	0.77	0.65	1.00	0.71	<b>14.19</b>
Junio	30	9.00	21.00	0.90	0.73	1.00	0.82	<b>17.15</b>
Julio	31	7.00	24.00	0.84	0.77	1.00	0.81	<b>19.35</b>
Agosto	31	4.00	27.00	0.90	0.87	1.00	0.89	<b>23.95</b>
Septiembre	30	6.00	24.00	0.87	0.73	1.00	0.80	<b>19.20</b>
Octubre	31	9.00	22.00	0.84	0.74	1.00	0.79	<b>17.39</b>
Noviembre	30	12.00	18.00	0.70	0.57	1.00	0.63	<b>11.40</b>
Diciembre	31	7.00	24.00	0.81	0.81	1.00	0.81	<b>19.35</b>

Sumando el número de días, y tomando en cuenta la corrección, se obtiene un total de 171 en un año de 365 días, es decir, por las condiciones de clima y precipitaciones, se puede aprovechar únicamente el 46.72% de un año. De los coeficientes analizados, la temperatura mínima no es un inconveniente; sin embargo, sí lo son la pluviometría y las altas temperaturas, constantes en el área de estudio durante todo el año.

### Conclusiones

Tras los cálculos de los coeficientes de reducción, y así mismo con los que se obtienen estos, es necesario un análisis de los resultados obtenidos.

- Se tienen dos parámetros que condicionan los días de trabajo: temperatura y precipitaciones.
- No hay ningún problema con las temperaturas mínimas, ya que el área de estudio no cuenta con heladas, por lo que no existen limitaciones debido a bajas temperaturas; sin embargo, la calidez de la zona si lo representa: temperaturas muy elevadas durante todo el año, especialmente en verano, en el primer trimestre del año, o incluso en el primer cuatrimestre que es cuando se presente el periodo más ineficiente para trabajos de vaciado y explanación de concreto.
- En cuanto al vaciado de concreto, los meses de mitad de año representan los más productivos, lo mismo que para el explanado. Coincide que los factores de reducción  $A_m$ ,  $A'_m$  y  $N_m$  son los mayores a mitad de año y menores a inicio de este.

- En cuanto a las precipitaciones, es a inicio y fin de año, coincidiendo con el verano, donde se limita más los días de trabajo, casi de forma similar hay coincidencia entre el orden de magnitud de los días de trabajo con los coeficientes de reducción  $A_m$ ,  $A'_m$  y  $N_m$ , como en el caso de la temperatura.
- Se concluye que los días más efectivos para iniciar los trabajos son a mitad de año, entre junio y agosto. El inicio más perjudicial sería entre el primer trimestre del año.
- Los meses preferentes, junio, julio y agosto, representan el 32.84% de los días de vaciado de concreto y el 35.67% de los días de explanado, por lo que comenzar los trabajos en estos meses mejoraría la eficiencia para una entrega más pronta.



## Anexo 13: Cálculos de estabilidad estructural

### Cálculo de estabilidad estructural

Se modela, mediante el software *Matlab*®, el cálculo de estabilidad estructural de la presa según las diferentes solicitaciones a las cuales esté sometida (ver capítulo 8.1.1.3. *Combinaciones de Carga*). El programa responde comentando sobre la estabilidad al rozamiento y vuelco, además de que no haya problemas de resistencia. En los casos que se han presentado problemas se ha desarrollado una inspección de estos y resuelto respondiendo la metodología usada y verificando su estabilidad. A continuación, se presenta el fichero:

```
%% Cálculos de estabilidad estructural
```

```
%{
El objetivo de los siguientes cálculos es corroborar la estabilidad de la
presa por vuelco y deslizamiento
%}
```

```
clear
close all
clc
```

```
%% Datos iniciales
```

```
talud = 0.8; %Talud horizontal del paramento aguas abajo, adimensional
cota_base = 494; %Cota en la cimentación de la presa (m)
cota_arriba = 527.93; %Cota en la punta del triángulo de la presa (m)
long_par_aa = cota_arriba - cota_base; %Longitud del paramento aguas arriba (m)
long_base = 0.8 * (long_par_aa); %Longitud de la base de la presa (m)
```

```
%% Cargas básicas
```

```
%{
Un detalle importante a considerar es que las cargas varían dependiendo de
la ocurrencia con que estas sucedan: normal, accidentada o extrema
```

```
Se condiera que el ancho de las secciones analizadas es de 1 metro
```

```
El CIR o punto en que se considera como referencia la posible rotación es
el vértice entre el paramento aguas abajo y la base de la presa
%}
```

```
%Peso propio
```

```
ganma = 2.35; %densidad del concreto (tn/m3)
Area_presa = long_par_aa * long_base * 0.5; %Área de la presa (m2)
PP = Area_presa * ganma; %Peso propio de la presa, desde su cimentación (ton/m)
PP_cir = (2/3) * long_base; %Brazo de palanca del peso propio de la presa (m)
Mom_PP = PP * PP_cir; %Momento generado por el peso propio (tn.m/m)
```

```
%Presión hidrostática
```

NMN = 525; %Nivel máximo normal (msnm)  
 NAP = 526.78; %Nivel de avenida de proyecto (msnm)  
 NAE = 527.27; %Nivel de avenida extrema (msnm)  
 cota\_rio = 498; %Cota a la que se encuentra el lecho del río (msnm)

H\_agua\_NMN = NMN - cota\_rio; %Altura de agua a NMN (m)  
 H\_agua\_NAP = NAP - cota\_rio; %Altura de agua a NAP (m)  
 H\_agua\_NAE = NAE - cota\_rio; %Altura de agua a NAE (m)

EH\_NMN = 0.5 \* ((H\_agua\_NMN) ^ 2); %Empuje hidrostático a NMN (Tn/m)  
 EH\_NAP = 0.5 \* ((H\_agua\_NAP) ^ 2); %Empuje hidrostático a NAP (Tn/m)  
 EH\_NAE = 0.5 \* ((H\_agua\_NAE) ^ 2); %Empuje hidrostático a NAE (Tn/m)

EH\_NMN\_cir = H\_agua\_NMN / 3; %Brazo de palanca del empuje hidrostático a NMN (m)  
 EH\_NAP\_cir = H\_agua\_NAP / 3; %Brazo de palanca del empuje hidrostático a NAP (m)  
 EH\_NAE\_cir = H\_agua\_NAE / 3; %Brazo de palanca del empuje hidrostático a NAE (m)

Mom\_EH\_NMN = EH\_NMN \* EH\_NMN\_cir; %Momento generado por el empuje hidrostático (tn.m/m)  
 Mom\_EH\_NAP = EH\_NAP \* EH\_NAP\_cir; %Momento generado por el empuje hidrostático (tn.m/m)  
 Mom\_EH\_NAE = EH\_NAE \* EH\_NAE\_cir; %Momento generado por el empuje hidrostático (tn.m/m)

#### %Subpresión

%La subpresión funciona con drenes eficaces a 2/3 de eficiencia y como no eficaces

#### %Drenes eficaces

d = 2;  
 zg = 5;  
 Hb = 0;  
 z\_NMN = H\_agua\_NMN - zg;  
 s1\_NMN = 0.5 \* d \* (H\_agua\_NMN - zg - z\_NMN / 3);  
 s2\_NMN = d \* (zg + z\_NMN / 3);  
 s3\_NMN = 0.5 \* (long\_base - d) \* (zg + z\_NMN/3);  
 s4\_NMN = 0;  
 suma\_s\_eficaces\_NMN = s1\_NMN + s2\_NMN + s3\_NMN + s4\_NMN;

s1\_cir\_NMN = -d / 3 + long\_base;  
 s2\_cir\_NMN = -d / 2 + long\_base;  
 s3\_cir\_NMN = (2 / 3) \* (long\_base - d);  
 s4\_cir\_NMN = 0.5 \* (long\_base - d);

Mom\_s1\_NMN = s1\_cir\_NMN \* s1\_NMN;  
 Mom\_s2\_NMN = s2\_cir\_NMN \* s2\_NMN;  
 Mom\_s3\_NMN = s3\_cir\_NMN \* s3\_NMN;  
 Mom\_s4\_NMN = s4\_cir\_NMN \* s4\_NMN;

sum\_Moms\_eficaces\_NMN = Mom\_s1\_NMN + Mom\_s2\_NMN + Mom\_s3\_NMN + Mom\_s4\_NMN;

z\_NAP = H\_agua\_NAP - zg;  
 s1\_NAP = 0.5 \* d \* (H\_agua\_NAP - zg - z\_NAP / 3);

```

s2_NAP = d * (zg + z_NAP / 3);
s3_NAP = 0.5 * (long_base - d) * (zg + z_NAP/3);
s4_NAP = 0;

```

```

suma_s_eficaces_NAP = s1_NAP + s2_NAP + s3_NAP + s4_NAP;

```

```

s1_cir_NAP = -d / 3 + long_base;
s2_cir_NAP = -d / 2 + long_base;
s3_cir_NAP = (2 / 3) * (long_base - d);
s4_cir_NAP = 0.5 * (long_base - d);

```

```

Mom_s1_NAP = s1_cir_NAP * s1_NAP;
Mom_s2_NAP = s2_cir_NAP * s2_NAP;
Mom_s3_NAP = s3_cir_NAP * s3_NAP;
Mom_s4_NAP = s4_cir_NAP * s4_NAP;

```

```

sum_Moms_eficaces_NAP = Mom_s1_NAP + Mom_s2_NAP + Mom_s3_NAP + Mom_s4_NAP;

```

```

z_NAE = H_agua_NAE - zg;
s1_NAE = 0.5 * d * (H_agua_NAE - zg - z_NAE / 3);
s2_NAE = d * (zg + z_NAE / 3);
s3_NAE = 0.5 * (long_base - d) * (zg + z_NAE/3);
s4_NAE = 0;

```

```

suma_s_eficaces_NAE = s1_NAE + s2_NAE + s3_NAE + s4_NAE;

```

```

s1_cir_NAE = -d / 3 + long_base;
s2_cir_NAE = -d / 2 + long_base;
s3_cir_NAE = (2 / 3) * (long_base - d);
s4_cir_NAE = 0.5 * (long_base - d);

```

```

Mom_s1_NAE = s1_cir_NAE * s1_NAE;
Mom_s2_NAE = s2_cir_NAE * s2_NAE;
Mom_s3_NAE = s3_cir_NAE * s3_NAE;
Mom_s4_NAE = s4_cir_NAE * s4_NAE;

```

```

sum_Moms_eficaces_NAE = Mom_s1_NAE + Mom_s2_NAE + Mom_s3_NAE + Mom_s4_NAE;

```

#### %Drenes ineficaces

```

s1_NMN_inf = 0.5 * long_base * H_agua_NMN;
s2_NMN_inf = 0;

```

```

suma_s_ineficaces_NMN = s1_NMN_inf + s2_NMN_inf;

```

```

s1_cir_inf_NMN = (2 / 3) * long_base;
s2_cir_inf_NMN = long_base / 2;

```

```

Mom_s1_inf_NMN = s1_NMN_inf * s1_cir_inf_NMN;
Mom_s2_inf_NMN = s2_NMN_inf * s2_cir_inf_NMN;

```

```

sum_Mom_ineficaces_NMN = Mom_s1_inf_NMN + Mom_s2_inf_NMN;

```

```
s1_NAP_inf = 0.5 * long_base * H_agua_NAP;
s2_NAP_inf = 0;
```

```
suma_s_ineficaces_NAP = s1_NAP_inf + s2_NAP_inf;
```

```
s1_cir_inf_NAP = (2 / 3) * long_base;
s2_cir_inf_NAP = long_base / 2;
```

```
Mom_s1_inf_NAP = s1_NAP_inf * s1_cir_inf_NAP;
Mom_s2_inf_NAP = s2_NAP_inf * s2_cir_inf_NAP;
```

```
sum_Mom_ineficaces_NAP = Mom_s1_inf_NAP + Mom_s2_inf_NAP;
```

```
s1_NAE_inf = 0.5 * long_base * H_agua_NAE;
s2_NAE_inf = 0;
```

```
suma_s_ineficaces_NAE = s1_NAE_inf + s2_NAE_inf;
```

```
s1_cir_inf_NAE = (2 / 3) * long_base;
s2_cir_inf_NAE = long_base / 2;
```

```
Mom_s1_inf_NAE = s1_NAE_inf * s1_cir_inf_NAE;
Mom_s2_inf_NAE = s2_NAE_inf * s2_cir_inf_NAE;
```

```
sum_Mom_ineficaces_NAE = Mom_s1_inf_NAE + Mom_s2_inf_NAE;
```

```
%Sismo
```

```
%El sismo de proyecto y extremo se relacionan al NMN
```

```
g = 9.81 ; %aceleración de la gravedad (m2/s)
```

```
t = 50; %Tiempo de vida del proyecto (años)
```

```
ro = (t / 50) ^ 0.37;
```

```
a_sismo_proyecto = 0.20 * g;
```

```
ac_proyecto = ro * a_sismo_proyecto;
```

```
a_sismo_extremo = 0.25 * g;
```

```
ac_extremo = ro * a_sismo_extremo;
```

```
T = 1;
```

```
Cw = 0.817 / sqrt(1 - 0.72 * ((H_agua_NMN / (304.8 * T)) ^ 2));
```

```
sh_proyecto = ac_proyecto * PP / g;
```

```
sv_proyecto = sh_proyecto / 2;
```

```
Ew_proyecto = (2 / 3) * ac_proyecto * Cw * (H_agua_NMN ^ 2) / g;
```

```
sh_cir = (NMN - cota_base) / 3;
```

```
sv_cir = long_base * (2/3);
```

```
Ew_cir = (2 / 5) * (H_agua_NMN);
```

```
Mom_sh_pr = sh_proyecto * sh_cir;
```

```
Mom_sv_pr = sv_proyecto * sv_cir;
```

```
Mom_Ew_pr = Ew_proyecto * Ew_cir;
```

```
sh_extremo = ac_extremo * PP / g;
sv_extremo = sh_extremo / 2;
Ew_extremo = (2 / 3) * ac_extremo * Cw * (H_agua_NMN ^2) / g;
```

```
Mom_sh_ext = sh_extremo * sh_cir;
Mom_sv_ext = sv_extremo * sv_cir;
Mom_Ew_ext = Ew_extremo * Ew_cir;
```

%% Coeficientes de seguridad

%Rozamiento

```
K_r_normal = 1.5;
K_r_accidental = 1.2;
K_r_extremo = 1.1;
```

%Cohesión

```
K_c_normal = 5;
K_c_accidental = 4;
K_c_extremo = 3;
```

%% Métodos de cálculo

{

Hay tres tipos de combinaciones de carga:

- Situaciones normales
- Situaciones accidentales
- Situaciones extremas

Se considera nula la cohesión del terreno al no tener información; en sí ello es conservador y como en la realidad no es así, va del lado de la seguridad.

El empuje pasivo, en la cola de la presa, también se toma como nula

}

%% Situaciones Normales

%Situación A1: Peso propio (embalse vacío)

```
N_A1 = PP;
T_A1 = 0;
```

```
fprintf('<strong>Descripción de la situación A1</strong> \n')
```

```
if T_A1 >= N_A1 / K_r_normal
```

```
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
```

```
else
```

```
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
```

```
end
```

```
M_A1 = Mom_PP;
```

```
sigma1_A1 = 6 * M_A1 / (long_base ^ 2) - 2 * N_A1 / long_base;
```

```
sigma2_A1 = 2 * N_A1 / long_base - 2 * sigma1_A1;
```

```
Res = 20000; %Resistencia característica del terreno (Tn / m2)
```

```

if sigma1_A1 >= 0 && sigma1_A1 <= Res
  fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_A1 > Res
  fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
  fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

if sigma1_A1 + sigma2_A1 >= 0 && sigma1_A1 + sigma2_A1 <= Res
  fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
  fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_A1 + sigma2_A1 > Res
  fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
  fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse\n')
end

% Situación A2: Peso propio + embalse lleno (NMN) + drenes eficaces
N_A2 = PP - suma_s_eficaces_NMN;
T_A2 = EH_NMN;

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación A2</strong> \n')

if T_A2 >= N_A2 / K_r_normal
  fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
  fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

M_A2 = Mom_PP - Mom_EH_NMN - sum_Moms_eficaces_NMN;
sigma1_A2 = 6 * M_A2 / (long_base ^ 2) - 2 * N_A2 / long_base;
sigma2_A2 = 2 * N_A2 / long_base - 2 * sigma1_A2;

if sigma1_A2 >= 0 && sigma1_A2 <= Res
  fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_A2 > Res
  fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
  fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

if sigma1_A2 + sigma2_A2 >= 0 && sigma1_A2 + sigma2_A2 <= Res
  fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
  fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_A2 + sigma2_A2 > Res
  fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
  fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse\n')
end

```

end

%% Situaciones accidentales

%Situación B11: Peso propio + Sismo de proyecto (embalse vacío)

N\_B11 = PP - sv\_proyecto;

T\_B11 = sh\_proyecto;

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación B11</strong> \n')

if T\_B11 >= N\_B11 / K\_r\_accidental

    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')

else

    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')

end

M\_B11 = Mom\_PP - Mom\_sv\_pr - Mom\_sh\_pr;

sigma1\_B11 = 6 \* M\_B11 / (long\_base ^ 2) - 2 \* N\_B11 / long\_base;

sigma2\_B11 = 2 \* N\_B11 / long\_base - 2 \* sigma1\_B11;

if sigma1\_B11 >= 0 && sigma1\_B11 <= Res

    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')

elseif sigma1\_B11 > Res

    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')

else

    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')

end

if sigma1\_B11 + sigma2\_B11 >= 0 && sigma1\_B11 + sigma2\_B11 <= Res

    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')

    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')

elseif sigma1\_B11 + sigma2\_B11 > Res

    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia característica')

else

    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')

end

%Situación B21: Peso propio + embalse lleno (NMN) + Drenes ineficaces

N\_B21 = PP - suma\_s\_ineficaces\_NMN;

T\_B21 = EH\_NMN;

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación B21</strong> \n')

if T\_B21 >= N\_B21 / K\_r\_accidental

    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')

else

    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')

end

M\_B21 = Mom\_PP - sum\_Mom\_ineficaces\_NMN - Mom\_EH\_NMN;

```

sigma1_B21 = 6 * M_B21 / (long_base ^ 2) - 2 * N_B21 / long_base;
sigma2_B21 = 2 * N_B21 / long_base - 2 * sigma1_B21;

if sigma1_B21 >= 0 && sigma1_B21 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_B21 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

if sigma1_B21 + sigma2_B21 >= 0 && sigma1_B21 + sigma2_B21 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_B21 + sigma2_B21 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

% Situación B22: Peso propio + embalse lleno (NMN) + Drenes eficaces + Sismo de proyecto
N_B22 = PP - sv_proyecto - suma_s_eficaces_NMN;
T_B22 = EH_NMN + sh_proyecto + Ew_proyecto;

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación B22</strong> \n')

if T_B22 >= N_B22 / K_r_accidental
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

M_B22 = Mom_PP - sum_Moms_eficaces_NMN - Mom_EH_NMN - Mom_sh_pr - Mom_sv_pr - Mom_Ew_pr;
sigma1_B22 = 6 * M_B22 / (long_base ^ 2) - 2 * N_B22 / long_base;
sigma2_B22 = 2 * N_B22 / long_base - 2 * sigma1_B22;

if sigma1_B22 >= 0 && sigma1_B22 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_B22 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

if sigma1_B22 + sigma2_B22 >= 0 && sigma1_B22 + sigma2_B22 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_B22 + sigma2_B22 > Res

```

```

fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

```

**%Situación B23: Peso propio + embalse lleno (NAP) + Drenes eficaces**

```
N_B23 = PP - suma_s_eficaces_NAP;
```

```
T_B23 = EH_NAP;
```

```
fprintf('\n<strong>Descripción de la situación B23</strong> \n')
```

```

if T_B23 >= N_B23 / K_r_accidental
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

```

```

M_B23 = Mom_PP - Mom_EH_NAP - sum_Moms_eficaces_NAP;
sigma1_B23 = 6 * M_B23 / (long_base ^ 2) - 2 * N_B23 / long_base;
sigma2_B23 = 2 * N_B23 / long_base - 2 * sigma1_B23;

```

```

if sigma1_B23 >= 0 && sigma1_B23 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_B23 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

```

```

if sigma1_B23 + sigma2_B23 >= 0 && sigma1_B23 + sigma2_B23 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_B23 + sigma2_B23 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

```

**%% Situaciones extremas**

**%Situación E1: Peso propio + embalse lleno (NAP) + Drenes ineficaces**

```
N_E1 = PP - suma_s_ineficaces_NAP;
```

```
T_E1 = EH_NAP;
```

```
fprintf('\n<strong>Descripción de la situación E1</strong> \n')
```

```

if T_E1 >= N_E1 / K_r_extremo
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else

```

```

    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

M_E1 = Mom_PP - Mom_EH_NAP - sum_Mom_ineficaces_NAP;
sigma1_E1 = 6 * M_E1 / (long_base ^ 2) - 2 * N_E1 / long_base;
sigma2_E1 = 2 * N_E1 / long_base - 2 * sigma1_E1;

if sigma1_E1 >= 0 && sigma1_E1 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_E1 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

if sigma1_E1 + sigma2_E1 >= 0 && sigma1_E1 + sigma2_E1 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_E1 + sigma2_E1 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

% Situación E21: Peso propio + embalse lleno (NMN) + Drenes ineficaces + Sismo de proyecto
N_E21 = PP - suma_s_ineficaces_NMN - sv_proyecto;
T_E21 = EH_NMN + sh_proyecto + Ew_proyecto;

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación E21</strong> \n')

if T_E21 >= N_E21 / K_r_extremo
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

M_E21 = Mom_PP - Mom_EH_NMN - sum_Mom_ineficaces_NMN - Mom_sh_pr - Mom_sv_pr - Mom_Ew_pr;
sigma1_E21 = 6 * M_E21 / (long_base ^ 2) - 2 * N_E21 / long_base;
sigma2_E21 = 2 * N_E21 / long_base - 2 * sigma1_E21;

if sigma1_E21 >= 0 && sigma1_E21 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_E21 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

if sigma1_E21 + sigma2_E21 >= 0 && sigma1_E21 + sigma2_E21 <= Res

```

```

fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_E21 + sigma2_E21 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

```

**%Situación E22: Peso propio + embalse lleno (NAE) + Drenes eficaces**

$N_{E22} = PP - \text{suma\_s\_ineficaces\_NAE};$

$T_{E22} = EH_{NAE};$

```

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación E22</strong> \n')

```

```

if T_E22 >= N_E22 / K_r_extremo
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

```

```

M_E22 = Mom_PP - Mom_EH_NAE - sum_Moms_eficaces_NAE;
sigma1_E22 = 6 * M_E22 / (long_base ^ 2) - 2 * N_E22 / long_base;
sigma2_E22 = 2 * N_E22 / long_base - 2 * sigma1_E22;

```

```

if sigma1_E22 >= 0 && sigma1_E22 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_E22 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

```

```

if sigma1_E22 + sigma2_E22 >= 0 && sigma1_E22 + sigma2_E22 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_E22 + sigma2_E22 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

```

**%Situación E23: Peso propio + embalse lleno (NMN) + Drenes eficaces + Sismo extremo**

$N_{E23} = PP - \text{suma\_s\_eficaces\_NMN} - sv\_extremo;$

$T_{E23} = EH_{NMN} + sh\_extremo + Ew\_extremo;$

```

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación E23</strong> \n')

```

```

if T_E23 >= N_E23 / K_r_extremo
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')

```

```

else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

M_E23 = Mom_PP - Mom_EH_NMN - sum_Moms_eficaces_NMN - Mom_sh_ext - Mom_sv_ext -
Mom_Ew_ext;
sigma1_E23 = 6 * M_E23 / (long_base ^ 2) - 2 * N_E23 / long_base;
sigma2_E23 = 2 * N_E23 / long_base - 2 * sigma1_E23;

if sigma1_E23 >= 0 && sigma1_E23 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_E23 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

if sigma1_E23 + sigma2_E23 >= 0 && sigma1_E23 + sigma2_E23 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_E23 + sigma2_E23 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

% Situación E24: Peso propio + Sismo extremo (embalse vacío)
N_E24 = PP - sv_extremo;
T_E24 = sh_extremo;

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación E24</strong> \n')

if T_E24 >= N_E24 / K_r_extremo
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

M_E24 = Mom_PP - Mom_sh_ext - Mom_sv_ext;
sigma1_E24 = 6 * M_E24 / (long_base ^ 2) - 2 * N_E24 / long_base;
sigma2_E24 = 2 * N_E24 / long_base - 2 * sigma1_E24;

if sigma1_E24 >= 0 && sigma1_E24 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_E24 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

```

```

if sigma1_E24 + sigma2_E24 >= 0 && sigma1_E24 + sigma2_E24 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_E24 + sigma2_E24 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

%% Inspecciones

fprintf('\n<strong>*****Inspecciones de casos de inestabilidad estructural*****</strong> \n')

%{
Se resuelve que debe inspeccionarse los casos de ocurrencia extrema
-B22
-E21
-E23

El procedimiento es asumir que hay grieta y no hay contacto en toda la base
de la presa. En casos extremos se varía el factor de seguridad
En casos de problema de estabilidad por deslizamiento se considerará la
cohesión del terreno
%}

% Situación B22: Peso propio + embalse lleno (NMN) + Drenes eficaces + Sismo de proyecto
N_B22 = PP - sv_proyecto - suma_s_eficaces_NMN;
T_B22 = EH_NMN + sh_proyecto + Ew_proyecto;

C = 30; % Resistencia de cohesión (tn/m2)
fprintf('\n<strong>Inspección de la situación B22</strong> \n')

if T_B22 >= N_B22 / K_r_accidental + C * long_base / K_c_accidental
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

M_B22 = Mom_PP - sum_Moms_eficaces_NMN - Mom_EH_NMN - Mom_sh_pr - Mom_sv_pr -
Mom_Ew_pr;
sigma1_B22 = 6 * M_B22 / (long_base ^ 2) - 2 * N_B22 / long_base;
sigma2_B22 = 2 * N_B22 / long_base - 2 * sigma1_B22;

if sigma1_B22 >= 0 && sigma1_B22 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_B22 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

```

```

if sigma1_B22 + sigma2_B22 >= 0 && sigma1_B22 + sigma2_B22 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_B22 + sigma2_B22 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

% Situación E21: Peso propio + embalse lleno (NMN) + Drenes ineficaces + Sismo de proyecto
fprintf('\n<strong>Inspección de la situación E21</strong> \n')

k = 1; % Coeficiente de seguridad
Fuerza_S_mas_N_E21 = PP - sv_proyecto;
Momento_S_mas_N_E21 = Mom_PP - (Mom_sv_pr + Mom_sh_pr + Mom_Ew_pr +
Mom_EH_NMN);

A_E21 = 0.5 * (6 * Momento_S_mas_N_E21 - 3 * H_agua_NMN * (long_base ^ 2)) /
(Fuerza_S_mas_N_E21 - H_agua_NMN * long_base);
B_E21 = 2 * (Fuerza_S_mas_N_E21 - H_agua_NMN * long_base) / A_E21;

if A_E21 < long_base && A_E21 >= 0
    fprintf('Hay agrietamiento y el análisis es válido\n')
else
    fprintf('Hay error en el cálculo y no hay grieta\n')
end

S_E21 = H_agua_NMN * (long_base - A_E21) + 0.5 * A_E21 * H_agua_NMN;

N_E21 = PP - sv_proyecto - S_E21;
T_E21 = sh_proyecto + EH_NMN;

if T_E21 >= N_E21 / K_c_extremo
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento; sin embargo ')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

if T_E21 >= N_E21 / k + C * A_E21 / K_c_extremo
    fprintf('')
else
    fprintf('se consigue la estabilidad variando el coeficiente de seguridad a "1" y adicionando el
efecto de la cohesión del terreno\n')
end

Sigma_max_E21 = 2 * N_E21 / A_E21;
if Sigma_max_E21 > 0 && B_E21 >= 0 && Sigma_max_E21 < Res
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco y no se sobrepasa la resistencia característica del terreno\n')

```

```

else
    fprintf('Hay error en el cálculo\n')
end

% Situación E23: Peso propio + embalse lleno (NMN) + Drenes eficaces + Sismo extremo
fprintf('\n<strong>Inspección de la situación E23</strong> \n')

if T_E23 >= N_E23 / k + C * long_base / K_c_extremo
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

M_E23 = Mom_PP - Mom_EH_NMN - sum_Moms_eficaces_NMN - Mom_sh_ext - Mom_sv_ext -
Mom_Ew_ext;
sigma1_E23 = 6 * M_E23 / (long_base ^ 2) - 2 * N_E23 / long_base;
sigma2_E23 = 2 * N_E23 / long_base - 2 * sigma1_E23;

if sigma1_E23 >= 0 && sigma1_E23 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_E23 >= -5
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de tracción, pero es tan pequeña (menor a 5 tn/m2) que se toma
como válido el cálculo\n')
elseif sigma1_E23 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

if sigma1_E23 + sigma2_E23 >= 0 && sigma1_E23 + sigma2_E23 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_E23 + sigma2_E23 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

```

### Cálculo de estabilidad estructural corregida a partir de normativa española

Se modela, mediante el software *Matlab*®, el cálculo de estabilidad estructural de la presa según las diferentes solicitaciones a las cuales esté sometida, de forma similar al anterior apartado; sin embargo, en este se consideran diferentes coeficientes sísmicos los que corresponden a los de presas de gravedad de concreto (Comité Nacional Español de Grandes Presas, 1999; Sánchez, 2018). A continuación, se adjunta el fichero:

%% Cálculos de estabilidad estructural

%{

El objetivo de los siguientes cálculos es corroborar la estabilidad de la presa por vuelco y deslizamiento

%}

clear

close all

clc

%% Datos iniciales

talud = 0.8; %Talud horizontal del paramento aguas abajo, adimensional

cota\_base = 494; %Cota en la cimentación de la presa (m)

cota\_arriba = 527.93; %Cota en la punta del triángulo de la presa (m)

long\_par\_aa = cota\_arriba - cota\_base; %Longitud del paramento aguas arriba (m)

long\_base = 0.8 \* (long\_par\_aa); %Longitud de la base de la presa (m)

%% Cargas básicas

%{

Un detalle importante a considerar es que las cargas varían dependiendo de la ocurrencia con que estas sucedan: normal, accidentada o extrema

Se considera que el ancho de las secciones analizadas es de 1 metro

El CIR o punto en que se considera como referencia la posible rotación es el vértice entre el paramento aguas abajo y la base de la presa

%}

%Peso propio

ganma = 2.35; %densidad del concreto (tn/m<sup>3</sup>)

Area\_presa = long\_par\_aa \* long\_base \* 0.5; %Área de la presa (m<sup>2</sup>)

PP = Area\_presa \* ganma; %Peso propio de la presa, desde su cimentación (ton/m)

PP\_cir = (2/3) \* long\_base; %Brazo de palanca del peso propio de la presa (m)

Mom\_PP = PP \* PP\_cir; %Momento generado por el peso propio (tn.m/m)

%Presión hidrostática

NMN = 525; %Nivel máximo normal (msnm)

NAP = 526.78; %Nivel de avenida de proyecto (msnm)

NAE = 527.27; %Nivel de avenida extrema (msnm)

cota\_rio = 498; %Cota a la que se encuentra el lecho del río (msnm)

H\_agua\_NMN = NMN - cota\_rio; %Altura de agua a NMN (m)

H\_agua\_NAP = NAP - cota\_rio; %Altura de agua a NAP (m)

H\_agua\_NAE = NAE - cota\_rio; %Altura de agua a NAE (m)

EH\_NMN = 0.5 \* ((H\_agua\_NMN) ^ 2); %Empuje hidrostático a NMN (Tn/m)

EH\_NAP = 0.5 \* ((H\_agua\_NAP) ^ 2); %Empuje hidrostático a NAP (Tn/m)

EH\_NAE = 0.5 \* ((H\_agua\_NAE) ^ 2); %Empuje hidrostático a NAE (Tn/m)

EH\_NMN\_cir = H\_agua\_NMN / 3; %Brazo de palanca del empuje hidrostático a NMN (m)  
 EH\_NAP\_cir = H\_agua\_NAP / 3; %Brazo de palanca del empuje hidrostático a NAP (m)  
 EH\_NAE\_cir = H\_agua\_NAE / 3; %Brazo de palanca del empuje hidrostático a NAE (m)

Mom\_EH\_NMN = EH\_NMN \* EH\_NMN\_cir; %Momento generado por el empuje hidrostático (tn.m/m)

Mom\_EH\_NAP = EH\_NAP \* EH\_NAP\_cir; %Momento generado por el empuje hidrostático (tn.m/m)

Mom\_EH\_NAE = EH\_NAE \* EH\_NAE\_cir; %Momento generado por el empuje hidrostático (tn.m/m)

### %Subpresión

%La subpresión funciona con drenes eficaces a 2/3 de eficiencia y como no eficaces

### %Drenes eficaces

d = 2;

zg = 5;

Hb = 0;

z\_NMN = H\_agua\_NMN - zg;

s1\_NMN = 0.5 \* d \* (H\_agua\_NMN - zg - z\_NMN / 3);

s2\_NMN = d \* (zg + z\_NMN / 3);

s3\_NMN = 0.5 \* (long\_base - d) \* (zg + z\_NMN/3);

s4\_NMN = 0;

suma\_s\_eficaces\_NMN = s1\_NMN + s2\_NMN + s3\_NMN + s4\_NMN;

s1\_cir\_NMN = -d / 3 + long\_base;

s2\_cir\_NMN = -d / 2 + long\_base;

s3\_cir\_NMN = (2 / 3) \* (long\_base - d);

s4\_cir\_NMN = 0.5 \* (long\_base - d);

Mom\_s1\_NMN = s1\_cir\_NMN \* s1\_NMN;

Mom\_s2\_NMN = s2\_cir\_NMN \* s2\_NMN;

Mom\_s3\_NMN = s3\_cir\_NMN \* s3\_NMN;

Mom\_s4\_NMN = s4\_cir\_NMN \* s4\_NMN;

sum\_Moms\_eficaces\_NMN = Mom\_s1\_NMN + Mom\_s2\_NMN + Mom\_s3\_NMN + Mom\_s4\_NMN;

z\_NAP = H\_agua\_NAP - zg;

s1\_NAP = 0.5 \* d \* (H\_agua\_NAP - zg - z\_NAP / 3);

s2\_NAP = d \* (zg + z\_NAP / 3);

s3\_NAP = 0.5 \* (long\_base - d) \* (zg + z\_NAP/3);

s4\_NAP = 0;

suma\_s\_eficaces\_NAP = s1\_NAP + s2\_NAP + s3\_NAP + s4\_NAP;

s1\_cir\_NAP = -d / 3 + long\_base;

s2\_cir\_NAP = -d / 2 + long\_base;

s3\_cir\_NAP = (2 / 3) \* (long\_base - d);

s4\_cir\_NAP = 0.5 \* (long\_base - d);

Mom\_s1\_NAP = s1\_cir\_NAP \* s1\_NAP;

Mom\_s2\_NAP = s2\_cir\_NAP \* s2\_NAP;

Mom\_s3\_NAP = s3\_cir\_NAP \* s3\_NAP;

Mom\_s4\_NAP = s4\_cir\_NAP \* s4\_NAP;

sum\_Moms\_eficaces\_NAP = Mom\_s1\_NAP + Mom\_s2\_NAP + Mom\_s3\_NAP + Mom\_s4\_NAP;

z\_NAE = H\_agua\_NAE - zg;

s1\_NAE = 0.5 \* d \* (H\_agua\_NAE - zg - z\_NAE / 3);

s2\_NAE = d \* (zg + z\_NAE / 3);

s3\_NAE = 0.5 \* (long\_base - d) \* (zg + z\_NAE/3);

s4\_NAE = 0;

suma\_s\_eficaces\_NAE = s1\_NAE + s2\_NAE + s3\_NAE + s4\_NAE;

s1\_cir\_NAE = -d / 3 + long\_base;

s2\_cir\_NAE = -d / 2 + long\_base;

s3\_cir\_NAE = (2 / 3) \* (long\_base - d);

s4\_cir\_NAE = 0.5 \* (long\_base - d);

Mom\_s1\_NAE = s1\_cir\_NAE \* s1\_NAE;

Mom\_s2\_NAE = s2\_cir\_NAE \* s2\_NAE;

Mom\_s3\_NAE = s3\_cir\_NAE \* s3\_NAE;

Mom\_s4\_NAE = s4\_cir\_NAE \* s4\_NAE;

sum\_Moms\_eficaces\_NAE = Mom\_s1\_NAE + Mom\_s2\_NAE + Mom\_s3\_NAE + Mom\_s4\_NAE;

**%Drenes ineficaces**

s1\_NMN\_inf = 0.5 \* long\_base \* H\_agua\_NMN;

s2\_NMN\_inf = 0;

suma\_s\_ineficaces\_NMN = s1\_NMN\_inf + s2\_NMN\_inf;

s1\_cir\_inf\_NMN = (2 / 3) \* long\_base;

s2\_cir\_inf\_NMN = long\_base / 2;

Mom\_s1\_inf\_NMN = s1\_NMN\_inf \* s1\_cir\_inf\_NMN;

Mom\_s2\_inf\_NMN = s2\_NMN\_inf \* s2\_cir\_inf\_NMN;

sum\_Mom\_ineficaces\_NMN = Mom\_s1\_inf\_NMN + Mom\_s2\_inf\_NMN;

s1\_NAP\_inf = 0.5 \* long\_base \* H\_agua\_NAP;

s2\_NAP\_inf = 0;

suma\_s\_ineficaces\_NAP = s1\_NAP\_inf + s2\_NAP\_inf;

s1\_cir\_inf\_NAP = (2 / 3) \* long\_base;

s2\_cir\_inf\_NAP = long\_base / 2;

Mom\_s1\_inf\_NAP = s1\_NAP\_inf \* s1\_cir\_inf\_NAP;

Mom\_s2\_inf\_NAP = s2\_NAP\_inf \* s2\_cir\_inf\_NAP;

sum\_Mom\_ineficaces\_NAP = Mom\_s1\_inf\_NAP + Mom\_s2\_inf\_NAP;

```
s1_NAE_inf = 0.5 * long_base * H_agua_NAE;
s2_NAE_inf = 0;
```

```
suma_s_ineficaces_NAE = s1_NAE_inf + s2_NAE_inf;
```

```
s1_cir_inf_NAE = (2 / 3) * long_base;
s2_cir_inf_NAE = long_base / 2;
```

```
Mom_s1_inf_NAE = s1_NAE_inf * s1_cir_inf_NAE;
Mom_s2_inf_NAE = s2_NAE_inf * s2_cir_inf_NAE;
```

```
sum_Mom_ineficaces_NAE = Mom_s1_inf_NAE + Mom_s2_inf_NAE;
```

### %Sismo

```
%El sismo de proyecto y extremo se relacionan al NMN
```

```
g = 9.81 ; %aceleración de la gravedad (m2/s)
```

```
a_sismo_proyecto = 0.15 * g;
```

```
T_pr = 1000; %Periodo de retorno para avenida de proyecto
```

```
T_ex = 5000; %Periodo de retorno para avenida extrema
```

```
t = 100; %Tiempo de vida del proyecto
```

```
ro_pr = (t / 50) ^ 0.37;
```

```
ro_ex = 2;
```

```
ac_proyecto = ro_pr * a_sismo_proyecto;
```

```
ac_extremo = ro_ex * a_sismo_proyecto;
```

```
T = 1;
```

```
Cw = 0.817 / sqrt(1 - 0.72 * ((H_agua_NMN / (304.8 * T)) ^ 2));
```

```
sh_proyecto = ac_proyecto * PP / g;
```

```
sv_proyecto = sh_proyecto / 2;
```

```
Ew_proyecto = (2 / 3) * ac_proyecto * Cw * (H_agua_NMN ^ 2) / g;
```

```
sh_cir = (NMN - cota_base) / 3;
```

```
sv_cir = long_base * (2/3);
```

```
Ew_cir = (2 / 5) * (H_agua_NMN);
```

```
Mom_sh_pr = sh_proyecto * sh_cir;
```

```
Mom_sv_pr = sv_proyecto * sv_cir;
```

```
Mom_Ew_pr = Ew_proyecto * Ew_cir;
```

```
sh_extremo = ac_extremo * PP / g;
```

```
sv_extremo = sh_extremo / 2;
```

```
Ew_extremo = (2 / 3) * ac_extremo * Cw * (H_agua_NMN ^ 2) / g;
```

```
Mom_sh_ext = sh_extremo * sh_cir;
```

```
Mom_sv_ext = sv_extremo * sv_cir;
```

```
Mom_Ew_ext = Ew_extremo * Ew_cir;
```

### %% Coeficientes de seguridad

### %Rozamiento

```
K_r_normal = 1.5;
K_r_accidental = 1.2;
K_r_extremo = 1.1;
```

### %Cohesión

```
K_c_normal = 5;
K_c_accidental = 4;
K_c_extremo = 3;
```

### %% Métodos de cálculo

```
%{
```

```
Hay tres tipos de combinaciones de carga:
```

- Situaciones normales
- Situaciones accidentales
- Situaciones extremas

Se considera nula la cohesión del terreno al no tener información; en sí ello es conservador y como en la realidad no es así, va del lado de la seguridad.

El empuje pasivo, en la cola de la presa, también se toma como nula

```
%}
```

### %% Situaciones Normales

```
%Situación A1: Peso propio (embalse vacío)
```

```
N_A1 = PP;
T_A1 = 0;
```

```
fprintf('<strong>Descripción de la situación A1</strong> \n')
```

```
if T_A1 >= N_A1 / K_r_normal
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end
```

```
M_A1 = Mom_PP;
sigma1_A1 = 6 * M_A1 / (long_base ^ 2) - 2 * N_A1 / long_base;
sigma2_A1 = 2 * N_A1 / long_base - 2 * sigma1_A1;
Res = 20000; %Resistencia característica del terreno (Tn / m2)
```

```
if sigma1_A1 >= 0 && sigma1_A1 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_A1 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end
```

```
if sigma1_A1 + sigma2_A1 >= 0 && sigma1_A1 + sigma2_A1 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
```

```

    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_A1 + sigma2_A1 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse\n')
end

```

**%Situación A2: Peso propio + embalse lleno (NMN) + drenes eficaces**

$N_{A2} = PP - \text{suma\_s\_eficaces\_NMN};$

$T_{A2} = EH\_NMN;$

```

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación A2</strong> \n')

```

```

if T_A2 >= N_A2 / K_r_normal
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

```

$M_{A2} = Mom\_PP - Mom\_EH\_NMN - \text{sum\_Moms\_eficaces\_NMN};$

$\sigma_{1\_A2} = 6 * M_{A2} / (\text{long\_base}^2) - 2 * N_{A2} / \text{long\_base};$

$\sigma_{2\_A2} = 2 * N_{A2} / \text{long\_base} - 2 * \sigma_{1\_A2};$

```

if sigma1_A2 >= 0 && sigma1_A2 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_A2 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

```

```

if sigma1_A2 + sigma2_A2 >= 0 && sigma1_A2 + sigma2_A2 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_A2 + sigma2_A2 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

```

**%% Situaciones accidentales**

**%Situación B11: Peso propio + Sismo de proyecto (embalse vacío)**

$N_{B11} = PP - sv\_proyecto;$

$T_{B11} = sh\_proyecto;$

```

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación B11</strong> \n')

```

```

if T_B11 >= N_B11 / K_r_accidental

```

```

    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

M_B11 = Mom_PP - Mom_sv_pr - Mom_sh_pr;
sigma1_B11 = 6 * M_B11 / (long_base ^ 2) - 2 * N_B11 / long_base;
sigma2_B11 = 2 * N_B11 / long_base - 2 * sigma1_B11;

if sigma1_B11 >= 0 && sigma1_B11 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_B11 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

if sigma1_B11 + sigma2_B11 >= 0 && sigma1_B11 + sigma2_B11 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_B11 + sigma2_B11 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

% Situación B21: Peso propio + embalse lleno (NMN) + Drenes ineficaces
N_B21 = PP - suma_s_ineficaces_NMN;
T_B21 = EH_NMN;

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación B21</strong> \n')

if T_B21 >= N_B21 / K_r_accidental
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

M_B21 = Mom_PP - sum_Mom_ineficaces_NMN - Mom_EH_NMN;
sigma1_B21 = 6 * M_B21 / (long_base ^ 2) - 2 * N_B21 / long_base;
sigma2_B21 = 2 * N_B21 / long_base - 2 * sigma1_B21;

if sigma1_B21 >= 0 && sigma1_B21 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_B21 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

```

```

if sigma1_B21 + sigma2_B21 >= 0 && sigma1_B21 + sigma2_B21 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_B21 + sigma2_B21 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

```

**%Situación B22: Peso propio + embalse lleno (NMN) + Drenes eficaces + Sismo de proyecto**

$N_{B22} = PP - sv\_proyecto - suma\_s\_eficaces\_NMN;$

$T_{B22} = EH\_NMN + sh\_proyecto + Ew\_proyecto;$

```

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación B22</strong> \n')

```

```

if T_B22 >= N_B22 / K_r_accidental
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

```

$M_{B22} = Mom\_PP - sum\_Moms\_eficaces\_NMN - Mom\_EH\_NMN - Mom\_sh\_pr - Mom\_sv\_pr - Mom\_Ew\_pr;$

$sigma1\_B22 = 6 * M_{B22} / (long\_base ^ 2) - 2 * N_{B22} / long\_base;$

$sigma2\_B22 = 2 * N_{B22} / long\_base - 2 * sigma1\_B22;$

```

if sigma1_B22 >= 0 && sigma1_B22 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_B22 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

```

```

if sigma1_B22 + sigma2_B22 >= 0 && sigma1_B22 + sigma2_B22 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_B22 + sigma2_B22 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

```

**%Situación B23: Peso propio + embalse lleno (NAP) + Drenes eficaces**

$N_{B23} = PP - suma\_s\_eficaces\_NAP;$

$T_{B23} = EH\_NAP;$

```

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación B23</strong> \n')

```

```

if T_B23 >= N_B23 / K_r_accidental
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

M_B23 = Mom_PP - Mom_EH_NAP - sum_Moms_eticaces_NAP;
sigma1_B23 = 6 * M_B23 / (long_base ^ 2) - 2 * N_B23 / long_base;
sigma2_B23 = 2 * N_B23 / long_base - 2 * sigma1_B23;

if sigma1_B23 >= 0 && sigma1_B23 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_B23 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

if sigma1_B23 + sigma2_B23 >= 0 && sigma1_B23 + sigma2_B23 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_B23 + sigma2_B23 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

%% Situaciones extremas

% Situación E1: Peso propio + embalse lleno (NAP) + Drenes ineficaces
N_E1 = PP - suma_s_ineficaces_NAP;
T_E1 = EH_NAP;

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación E1</strong> \n')

if T_E1 >= N_E1 / K_r_extremo
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

M_E1 = Mom_PP - Mom_EH_NAP - sum_Mom_ineficaces_NAP;
sigma1_E1 = 6 * M_E1 / (long_base ^ 2) - 2 * N_E1 / long_base;
sigma2_E1 = 2 * N_E1 / long_base - 2 * sigma1_E1;

if sigma1_E1 >= 0 && sigma1_E1 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_E1 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else

```

```

    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

if sigma1_E1 + sigma2_E1 >= 0 && sigma1_E1 + sigma2_E1 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_E1 + sigma2_E1 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

```

%Situación E21: Peso propio + embalse lleno (NMN) + Drenes ineficaces + Sismo de proyecto

N\_E21 = PP - suma\_s\_ineficaces\_NMN - sv\_proyecto;

T\_E21 = EH\_NMN + sh\_proyecto + Ew\_proyecto;

```

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación E21</strong> \n')

```

```

if T_E21 >= N_E21 / K_r_extremo
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

```

M\_E21 = Mom\_PP - Mom\_EH\_NMN - sum\_Mom\_ineficaces\_NMN - Mom\_sh\_pr - Mom\_sv\_pr - Mom\_Ew\_pr;

sigma1\_E21 = 6 \* M\_E21 / (long\_base ^ 2) - 2 \* N\_E21 / long\_base;

sigma2\_E21 = 2 \* N\_E21 / long\_base - 2 \* sigma1\_E21;

```

if sigma1_E21 >= 0 && sigma1_E21 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_E21 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

```

```

if sigma1_E21 + sigma2_E21 >= 0 && sigma1_E21 + sigma2_E21 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_E21 + sigma2_E21 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

```

%Situación E22: Peso propio + embalse lleno (NAE) + Drenes eficaces

N\_E22 = PP - suma\_s\_ineficaces\_NAE;

T\_E22 = EH\_NAE;

```

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación E22</strong> \n')

if T_E22 >= N_E22 / K_r_extremo
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

M_E22 = Mom_PP - Mom_EH_NAE - sum_Moms_eficaces_NAE;
sigma1_E22 = 6 * M_E22 / (long_base ^ 2) - 2 * N_E22 / long_base;
sigma2_E22 = 2 * N_E22 / long_base - 2 * sigma1_E22;

if sigma1_E22 >= 0 && sigma1_E22 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_E22 > Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
    fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

if sigma1_E22 + sigma2_E22 >= 0 && sigma1_E22 + sigma2_E22 <= Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
    fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_E22 + sigma2_E22 > Res
    fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia característica')
else
    fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

% Situación E23: Peso propio + embalse lleno (NMN) + Drenes eficaces + Sismo extremo
N_E23 = PP - suma_s_eficaces_NMN - sv_extremo;
T_E23 = EH_NMN + sh_extremo + Ew_extremo;

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación E23</strong> \n')

if T_E23 >= N_E23 / K_r_extremo
    fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
    fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

M_E23 = Mom_PP - Mom_EH_NMN - sum_Moms_eficaces_NMN - Mom_sh_ext - Mom_sv_ext - Mom_Ew_ext;
sigma1_E23 = 6 * M_E23 / (long_base ^ 2) - 2 * N_E23 / long_base;
sigma2_E23 = 2 * N_E23 / long_base - 2 * sigma1_E23;

if sigma1_E23 >= 0 && sigma1_E23 <= Res
    fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_E23 > Res

```

```

fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

```

```

if sigma1_E23 + sigma2_E23 >= 0 && sigma1_E23 + sigma2_E23 <= Res
fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_E23 + sigma2_E23 > Res
fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica')
else
fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

```

%Situación E24: Peso propio + Sismo extremo (embalse vacío)

N\_E24 = PP - sv\_extremo;

T\_E24 = sh\_extremo;

```

fprintf('\n<strong>Descripción de la situación E24</strong> \n')

```

```

if T_E24 >= N_E24 / K_r_extremo
fprintf('Hay inestabilidad por deslizamiento\n')
else
fprintf('Hay estabilidad por deslizamiento\n')
end

```

```

M_E24 = Mom_PP - Mom_sh_ext - Mom_sv_ext;
sigma1_E24 = 6 * M_E24 / (long_base ^ 2) - 2 * N_E24 / long_base;
sigma2_E24 = 2 * N_E24 / long_base - 2 * sigma1_E24;

```

```

if sigma1_E24 >= 0 && sigma1_E24 <= Res
fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión y es admisible\n')
elseif sigma1_E24 > Res
fprintf('La resistencia Sigma 1 es de compresión, pero supera la resistencia característica\n')
else
fprintf('Hay tracciones en el pie aguas arriba y debe inspeccionarse\n')
end

```

```

if sigma1_E24 + sigma2_E24 >= 0 && sigma1_E24 + sigma2_E24 <= Res
fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión y es admisible\n')
fprintf('Hay estabilidad por vuelco\n')
elseif sigma1_E24 + sigma2_E24 > Res
fprintf('En pie aguas abajo de la presa hay esfuerzo de compresión, pero supera la resistencia
característica')
else
fprintf('Hay tracciones aguas abajo y debe inspeccionarse')
end

```

## Anexo 14: Cálculos tensionales

### Descripción del modelo

Para la modelización del estudio tensional se utiliza el software *Abaqus*®, cuyo funcionamiento se basa en el modelamiento de elementos finitos, es decir, se discretiza la estructura.

Es importante definir la convención de signos con que se maneja el programa de cómputo:

- Compresiones: resultados con signo negativo
- Tracciones: resultados con signo positivo

También es importante saber el orden de magnitud con que se trabaja y el sistema de unidades utilizado, ya que la configuración del sistema no lo muestra. Lo convencional en el Perú es el uso del Sistema Internacional (en adelante, *SI*) para las unidades, por ello, se enumera la magnitud de las unidades que se utilizarán para los cálculos y los resultados:

- Longitud: metros
- Fuerza: Newton
- Masa: kilogramos
- Tiempo: segundo
- Esfuerzo: Pascales o Newton/metro al cuadrado
- Energía: Joule
- Densidad: kilogramo/metro cúbico

El modelamiento computacional consiste en una serie de pasos a seguir, que deben realizarse preferentemente ordenados. Son “módulos” los pasos a seguir en *Abaqus*®, en que se crean, modifican y configura las características deseadas para el modelo, descritos a continuación:

- i. Módulo “Part”: El módulo Part o parte es en el que se dibuja el modelo y se describe sus dimensiones. El cuerpo de presa es bidimensional, es decir, la estructura es trabajada en dos coordenadas espaciales; es deformable y sus elementos son de tipo “cáscara”.
- ii. Módulo “Property”: El módulo *Property* o de propiedades representa las características mecánicas y comportamiento del material. En el caso del cuerpo de presa, se trata de un elemento sólido homogéneo de comportamiento elástico, cuyas propiedades físicas son el módulo de elasticidad, o módulo de *Young*, con valor igual a 27’000,000,000 Pascales y el módulo de Poisson, adimensional e igual a 0.3.

- iii. Módulo “Assembly”: El módulo *Assembly* o de ensamblaje es el que une o ensambla los módulos antes mencionados: las partes creadas con sus respectivas características mecánicas.
- iv. Módulo “Step”: El módulo *Step* o pasa genera los resultados u *outputs* deseados. El programa ofrece varias opciones de salida; sin embargo, no todas son indispensables y generan un gasto computacional innecesario. Se eligen como *outputs* los esfuerzos, desplazamientos y reacciones. Los resultados se generan en los nudos, pero es posible también obtenerse para los elementos, pudiendo incluso generarse *outputs* para una red de nodos, de elementos o conjunto de estos. Se genera además reportes a demanda del consultor.
- v. Módulo “Load”: El módulo *Load* o de carga es en el que se aplican los estados de carga y las restricciones de desplazamientos en los nodos de la malla de la estructura. Son principalmente dos opciones las que contiene este módulo: *Create Load* (creación de carga) y *Create Boundary condition* (creación de condiciones de contorno). En la opción de creación de carga se imponen los estados de carga, dependiendo de las solicitaciones, por ejemplo, el peso, la fuerza hidrostática a diferentes alturas de agua o una fuerza modelada producto de un sismo. En la opción de las condiciones de contorno, se limita los movimientos o rotaciones, en una o varias direcciones; en el caso de este modelo, se limita únicamente los desplazamientos de la base y no las rotaciones. Hay pesos específicos a considerar en los cálculos: el del concreto es 23,500 Newtons/metro cúbico y el del agua es 10,000 Newtons/metro cúbico.
- vi. Módulo “Mesh”: Módulo *Mesh* o de mallado es en el que se describen las características del grillado. Hay un límite, por tratarse de una versión de acceso libre-estudiantil, en el que se puede utilizar como máximo mil nodos, lo cual no representa un problema, pero es menor preciso que si usase una malla con mayor número de elementos.  
El tipo de elemento de la malla es cuadrático; este funciona muy bien en la mayoría de la estructura; sin embargo, en las cercanías al paramento aguas abajo no lo es así, ya que por la forma del cuerpo de presa hubiese sido más óptimo usar elementos triangulares, aun así, el programa lo modela en tamaños y formas adecuadas para que el resultado sea válido.  
El tamaño próximo de los elementos es de arista igual a 1.8 metros; esta cantidad podría ser menor y así tener mayor precisión los resultados; sin embargo, el detalle del límite de nodos restringe esta acción, aun así, los resultados para este tamaño son aceptables, ya que el tamaño máximo es de 2.35 metros para tener fiabilidad de los resultados.

La clasificación estructural del elemento es “SP8R”, es decir, es de tipo estándar, su orden geométrico es cuadrático estándar. Su cálculo se realiza mediante esfuerzo plano y las operaciones tensionales se realizan mediante reducción por integración.

- vii. Módulo “Job”: El módulo *Job* o de trabajo es el que le da las indicaciones al software para que lo desarrollado en los módulos previos se ejecute, por ello, es importante que previo a este módulo se revise que los anteriores se encuentren correctamente definidos.

### Descripción de las hipótesis de carga

Las solicitaciones responden a la acción de cargas en diferentes situaciones, es decir, a las que la estructura se encuentre sometida. Se van a analizar cuatro hipótesis de carga, las más resaltantes y/o críticas de las consideradas (ver capítulo 8.1.1.3. *Combinaciones de carga*), descritas a continuación:

- i. Hipótesis 1: Peso propio; responde a el momento en que la estructura está terminada y no contiene agua, es decir, debe ser capaz de soportar esfuerzos internos y desplazamientos en ausencia de la fuerza hidrostática. Es una situación de prueba.
- ii. Hipótesis 2: Peso propio + empuje hidrostático (NMN); responde al momento en que el embalse se encuentra a NMN, es una situación de carácter normal.
- iii. Hipótesis 3: Peso propio + empuje hidrostático (NAP); responde al momento en que se presenta una avenida diseñada, la avenida de proyecto, y el nivel del agua es mayor, por lo que la fuerza hidrostática es mayor. Es una situación accidental.
- iv. Hipótesis 4: Peso propio + empuje hidrostático (NMN) + sismo de proyecto; responde a un momento en que el embalse está lleno, a la altura de proyecto, pero que estrepidosamente está sometido a un movimiento telúrico. Dada la situación no prevista en funcionamiento normal y con poca incidencia, se le cataloga como una extrema.

En el capítulo 8. *Cálculos de estabilidad estructural*, se obtienen y establecen datos a considerar al momento de modelar:

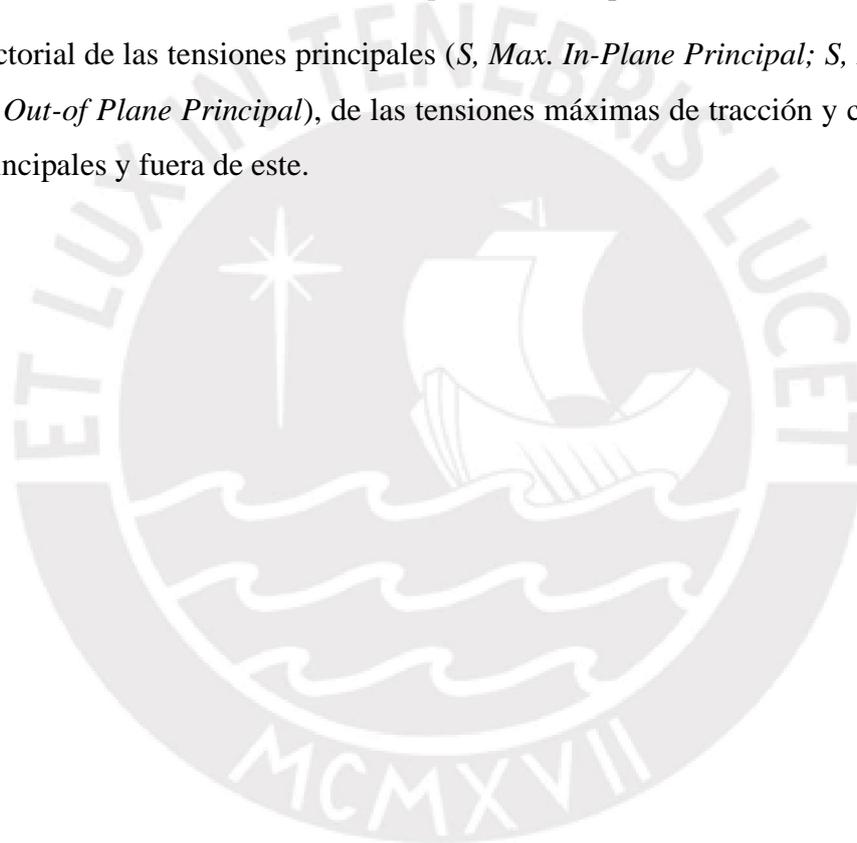
- Cota de cimiento: 494 msnm.
- Cota NMN.: 525 msnm.
- Cota de nivel de avenida de proyecto (en adelante, NAP): 526.78 msnm.
- Aceleración de sismo: 0.2 veces la aceleración de la gravedad

### Ejecución del modelamiento

Ejecutando el software *Abaqus*® se obtendrán los siguientes resultados:

- Desplazamientos
  - ✓ Magnitud ( $U$ , *Magnitude*)
  - ✓ Dirección 1 ( $U$ ,  $U1$ ), que es el sentido horizontal o del eje “x”
  - ✓ Dirección 2 ( $U$ ,  $U2$ ), que es el sentido vertical o del eje “y”
- Estado tensional
  - ✓ Dirección 1 ( $S$ ,  $S11$ ), tensión en la dirección horizontal o del eje “x”
  - ✓ Dirección 2 ( $S$ ,  $S22$ ), tensión en la dirección vertical o del eje “y”
  - ✓ Dirección 12: ( $S$ ,  $S12$ ), tensión en la dirección perpendicular al plano 12 (“xy”)
  - ✓ Tensión máxima ( $S$ , *Max. Principal*) o de tracciones máximas
  - ✓ Tensión mínima ( $S$ , *Min. Principal*) o de compresiones máximas

Dirección vectorial de las tensiones principales ( $S$ , *Max. In-Plane Principal*;  $S$ , *Min. In-Plane Principal*;  $S$ , *Out-of Plane Principal*), de las tensiones máximas de tracción y compresión en los planos principales y fuera de este.



## Hipótesis 1: Peso propio

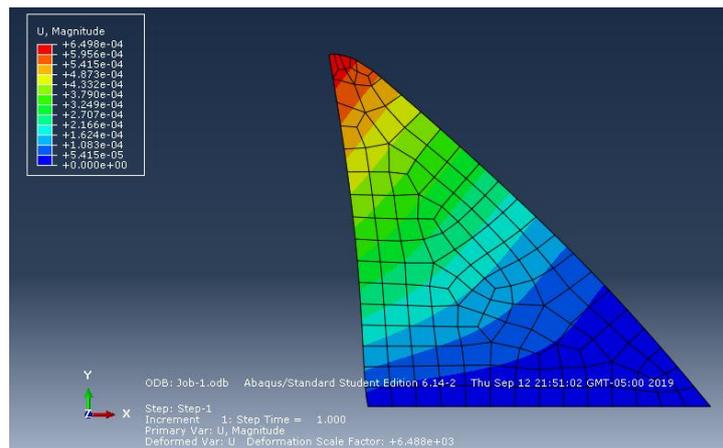


Figura 17: Magnitud del desplazamiento resultante de la presa en la hipótesis 1. Fuente: Elaboración propia.

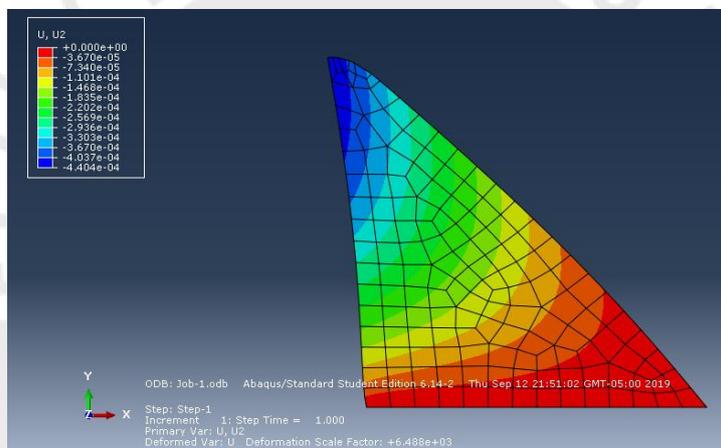


Figura 18: Desplazamiento en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 1. Fuente: Elaboración propia.

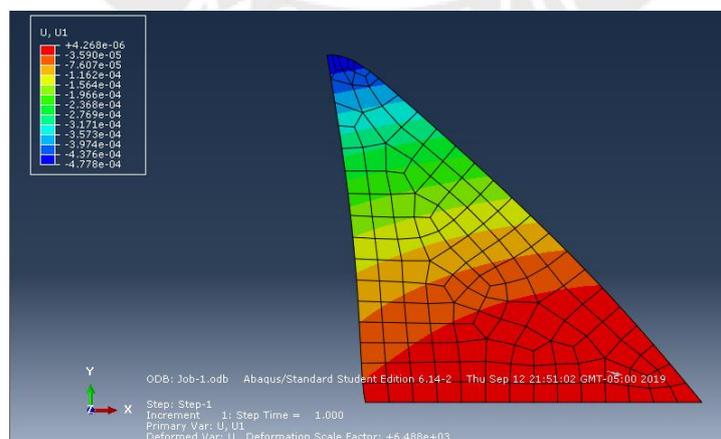


Figura 19: Desplazamiento en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 1. Fuente: Elaboración propia.

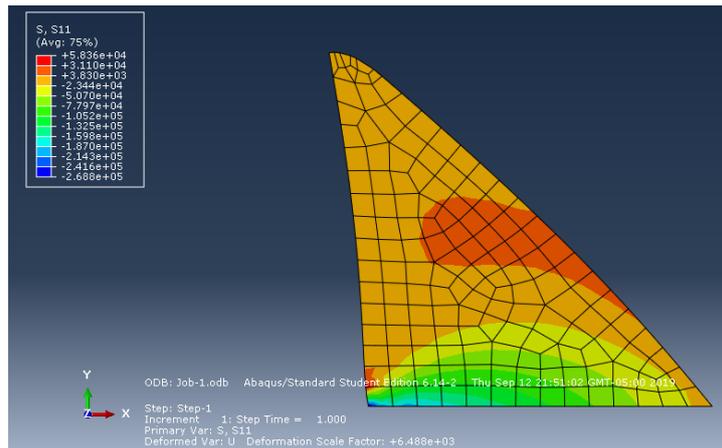


Figura 20: Esfuerzo normal en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 1. Fuente: Elaboración propia.

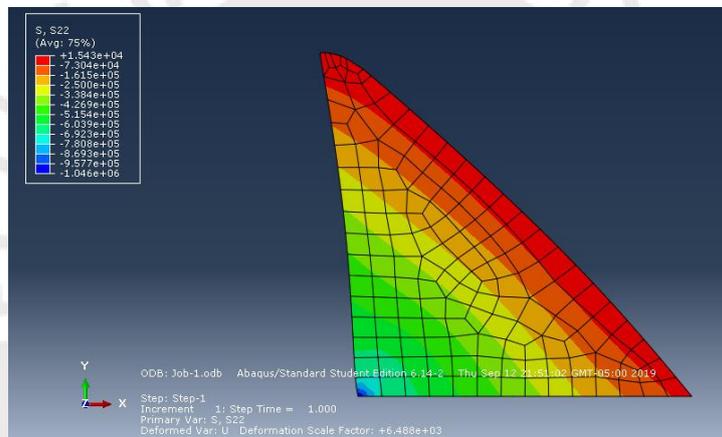


Figura 21: Esfuerzo normal en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 1. Fuente: Elaboración propia.

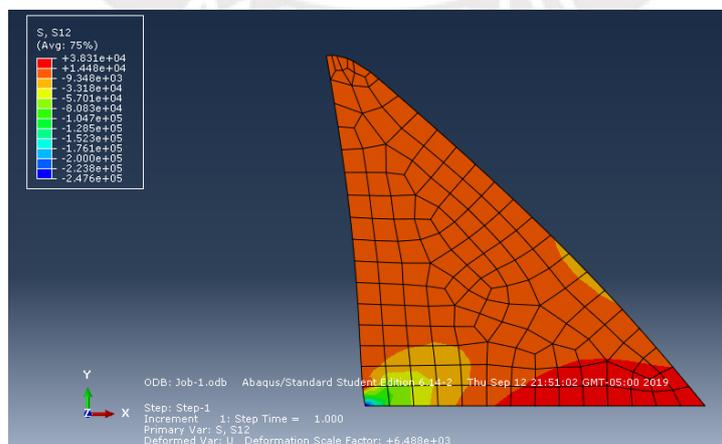


Figura 22: Esfuerzo tangencial en la dirección tangencial (xy) de la presa en la hipótesis 1. Fuente: Elaboración propia.

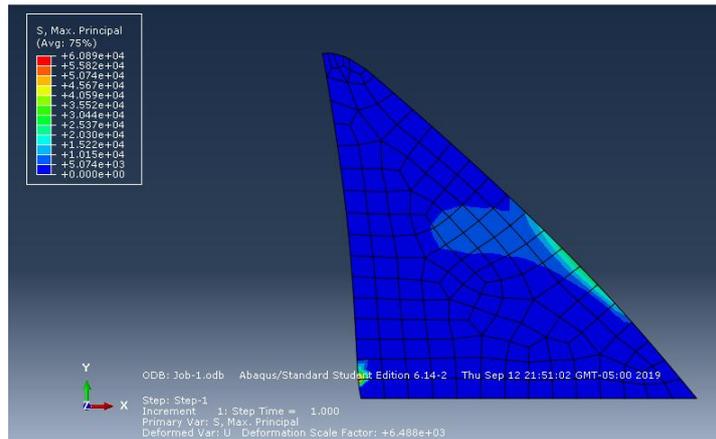


Figura 23: Esfuerzo máximo de tracción de la presa en la hipótesis 1. Fuente: Elaboración propia.

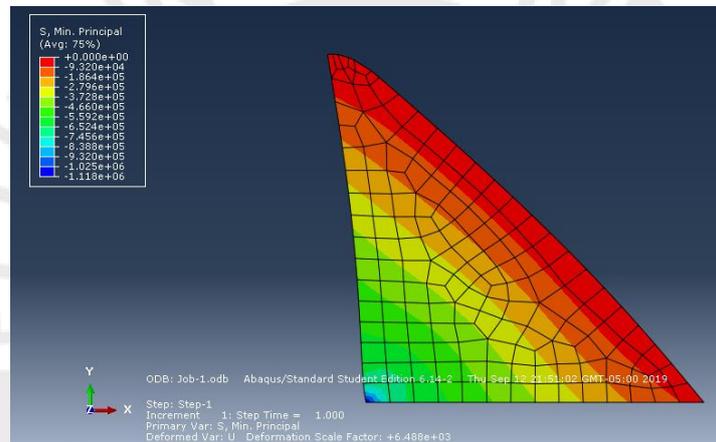


Figura 24: Esfuerzo mínimo de compresión de la presa en la hipótesis 1. Fuente: Elaboración propia.

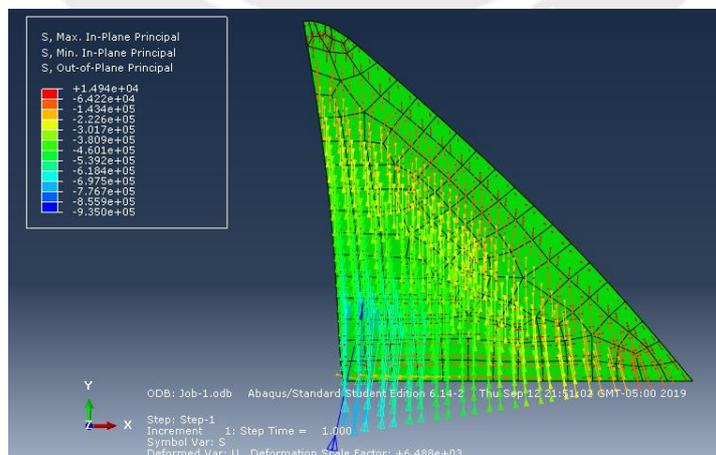


Figura 25: Dirección vectorial de las tensiones principales de la presa en la hipótesis 1. Fuente: Elaboración propia.

## Hipótesis 2: Peso propio + empuje hidrostático (NMN)

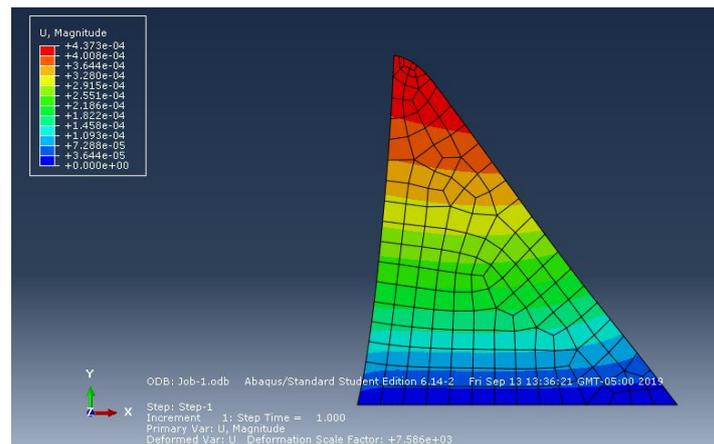


Figura 26: Magnitud del desplazamiento resultante de la presa en la hipótesis 2. Fuente: Elaboración propia.

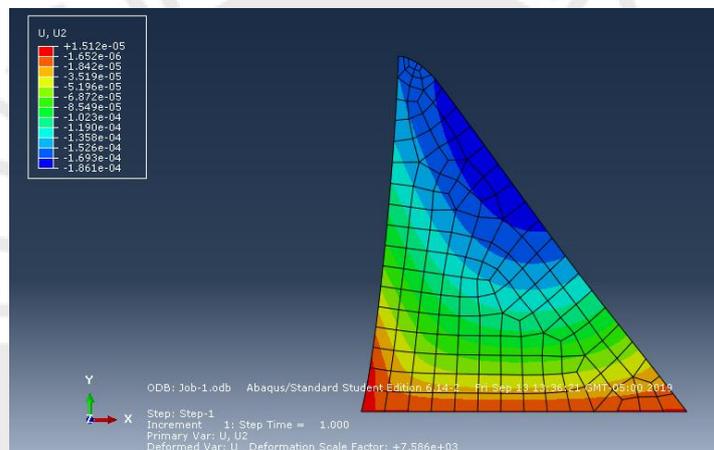


Figura 27: Desplazamiento en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 2. Fuente: Elaboración propia.

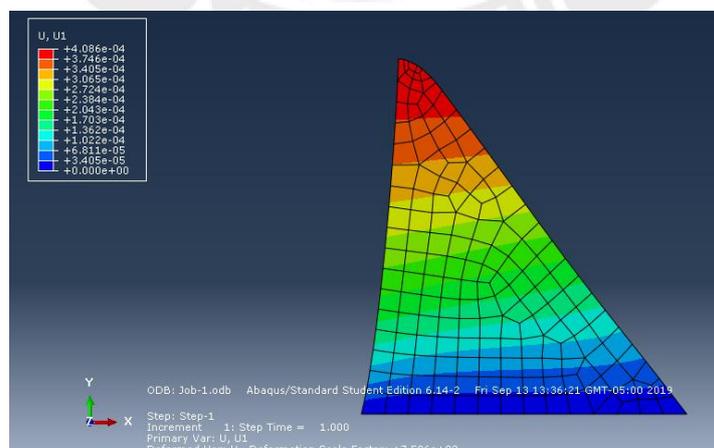


Figura 28: Desplazamiento en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 2. Fuente: Elaboración propia.

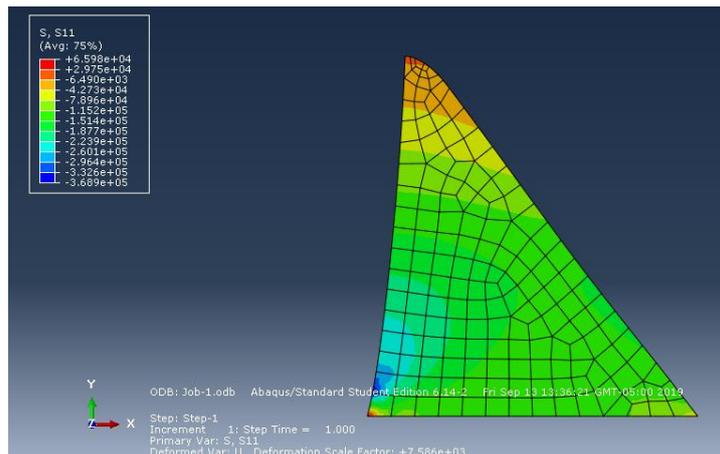


Figura 29: Esfuerzo normal en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 2. Fuente: Elaboración propia.

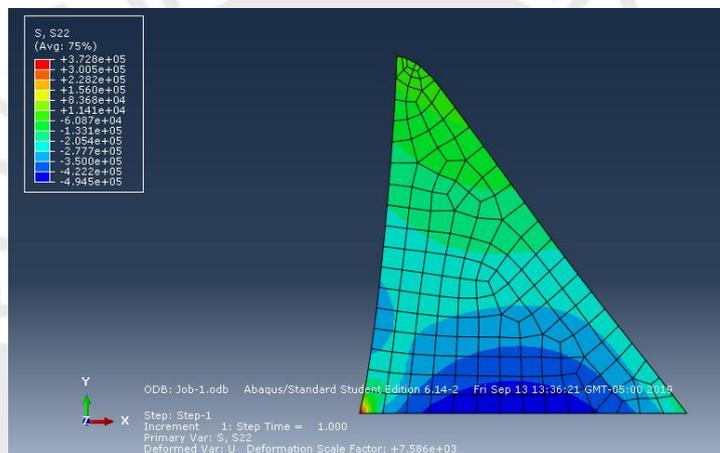


Figura 30: Esfuerzo normal en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 2. Fuente: Elaboración propia.

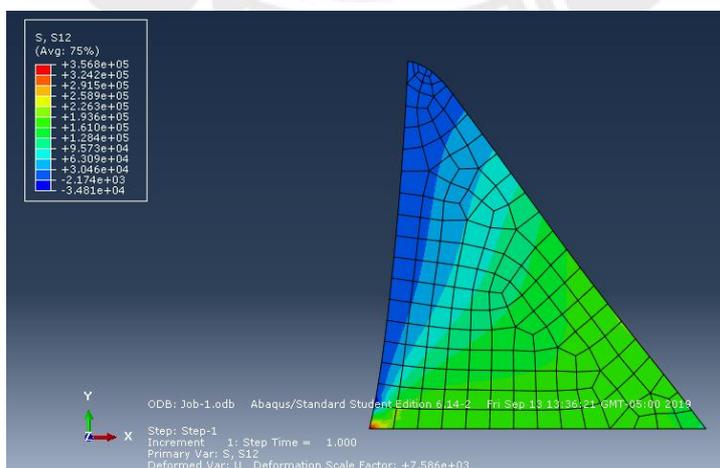


Figura 31: Esfuerzo tangencial en la dirección tangencial (xy) de la presa en la hipótesis 2. Fuente: Elaboración propia.

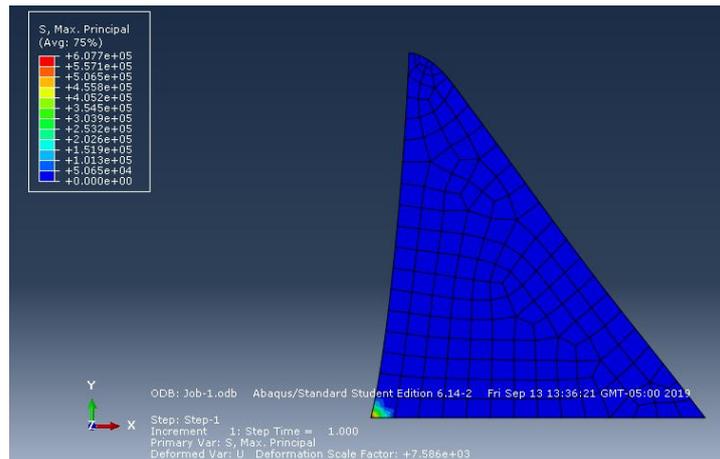


Figura 32: Esfuerzo máximo de tracción de la presa en la hipótesis 2. Fuente: Elaboración propia.

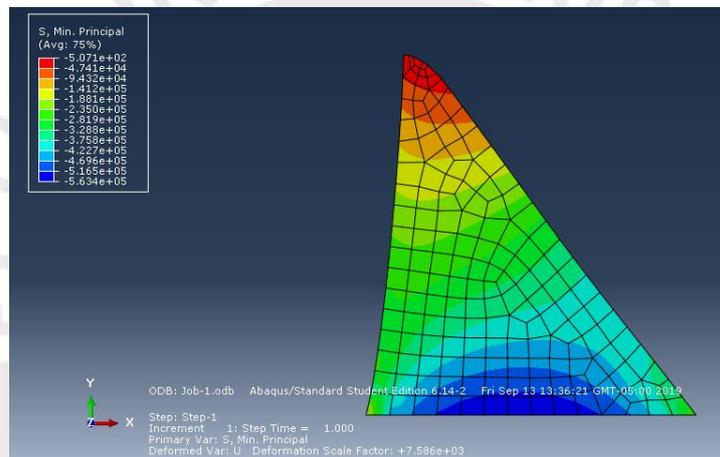


Figura 33: Esfuerzo mínimo de compresión de la presa en la hipótesis 2. Fuente: Elaboración propia.

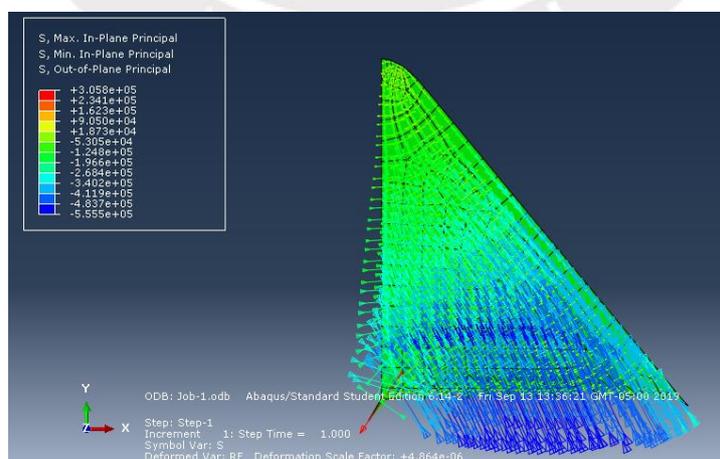


Figura 34: Dirección vectorial de las tensiones principales de la presa en la hipótesis 2. Fuente: Elaboración propia.

### Hipótesis 3: Peso propio + empuje hidrostático (NAP)

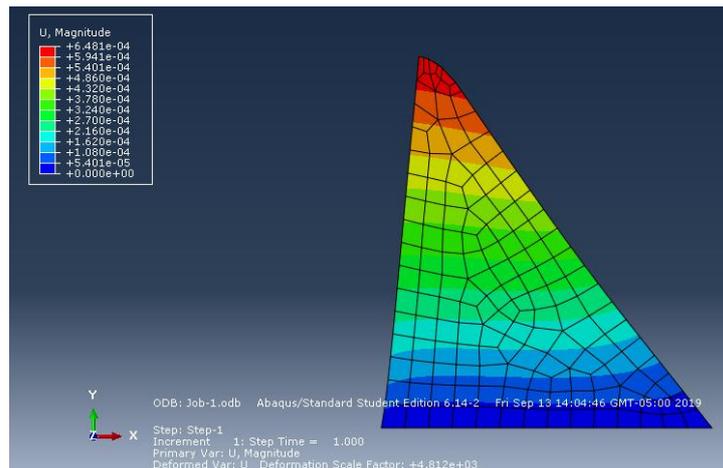


Figura 35: Magnitud del desplazamiento resultante de la presa en la hipótesis 3. Fuente: Elaboración propia.

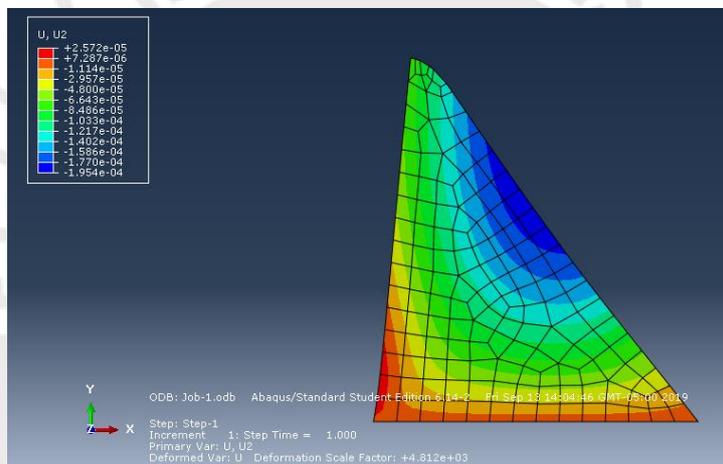


Figura 36: Desplazamiento en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 3. Fuente: Elaboración propia.

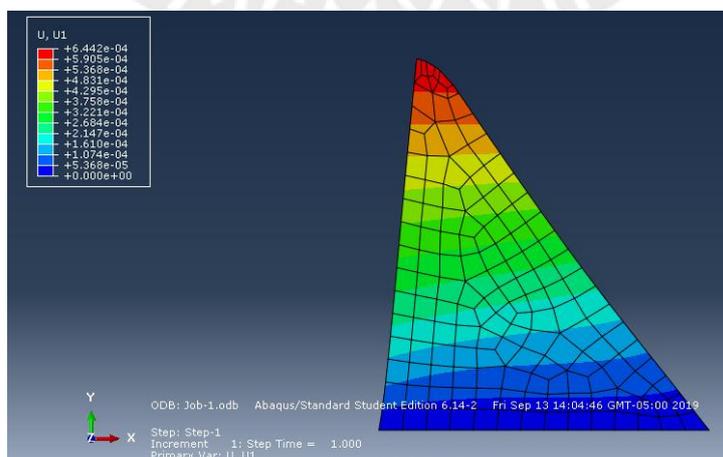


Figura 37: Desplazamiento en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 3. Fuente: Elaboración propia.

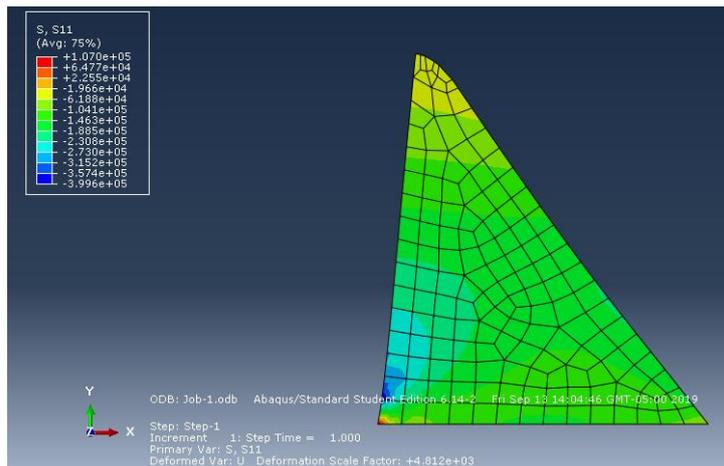


Figura 38: Esfuerzo normal en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 3. Fuente: Elaboración propia.

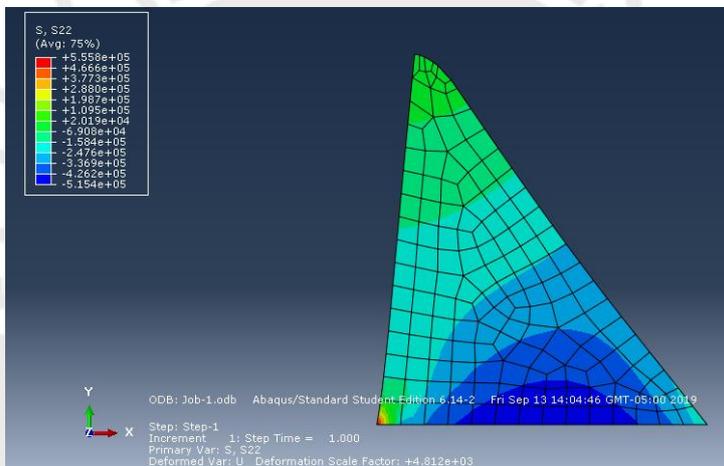


Figura 39: Esfuerzo normal en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 3. Fuente: Elaboración propia.

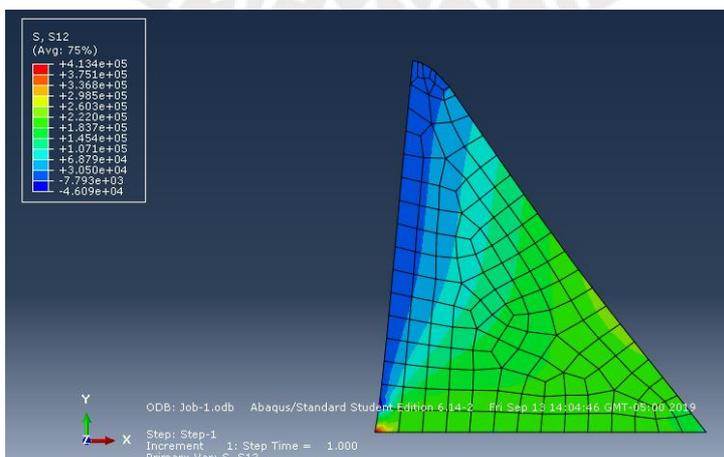


Figura 40: Esfuerzo tangencial en la dirección tangencial (xy) de la presa en la hipótesis 3. Fuente: Elaboración propia.

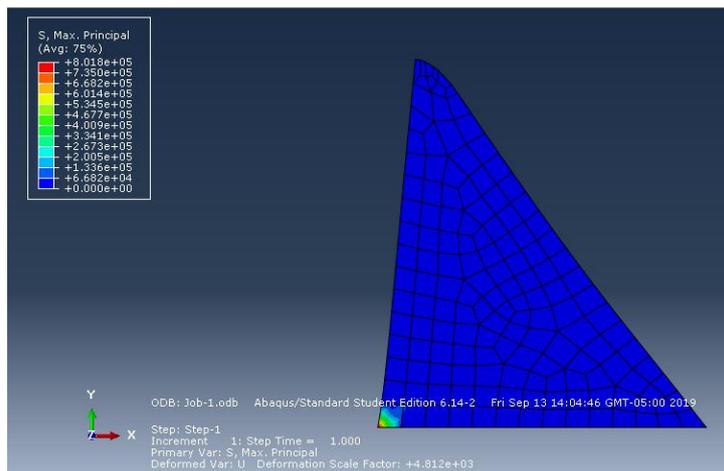


Figura 41: Esfuerzo máximo de tracción de la presa en la hipótesis 3. Fuente: Elaboración propia.

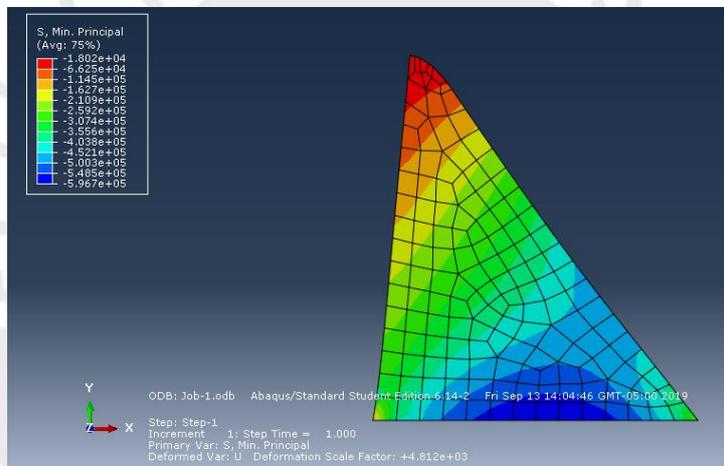


Figura 42: Esfuerzo mínimo de tracción de la presa en la hipótesis 3. Fuente: Elaboración propia.

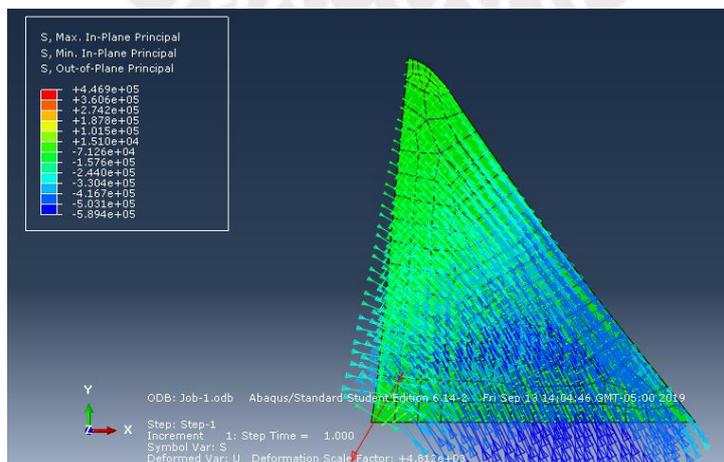


Figura 43: Dirección vectorial de las tensiones principales de la presa en la hipótesis 3. Fuente: Elaboración propia.

#### Hipótesis 4: Peso propio + empuje hidrostático (NMN) + sismo de proyecto

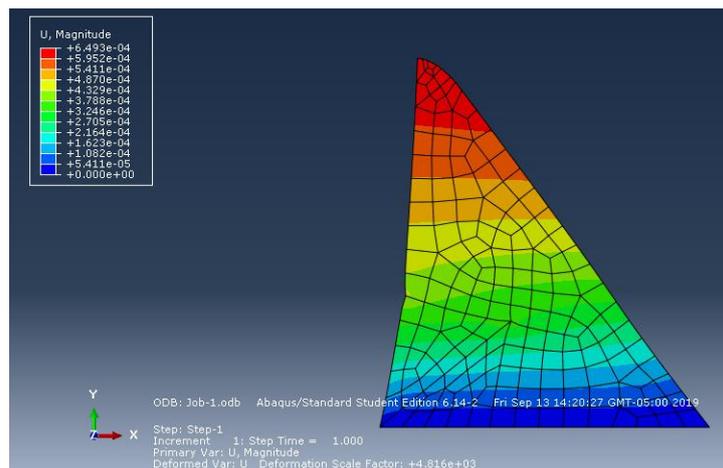


Figura 44: Magnitud del desplazamiento resultante de la presa en la hipótesis 4. Fuente: Elaboración propia.

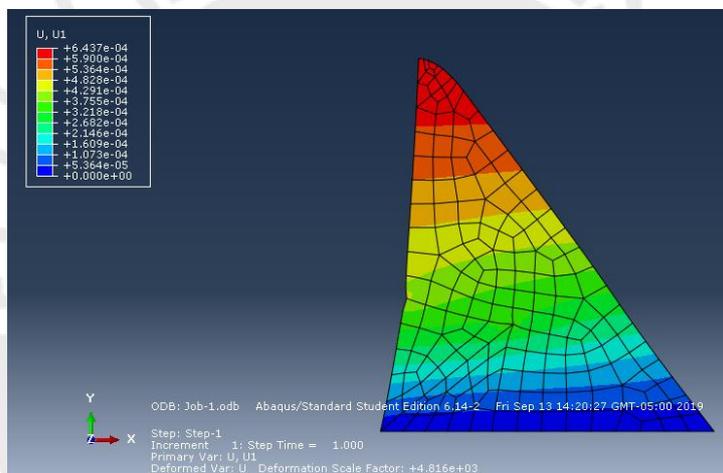


Figura 45: Desplazamiento en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 4. Fuente: Elaboración propia.

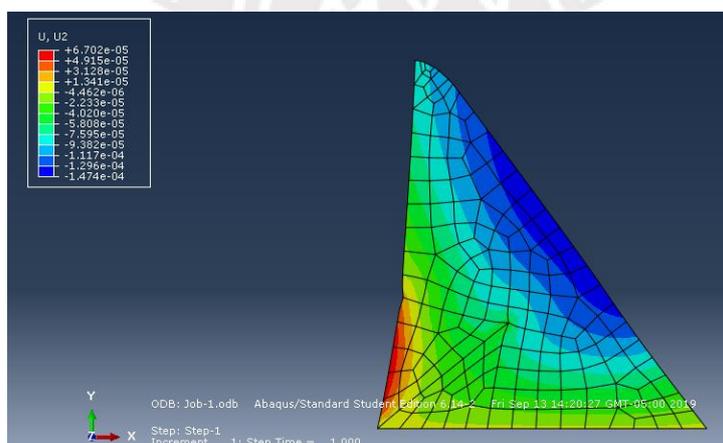


Figura 46: Desplazamiento en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 4. Fuente: Elaboración propia.

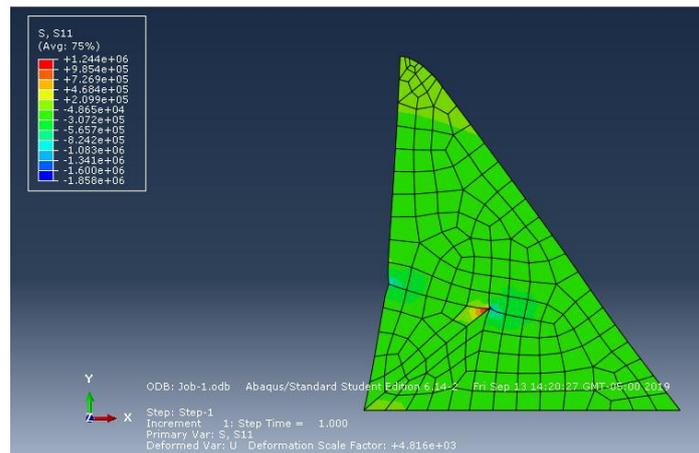


Figura 47: Esfuerzo normal en la dirección horizontal de la presa en la hipótesis 4. Fuente: Elaboración propia.

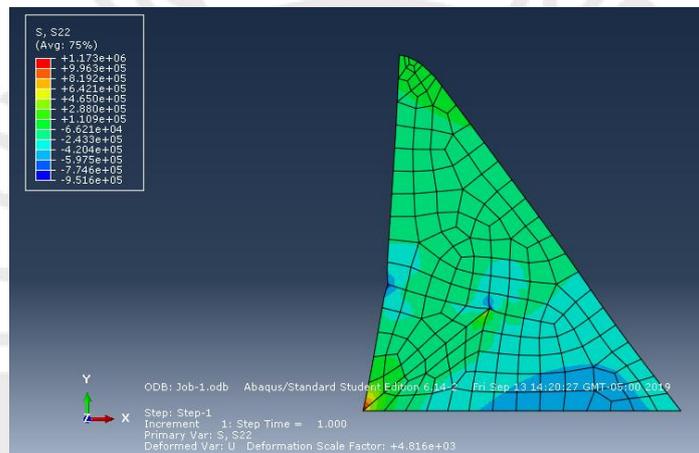


Figura 48: Esfuerzo normal en la dirección vertical de la presa en la hipótesis 4. Fuente: Elaboración propia.

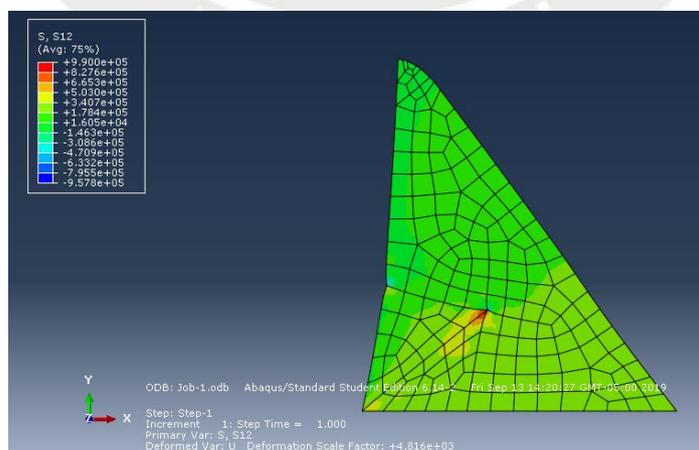


Figura 49: Esfuerzo tangencial en la dirección tangencial (xy) de la presa en la hipótesis 4. Fuente: Elaboración propia.

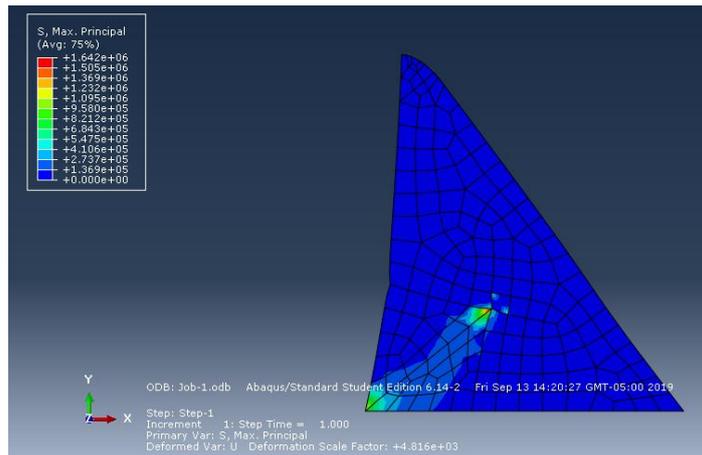


Figura 50: Esfuerzo máximo de tracción de la presa en la hipótesis 4. Fuente: Elaboración propia.

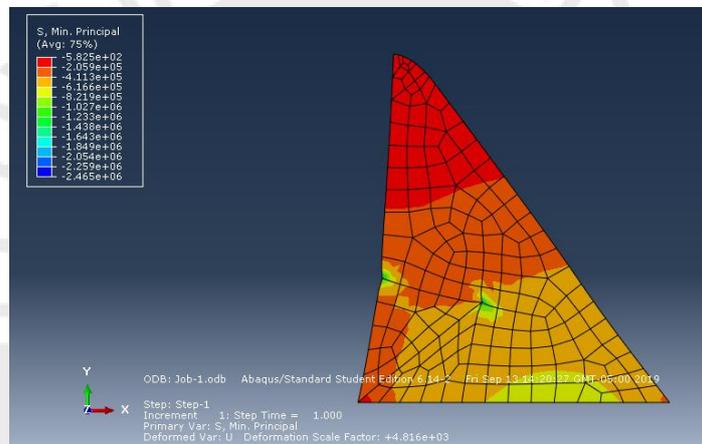


Figura 51: Esfuerzo mínimo de compresión de la presa en la hipótesis 4. Fuente: Elaboración propia.

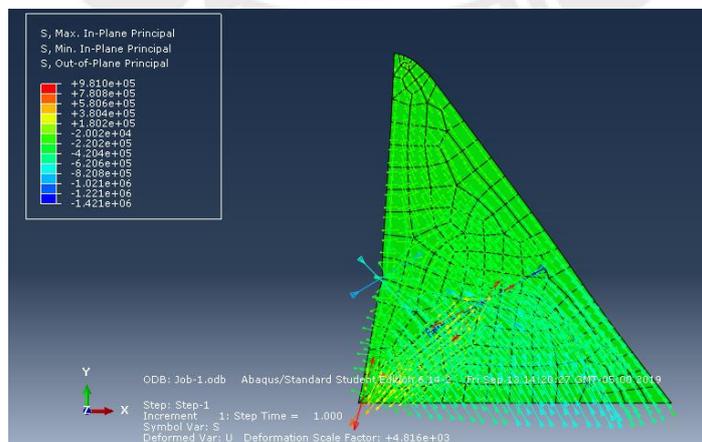


Figura 52: Dirección vectorial de las tensiones principales de la presa en la hipótesis 4. Fuente: Elaboración propia.

## **Anexo 15: Estudio ambiental**

La construcción de cualquier tipo de estructura representa afectación al medio ambiente, por lo que en el presente anexo se describen los aspectos medioambientales más destacables y los relacionados a estos debido a la construcción y logística incluida para la puesta en marcha del cuerpo de presa Sión I.

### **Diagnóstico ambiental**

#### Aspectos biológicos

- La vegetación se encuentra ubicada en un terreno de tipo bosque húmedo en montaña , caracterizado por poseer cobertura arbórea no alta, es decir, que su vegetación no sobrepasa, en promedio, los veinte metros de altura, con la particularidad de ser muy denso, típico en zonas húmedas (Ramírez, 2015).
- En algunas zonas de la cuenca, la pendiente del terreno varía de muy empinada a ligeramente empinada, cuando este se encuentra en las cercanías del río.
- En las cercanías al río, la cubierta herbácea en el suelo no sobrepasa la mitad de su extensión, incluso hay ausencia de esta debido al material rocoso; sin embargo, la presencia de plantas epífitas si es abundante (Ministerio del Ambiente, 2015b).
- Muy aguas abajo de la cerrada, por la localidad de Sión, hay zonas de agricultura. Esta tiene cultivos anuales, área de cultivo de descanso (herbales y pastizales), shapumbales y otros terrenos que se encuentran en estado de recuperación, debido a que fueron usados para el cultivo de hoja de coca (Instituto de Estudios Internacionales, 2015). El principal producto de producción es el café, distribuido tanto en zonas llanas como empinadas, seguida por el arroz, en zonas llanas y anegadas, y frutales pequeños.
- La fauna existente se clasifica dependiendo de la ubicación geográfica de interés. En la parte alta hay presencia de mamíferos, reptiles, ofidios e invertebrados. La fauna acuática, con agua dulce y ambiente rocoso, está conformado por especies escamosas, sin escamas y caparazón en evolución (Ministerio del Ambiente, 2015a).

#### Aspectos socioeconómicos

- La unidad Frente Productivo de Predominio de Agricultura Diversificada es la que mayor influencia económica tiene en el sistema de subsistencia rural por la actividad que realizan (Ramírez, 2015, p. 6).
- Esta unidad ocupa las áreas deforestadas en que hay predominio de bosques secundarios, que representan sirven para la generación de actividad agropecuaria

menor, de auto sostenimiento; sin embargo, no significa que sean poco importantes económicamente, ya que han alcanzado trascendencia en economía rural, sea como una actividad de sostenimiento o como el suplemento de otra.

- Los excedentes de la cosecha son ofertada en mercados cercanos, siendo los principales productos el arroz de secano, maíz, frijoles, caupí, maní, yuca, plátano, hortalizas, frutales y ganadería en pequeña escala. La actividad de venta suele también transformarse en una de trueque y no con valor monetario.
- En la década de 1,990, la localidad de Sión, fue considerada como un punto estratégico comercial y de producción de la hoja de coca y derivados para el narcotráfico, es decir, no solo como lugar productor, sino también como receptor, procedente de otras regiones amazónicas y de la costa norperuana (Instituto de Estudios Internacionales, 2015). En la actualidad, esta actividad viene siendo reemplazada de a pocos por otra: cultivos de frutos para su posterior exportación, generando un cambio a la región.
- La localidad de Sión cuenta con servicio educativo, en los niveles de inicial, primaria y secundaria; niveles de educación superior se dictan en la ciudad de Tocache o Juanjui, los más cercanos (Instituto Nacional de Estadísticas e Informática, s. f.).
- La localidad de Sión cuenta con servicios básicos: electricidad, agua, alcantarillado no totalmente eficiente y telefonía satelital (Instituto Nacional de Estadísticas e Informática, s. f.).
- La localidad de Sión se abastece de productos por vía fluvial, por el río Huallaga, desde la localidad de Juanjui (Ramírez, 2015).
- De acuerdo al INEI, la distribución ocupacional de la localidad de Sión es la siguiente:
  - ✓ Agricultura: 43%
  - ✓ Comercio: 12%
  - ✓ Estudiantes: 10%
  - ✓ Empleados de puestos públicos: 8%
  - ✓ Diversos servicios / amas de casa: 27%
- Se realizo una encuesta, realizada por el Consorcio, sobre la puesta en marcha e inicio de funcionamiento de la presa Sión I y los resultados fueron los siguientes:
  - ✓ 47% de la población considera el proyecto generaría desarrollo.
  - ✓ 24% de la población considera se generarán más puestos de trabajo.
  - ✓ 22% de la población considera habrá crecimiento de la economía local.

### **Descripción ambiental del proyecto**

El río Sión nace a la altura de 2,000 msnm en el Parque Nacional Río Abiseo (en adelante, Parque Nacional).

Su ubicación garantiza la generación y permanencia del régimen hídrico, no solo por su localización en una zona tropical, sino por las políticas de protección del Parque Nacional, que es un Área Natural Protegida (en adelante, ANP), que se rige por normas ambientales que, aguas arriba de la localidad de Sión, restringen el asentamiento de poblaciones e implementación de cualquier tipo de industria (Servicio Nacional de Áreas Protegidas por el Estado, s. f.).

De acuerdo al Servicio Nacional de Áreas Naturales Protegidas por el Estado (en adelante, SERNANP), las Zonas de Amortiguamiento son aquellas que se ubican próximas o rodean a un lugar de protección especial, por lo que debe tenerse especial cuidado en que se implemente cualquier infraestructura o inicie alguna actividad (2010).

El cuerpo de presa y el nivel de agua que crece se encuentran en la Zona de Amortiguamiento, por lo que es necesario cumplir con todos los permisos y contemplaciones que demande el ANP, mediante el Programa de Retribución por Servicios Ecosistémicos (en adelante, PRSE), según la Ley N° 30215, cuya finalidad es la de conservar los ecosistemas y áreas afectadas por cualquier proyecto que se ejecute, con planes de sensibilización y educación ambiental (Congreso de la República del Perú, 2014; Servicio Nacional de Áreas Protegidas por el Estado, 2010).

### **Análisis de sensibilidad ambiental**

El impacto mayor ocurre en los bosques secundarios, ubicados en la zona de captación de aguas del embalse, para lo cual es necesario el retiro de vegetación natural, realizando un inventario de la flora representativa, así como la extracción selectiva de plantones e hijuelos del área de estudio, con el fin de una reserva de flora para cuando se realice la restitución del área vegetal.

Importante también es el control de la cobertura vegetal que puede generar desestabilización de taludes de las estribaciones andinas, causado por el escarpado de las pendientes y facilidad de erosión de los suelos.

Debido al encausamiento de las aguas de captación se prevé el incremento de temperatura en el espejo de agua, el cual se regula manteniendo el paso del caudal ecológico del agua del río, según la Ley de Recursos Hídricos, con lo que se garantiza el desarrollo normal de especies

hidrobiológicas ubicadas aguas arriba y aguas abajo de la cerrada de la presa (Congreso de la República del Perú, 2009).

### **Resumen y datos importantes**

- La sostenibilidad del ecosistema se realiza según el PRSE, basado en la Ley N°30215 para conservar los espacios naturales y no afectar los afectados por impactos del proyecto y terceros.
- Aguas arriba del emplazamiento de la cerrada, el ANP prohíbe el asentamiento de poblaciones e implementación de cualquier industria, por lo que el análisis de inundaciones aguas arriba no afecta a la vida humana.
- El recurso hídrico encausado y usado para la generación hidroeléctrica se encuentra en Zona de Amortiguamiento, que es la que rodea al Parque Nacional y debe cumplir lo establecido por el PRSE.
- La buena aceptación social por la ejecución de la obra garantiza la ejecución de los mecanismos del PRSE, con alta expectativa de generación de trabajo y mejora económica.

El Consorcio asume toda la responsabilidad de los estudios y documentos necesarios para la aceptación de trabajos de estudios y verificación. Estos estudios se anexan a continuación.

La Resolución Directoral 025-2013-ANA-DARH es la que emite el permiso de ejecución de estudios (Autoridad Nacional del Agua, 2013).

## Autorización de ejecución de estudios del recurso hídrico y fines energéticos

26




CUT: 82069

**RESOLUCIÓN DIRECTORAL N° 025 -2013-ANA-DARH**

Lima, 26 FEB. 2013

**VISTO:**

El expediente administrativo ingresado con CUT N° 82069-2012, organizado por Magui Magnolia Grandez Navarro gerente general del **CONSORCIO ENERGÉTICO EL TUCAN S.A.**, sobre autorización de ejecución de estudios de aprovechamiento hídrico con fines energéticos; y,

**CONSIDERANDO:**

Que, según establece el artículo 15° de la Ley N° 29338, Ley de Recursos Hídricos, la Autoridad Nacional del Agua tiene entre otras funciones la de otorgar, modificar y extinguir, previo estudio técnico, derechos de uso de agua;

Que, el Decreto Supremo N° 041-2011-EM, señala que el requisito requerido para la obtención de una Concesión Temporal, se entenderá cumplido con la presentación de la resolución, expedida por la Autoridad de Aguas, que autorice la ejecución de estudios para el aprovechamiento del recurso hídrico con fines de generación de energía eléctrica;

Que, en este contexto, la recurrente solicitó autorización de ejecución de estudios de aprovechamiento hídrico del río Sión con fines de generación de energía eléctrica, para el desarrollo del Proyecto Central Hidroeléctrica Sión, ubicado en el distrito de Campanilla, provincia de Mariscal Cáceres, departamento de San Martín;

Que, el expediente administrativo cuenta con la opinión de la Administración Local de Agua Huallaga Central, según es de verse del Informe N° 871-2012-ALA-HC/mpf;

Que, el Informe Técnico N° 022-2013-ANA-DARH-ORDA, concluye que:

- a. Técnicamente es factible otorgar a la recurrente, autorización de ejecución de estudios de aprovechamiento hídrico con fines de generación eléctrica proveniente del río Sión para el desarrollo del Proyecto Central Hidroeléctrica Sión, por un periodo de dos (02) años.
- b. Para la aprobación del estudio de aprovechamiento hídrico, el titular del proyecto deberá presentar el estudio de acuerdo a los términos de referencia del formato del anexo (04) del Reglamento de Procedimientos Administrativos para el Otorgamiento de Derechos de Uso de Agua, aprobado mediante Resolución Jefatural N° 579-2010-ANA y modificada por la Resolución Jefatural N° 297-2011-ANA.
- c. Para la determinación del caudal ecológico la empresa recurrente deberá tener en consideración los siguientes criterios:
  - Para cursos con caudales medios anuales menores o iguales a 20 m<sup>3</sup>/s, el caudal ecológico será: para época de avenida como mínimo el 10% del caudal medio mensual, y para época de estiaje el 15% del caudal medio mensual.
  - Para cursos con caudales medios anuales mayores a 20 m<sup>3</sup>/s y menores o iguales a 50 m<sup>3</sup>/s, el caudal ecológico será: para época de avenida como mínimo el 10% del caudal medio mensual, y para época de estiaje el 12% del caudal medio mensual.
  - Para cursos con caudales medio anuales mayores a 50m<sup>3</sup>/s, el caudal ecológico será como mínimo el 10% del caudal medio mensual para todos los meses del año.
  - El periodo de avenida comprende desde el mes de diciembre a abril y el periodo de estiaje desde mayo a noviembre.

Con el visto de la Oficina de Asesoría Jurídica y en uso de las facultades conferidas por la Resolución Jefatural N° 667-2010-ANA, por la cual se encargó a esta Dirección la resolución de los procedimientos administrativos a que se refiere el Decreto Supremo N° 041-2011-EM.






**SE RESUELVE:**

**ARTÍCULO 1º.-** Otorgar a favor del **CONSORCIO ENERGÉTICO EL TUCAN S.A.**, autorización de ejecución de estudios para el aprovechamiento hídrico con fines energéticos proveniente del río Sión para el desarrollo del Proyecto Central Hidroeléctrica Sión, ubicado en el distrito de Campanilla, provincia de Mariscal Cáceres, departamento de San Martín, el cual plantea como posibles puntos de captación y devolución en las coordenadas UTM Datum WGS 84-Zona 18S, según el detalle consignado en el siguiente cuadro:

PROYECTO	FUENTE DE AGUA	PUNTO DE CAPTACIÓN		PUNTO DE DEVOLUCIÓN	
		NORTE	ESTE	NORTE	ESTE
C.H Sión	Río Sión	9 150 322	301 358	9 151 019	301 393

**ARTÍCULO 2º.-** Otorgar un plazo de dos (02) años, contados a partir de notificada la presente resolución, para la ejecución del estudio autorizado en el artículo precedente.

**ARTÍCULO 3º.-** Precisar que la presente resolución no autoriza la ejecución de obras de aprovechamiento hídrico, ni la utilización del recurso hídrico, siendo necesario para ello que el peticionario cuente con la aprobación del estudio cuya ejecución se autoriza y la obtención del derecho eléctrico para desarrollar la actividad de generación de energía eléctrica.

**ARTÍCULO 4º.-** Disponer que la aprobación del estudio del proyecto hidroenergético se otorgará, a solicitud de parte, previo cumplimiento de las recomendaciones señaladas en el quinto considerando, referidas a la presentación del estudio de acuerdo a los términos de referencia del formato del anexo (04) del Reglamento de Procedimientos Administrativos para el Otorgamiento de Derechos de Uso de Agua, aprobado mediante Resolución Jefatural N° 579-2010-ANA y modificada por la Resolución Jefatural N° 297-2011-ANA, así como los criterios para la determinación del caudal ecológico.

**ARTÍCULO 5º.-** Remitir la presente resolución a la Unidad de Archivo y Trámite Documentario de la Autoridad Nacional del Agua, a fin de que notifique a **CONSORCIO ENERGÉTICO EL TUCAN S.A.**, y a conocimiento de la Administración Local de Agua Huallaga-Central.



Regístrese y comuníquese,



Ing. JOSÉ LUIS AGUILAR HÜERTAS  
Director (e)

Dirección de Administración de Recursos Hídricos  
Autoridad Nacional del Agua

## Prorroga de autorización de ejecución de estudios del recurso hídrico del río Sión y los correspondientes para fines energéticos



PERÚ

Ministerio  
de Agricultura y RiegoAutoridad Nacional  
del AguaAutoridad  
Administrativa del Agua  
Huallaga

### RESOLUCIÓN DIRECTORAL N° 063-2015-ANA/AAA-HUALLAGA

VISTO:

Tarapoto, 26 de Marzo del 2015

El Expediente Administrativo con CUT N° 20304-2015, sobre prórroga de Autorización de Ejecución de Estudios de Disponibilidad Hídrica de Agua Superficial para Uso Productivo con fines Energéticos, y;

CONSIDERANDO:

Que, mediante Ley N° 29338 "Ley de Recursos Hídricos", y su Reglamento aprobado mediante Decreto Supremo N° 001-2010-AG, modificado mediante Decreto Supremo N° 023-2014-MINAGRI, y la Resolución Jefatural N° 667-2010-ANA, se regula la administración y gestión de los recursos hídricos en el país;

Que, con el documento del visto la empresa CONSORCIO ENERGÉTICO EL TUCÁN S.A., representada por su Gerente General LUIS ENRIQUE CISNEROS OLANO, solicita prórroga de la Autorización de Ejecución de Estudios de Disponibilidad Hídrica de Agua Superficial para Uso Productivo con fines Energéticos del Río Sión, para el desarrollo del proyecto "CENTRAL HIDROELÉCTRICA SIÓN", otorgada mediante Resolución Directoral N° 025-2013-ANA-DARH, de fecha 26.02.2013;

Que, asimismo, mediante Informe Técnico N° 077-2015-ANA-DARH-ORDA, la Dirección de Administración de Recursos Hídricos de la Autoridad Nacional del Agua emite opinión técnica vinculante para el presente procedimiento, señalando que resulta procedente acceder a la prórroga solicitada por la referida empresa;

Que, con Informe Legal N° 017-2015-ANA-AAA,H-UAJ-H, se establece que se ha cumplido con el procedimiento exigido por Ley, opinando que resulta procedente prorrogar la ejecución del referido Estudio, de acuerdo con el artículo 80° del Decreto Supremo N° 001-2010-AG, modificado mediante Decreto Supremo N° 023-2014-MINAGRI;

Con el visto de la Unidad de Asesoría Jurídica, y de conformidad con el artículo 38° del Reglamento de Organización y Funciones de la Autoridad Nacional del Agua aprobado mediante Decreto Supremo N° 006-2010-AG;

SE RESUELVE:

**Artículo 1°.- PRORROGAR** a favor de la empresa CONSORCIO ENERGÉTICO EL TUCÁN S.A., la Autorización de Ejecución del Estudio de Disponibilidad Hídrica de Agua Superficial del Río Sión, para el desarrollo del proyecto "CENTRAL HIDROELÉCTRICA SIÓN", otorgada mediante Resolución Directoral N° 025-2013-ANA-DARH, de fecha 26.02.2013, por la razones expuestas en la parte considerativa de la presente Resolución.

**Artículo 2°.-** La prórroga de la Autorización de Ejecución del Estudio de Disponibilidad Hídrica otorgada, tiene un plazo máximo de vigencia de dos (02) años, de acuerdo con lo establecido en el artículo 80° del Decreto Supremo N° 001-2010-AG, modificado mediante Decreto Supremo N° 023-2014-MINAGRI.

**Artículo 3°.-** La presente Resolución no autoriza la ejecución de obras, ni la utilización del recurso hídrico.

**Artículo 4°.- NOTIFICAR** la presente Resolución Directoral a la empresa CONSORCIO ENERGÉTICO EL TUCÁN S.A., poniéndose de conocimiento a la Dirección de Conservación y Planeamiento de los Recursos Hídricos de la Autoridad Nacional del Agua, así como a la Administración Local de Agua Huallaga Central.

REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE Y PUBLÍQUESE



ING. LUCIO ESTRADA ARRASCO

Director

Autoridad Administrativa del Agua Huallaga

## Análisis físico – químico del agua



**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**  
**DEPARTAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS DRH**  
**LABORATORIO DE AGUA, SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO**  
 Av. La Molina s/n. Telefax: 6147800 Anexo 226 Lima. E-mail: las-fia@lamolina.edu.pe



Nº 001626

### ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO DE AGUA

**SOLICITANTE** : CONSORCIO ENERGETICO EL TUCAN S.A.  
**PROYECTO** : Central Hidroeléctrica Sion  
**PROCEDENCIA** : Pueblo de Sion, Distrito Campanilla, Tarapoto,  
Dpto. San Martín  
**RESPONSABLE ANALISIS** : Tec. Elizabeth Monterrey Porras  
**FECHA DE ANALISIS** : La Molina, 17 de Abril del 2013

Nº LABORATORIO		01626
Nº DE CAMPO		M - 1
		AGUA DE RIO
		F.M. 02/04/2013
Turbiedad	NTU	15.00
Sólidos Totales	mg/L	56.50
Hierro	mg/L	<0.08
Plomo	mg/L	<0.3
Cobre	mg/L	<0.035
Cadmio	mg/L	<0.012
Manganeso	mg/L	<0.03
Zinc	mg/L	<0.012
Boro	mg/L	0.61
Magnesio	mg/L	0.95
Sulfatos	mg/L	0.28
Cloruros	mg/L	2.72
Dureza Total	mg/CaCO <sub>3</sub> /L	9.17
Alcalinidad Total	mg/CaCO <sub>3</sub> /L	16.60
pH		7.16
Nitratos	mg/L	0.00
Sodio	mg/L	5.25

Sales Solubles Totales	mg/L	41.40
C.E.	dS/m	0.04
Carbonatos	mgCaCO <sub>3</sub> /L	0.00
DQO	mgO <sub>2</sub> /L	23.84

LABORATORIO DE ANALISIS DE AGUA Y SUELO

*R. R.*  
 ING RICARDO APAELLA KALVARTE  
 JEFE DE LABORATORIO





**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**  
**DEPARTAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS DRH**  
**LABORATORIO DE AGUA, SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO**  
 Av. La Molina s/n. Telefax: 6147800 Anexo 226 Lima. E-mail: las-fia@lamolina.edu.pe



N° 001627

### ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO DE AGUA

**SOLICITANTE** : CONSORCIO ENERGETICO EL TUCAN S.A.  
**PROYECTO** : Central Hidroeléctrica Sion  
**PROCEDENCIA** : Pueblo de Sion, Distrito Campanilla, Tarapoto,  
Dpto. San Martín  
**RESPONSABLE ANALISIS** : Tec. Elizabeth Monterrey Porras  
**FECHA DE ANALISIS** : La Molina, 17 de Abril del 2013

N° LABORATORIO		01627
N° DE CAMPO		M - 2
		AGUA DE RIO
		F.M. 02/04/2013
Turbiedad	NTU	16.00
Sólidos Totales	mg/L	69.00
Hierro	mg/L	0.08
Plomo	mg/L	<0.3
Cobre	mg/L	<0.035
Cadmio	mg/L	<0.012
Manganeso	mg/L	<0.03
Zinc	mg/L	<0.012
Boro	mg/L	0.32
Magnesio	mg/L	0.95
Sulfatos	mg/L	0.28
Cloruros	mg/L	3.27
Dureza Total	mg/CaCO <sub>3</sub> /L	9.27
Alcalinidad Total	mg/CaCO <sub>3</sub> /L	16.60
pH		7.29
Nitratos	mg/L	0.44
Sodio	mg/L	5.31

Sales Solubles Totales	mg/L	42.00
C.E.	dS/m	0.04
Carbonatos	mgCaCO <sub>3</sub> /L	0.00
DQO	mgO <sub>2</sub> /L	20.66

LABORATORIO DE ANALISIS DE AGUA Y SUELO

  
 ING RICARDO APAELLA NALVARTE  
 JEFE DE LABORATORIO



## Informe de análisis del estudio físico – químico del agua



### INFORME DE ANALISIS N° 30- 2013

<b>SOLICITANTE</b>	Consortio Energético El TUCAN	
<b>ESPECIFICACIONES</b>	Proyecto Central Hidroeléctrica Sión	
<b>LOCALIDAD</b>	Sión - Campanilla - Prov. Mariscal Cáceres	
<b>PUNTO DE MUESTREO</b>	Río Sión	
<b>MUESTREADO POR</b>	Jhon Del Aguila Paredes	
<b>TIPO DE FUENTE</b>	Superficial	
<b>FECHA Y HORA DE MUESTREO</b>	02/04/2013	10:00 hrs.
<b>FECHA Y HORA DE ANALISIS</b>	04/04/2013.	9:50 hrs

### RESULTADOS DE ANALISIS FISICOQUIMICO

PARAMETRO	UNIDAD	LMP para consumo humano	muestra del río Sión
TURBIEDAD	unt	5	10.5
pH	unid.	6.5- 8.5	6.48
COLOR	UC	15	10
ALCALINIDAD TOTAL	mg/l		10
DUREZA TOTAL	mg/l	500	14
CLORUROS	mg/l	250	4.46
NITRATOS	mg/l	50	3.83
ALUMINIO	mg/l	0.2	0.02
FIERRO	mg/l	0.3	0.15
SULFATOS	mg/l	250	0
CONDUCTIVIDAD	uS/cm	1500	39.1
SALINIDAD	psu		0.077
SOLIDOS TOTALES DISUELTOS	mg/l	1000	20.4
MANGANESO	mg/l	0.4	0.0

### RESULTADOS DE ANALISIS MICROBIOLÓGICO

PARAMETRO	UNIDAD	LMP para consumo humano	muestra del río Sión
COLIFORMES TERMOTOLERANTES	NMP/100 ml	0 (*)	$2.6 \times 10^3$
COLIFORMES TOTALES	NMP/100 ml	0 (*)	$2.2 \times 10^4$

LMP = **Límite Máximo Permitido** según Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano 2010

(\*) por la técnica de NMP por tubos múltiples = < 1.8/100ml

OBSERVACIONES : muestra proporcionada por el cliente

  
 Ing. Zoila V. Chénique Tuesta  
 Jefe de Oficina de Control de Calidad  
 de Agua Potable y Aguas Residuales  
 EMAPA SAN MARTIN S.A.

Tarapoto, 08 de Abril del 2013

  
 Fred Marina Rodríguez  
 BIÓLOGO  
 C. B. P. 8524

### INFORME DE ANALISIS N° 30- 2013

<b>SOLICITANTE</b>	Consortio Energético El TUCAN	
<b>ESPECIFICACIONES</b>	Proyecto Central Hidroeléctrica Sión	
<b>LOCALIDAD</b>	Sión - Campanilla - Prov. Mariscal Cáceres	
<b>PUNTO DE MUESTREO</b>	Río Sión	
<b>MUESTREADO POR</b>	Jhon Del Aguila Paredes	
<b>TIPO DE FUENTE</b>	Superficial	
<b>FECHA Y HORA DE MUESTREO</b>	02/04/2013	10:00 hrs.
<b>FECHA Y HORA DE ANALISIS</b>	04/04/2013	9:50 hrs

### RESULTADOS DE ANALISIS FISICOQUIMICO

PARAMETRO	UNIDAD	LMP para consumo humano	muestra del río Sión
TURBIEDAD	unt	5	10.5
pH	unid.	6.5- 8.5	6.48
COLOR	UC	15	10
ALCALINIDAD TOTAL	mg/l		10
DUREZA TOTAL	mg/l	500	14
CLORUROS	mg/l	250	4.46
NITRATOS	mg/l	50	3.83
ALUMINIO	mg/l	0.2	0.02
FIERRO	mg/l	0.3	0.15
SULFATOS	mg/l	250	0
CONDUCTIVIDAD	uS/cm	1500	39.1
SALINIDAD	psu		0.077
SOLIDOS TOTALES DISUELTOS	mg/l	1000	20.4
MANGANESO	mg/l	0.4	0.0

### RESULTADOS DE ANALISIS MICROBIOLÓGICO

PARAMETRO	UNIDAD	LMP para consumo humano	muestra del río Sión
COLIFORMES TERMOTOLERANTES	NMP/100 ml	0 (*)	$2.6 \times 10^3$
COLIFORMES TOTALES	NMP/100 ml	0 (*)	$2.2 \times 10^4$

LMP = **Límite Máximo Permitido** según Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano 2010  
(\*) por la técnica de NMP por tubos múltiples = < 1.8/100ml

OBSERVACIONES : muestra proporcionada por el cliente

Tarapoto, 08 de Abril del 2013

  
Ing. Zoila V. Chenique Tuesta  
Jefe de Oficina de Control de Calidad  
de Agua Potable y Aguas Residuales  
EMAPA SAN MARTIN S.A.

  
Fred Marina Rodriguez  
BIÓLOGO  
C.B.P. 8524

## Informe de resultado de análisis del agua

NC. CI TUCOP



PERÚ Ministerio de Energía y Minas Instituto Peruano de Energía Nuclear



Decenio de las Personas con Discapacidad en el Perú  
"Año de la Inversión para el Desarrollo Rural y la Seguridad Alimentaria"

## INFORME DE ANÁLISIS

INFORME No 1491

**Nombre del cliente** : LUIS ENRIQUE CISNEROS OLANO  
**Dirección** : Jr. Augusto B. Leguía N° 356 Tarapoto – San Martín  
**Documento de referencia** : Cotización N° 033-2013 del 2013/11/29  
**Identificación del servicio** : Análisis cuantitativo multielemental en dos muestras de agua S/código. Código de laboratorio 4551 y 4552.  
**Fecha de recepción** : 2013-12-03  
**Fecha de ejecución** : 2013-12-04 – 2013-12-19  
**Técnica Analítica / Método** : Análisis por activación neutrónica / ksubcero y espectrometría de absorción atómica.

## RESULTADOS

Muestra	Elemento	Unidad	Concentración ± IC
S/N	Al	µg / L	47.0 ± 2.5
	As	µg / L	< 0.30
	Br	µg / L	< 3.0
	Ca	µg / L	4.30 ± 1.0
	Cd	µg / L	< 1.0
	Cl	mg / L	1.30 ± 0.50
	Cr	µg / L	20.00 ± 0.10
	Cu	µg / L	20.00 ± 0.10
	Fe	µg / L	18.00 ± 0.40
	K	mg / L	0.60 ± 0.10
	Mg	mg / L	1.20 ± 0.14
	Mn	µg / L	1.80 ± 0.40
	Pb	µg / L	0.300 ± 0.030
	Sb	µg / L	< 0.40
	V	µg / L	1.100 ± 0.20
S/N cinta negra	Al	µg / L	47.0 ± 3.0
	As	µg / L	< 0.30
	Br	µg / L	< 3.0

Prohibida su reproducción total o parcial. Si se requieren copias, solicitarlas por escrito al ente emisor  
 El laboratorio sólo se responsabiliza de los resultados en la porción de muestra analizada



PERÚ

Ministerio  
de Energía y MinasInstituto Peruano  
de Energía Nuclear

## RESULTADOS (cont.)

Muestra	Elemento	Unidad	Concentración $\pm$ IC
	Ca	$\mu\text{g} / \text{L}$	$4.30 \pm 1.0$
	Cd	$\mu\text{g} / \text{L}$	$< 1.0$
	Cl	$\text{mg} / \text{L}$	$3.0 \pm 0.30$
	Cr	$\mu\text{g} / \text{L}$	$30.00 \pm 0.10$
	Cu	$\mu\text{g} / \text{L}$	$20.00 \pm 0.10$
	Fe	$\mu\text{g} / \text{L}$	$< 15$
	K	$\text{mg} / \text{L}$	$1.00 \pm 0.30$
	Mg	$\text{mg} / \text{L}$	$1.15 \pm 0.20$
	Mn	$\mu\text{g} / \text{L}$	$1.40 \pm 0.40$
	Pb	$\mu\text{g} / \text{L}$	$2.00 \pm 0.50$
	Sb	$\mu\text{g} / \text{L}$	$0.70 \pm 0.10$
	V	$\mu\text{g} / \text{L}$	$1.100 \pm 0.20$

## Observaciones:

Muestra tomada por el cliente

IC: Intervalo de confianza (95 % aprox.)

  
**MSc. PATRICIA BEDREGAL SALAS**  
 Jefe División de Técnicas Analíticas Nucleares  
 Dirección de Investigación y Desarrollo  
 Instituto Peruano de Energía Nuclear

CQP.930

cc: archivo

*Prohibida su reproducción total o parcial. Si se requieren copias, solicitarlas por escrito al ente emisor.  
 El laboratorio sólo se responsabiliza de los resultados en la porción de muestra analizada*

2

## Certificado de inexistencia de restos arqueológicos



PERÚ

Ministerio de Cultura

Dirección Desconcentrada de Cultura  
de San Martín

### CERTIFICADO DE INEXISTENCIA DE RESTOS ARQUEOLÓGICOS

1 DE 6

CIRA N° 0000005 2014

23 ENE. 2014

#### DE LA SOLICITUD

N° DE EXPEDIENTE : 056 - 2014  
 FECHA : 13 DE ENERO DE 2014  
 NOMBRE DEL RECURRENTE : CONSORCIO ENERGETICO EL TUCAN S.A

#### UBICACIÓN

LOCALIDADES : SION Y SAN JUAN  
 DISTRITO : CAMPANILLA  
 PROVINCIA : MARISCAL CÁCERES  
 DEPARTAMENTO : SAN MARTÍN

#### PLANOS PRESENTADOS

NÚMERO DE PLANOS : (02) Planos: Ubicación L-01  
 (02) Planos: Área y Perímetro L-02  
 ESCALA Y PLANOS : Plano: Ubicación - 1/500  
 Plano: Área y Perímetro 1/900  
 FECHA : ENERO - 2014  
 FIRMADO POR : ING. JHONY A. BORBOR VARGAS  
 CIP N° 88499

#### ÁREA EVALUADA A CERTIFICAR:

ÁREA Y/O PROYECTO : CENTRAL HIDROELECTRICA SION 6.8 MW,  
 CAMPANILLA - MARISCAL CÁCERES,  
 DEPARTAMENTO DE SAN MARTÍN.

LONGITUD : 18 Km  
 SERVIDUMBRE : 20.00 m (10.0 m a cada lado)  
 DATUM : WGS 84





PERÚ

Ministerio de Cultura

Dirección Desconcentrada de Cultura  
de San Martín

0000005

2 DE 6

CIRA N°

2014

Km	ESTE	NORTE
0	301444.53	9151050.17
1	302333.93	9151365.45
2	303332.85	9151411.91
3	304331.77	9151458.37
4	305331.24	9151443.47
5	306330.82	9151425.64
6	307330.30	9151457.69
7	308329.79	9151489.73
8	309259.96	9151294.94
9	310096.74	9150758.39
10	311034.96	9150412.34
11	311973.18	9150066.30
12	312952.76	9149922.17
13	313938.13	9149973.24
14	314890.08	9150279.50
15	315830.64	9150583.81
16	316338.72	9151389.52
17	316565.73	9152360.22
18	317107.96	9153084.28
<b>PUNTO FINAL</b>	317391.74	9153155.19

Ares y Coordenadas.

Lote 01

Área : 4.98

Perímetro: 972.43 m

COORDENADAS SALA DE MAQUINAS - OTROS (LOTE 01)		
VERTICES	ESTE	NORTE
1	301000.00	9149588.77
2	301017.16	9149428.00
3	301068.97	9149404.77
4	301102.17	9149444.58
5	301226.96	9149747.50
6	301077.66	9149792.95
<b>AREA</b>	<b>4.98</b>	<b>PERIMETRO:</b>

Lote 02

Área : 4.98

Perímetro: 944.5885 m

Lic. Luis Alberto Vásquez Vásquez  
Director

Ministerio de Cultura

Dirección Desconcentrada de Cultura de San Martín

Lic. Christian Hualgo López  
ADG  
R.M.C. N° 04-0347

Año de la Promoción de la Industria Responsable y del Compromiso Climático  
Av. Javier Prado Este N° 2455 San Borja, Lima 41 - Perú. Telef. (511) 475-9695 / 4759874-3579  
Página Web: www.cultura.gob.pe



PERÚ Ministerio de Cultura

Dirección Descentralizada de Cultura de San Martín

3 DE 6

CIRA N° 0000005 2014

COORDENADAS SALA DE MAQUINAS - OTROS (LOTE 02)		
VERTICES	ESTE	NORTE
1	301077.55	9149792.65
2	301226.96	9149747.50
3	301345.47	9150035.17
4	301214.14	9150095.72
5	301137.67	9149950.72
<b>AREA</b>	<b>4.99</b>	<b>PERIMETRO:</b>

Lote 03  
 Área : 4.99  
 Perimetro: 1372.8763 ml

COORDENADAS SALA DE MAQUINAS - OTROS (LOTE 03)		
VERTICES	ESTE	NORTE
1	301487.31	9150532.40
2	301557.76	9150533.24
3	301557.76	9150456.63
4	301544.19	9150357.40
5	301453.88	9150298.32
6	301345.47	9150035.17
7	301214.14	9150095.72
8	301325.81	9150307.48
9	301480.41	9150357.85
10	301493.11	9150372.37
11	301499.04	9150391.48
12	301501.23	9150411.38
13	301499.28	9150431.84
14	301508.85	9150469.04
15	301509.27	9150481.37
16	301503.79	9150501.87
<b>AREA</b>	<b>4.99</b>	<b>PERIMETRO:</b>

Lote 04  
 Área : 4.99  
 Perimetro: 1018.0756 ml



"Año de la Promoción de la Industria Responsable y del Compromiso Ciudadano"  
 Av. Javier Prado Este N° 2465 San Borja, Lima 41 - Perú. Telef. (511) 476-9880 / 4769874-3579  
 Página Web: www.cultura.gob.pe



PERÚ

Ministerio de Cultura

Dirección Desconcentrada de Cultura  
de San Martín

4 DE 6

CIRA N° 0090005 2014

COORDENADAS SALA DE MAQUINAS - OTROS (CLOTE 04)		
VERTICES	ESTE	NORTE
1	301192.34	9150677.01
2	301514.05	9150788.14
3	301557.76	9150541.42
4	301557.85	9150533.24
5	301487.31	9150532.40
6	301484.51	9150540.49
7	301479.86	9150543.77
8	301471.18	9150547.14
9	301388.85	9150588.65
10	301361.19	9150610.16
11	301342.77	9150615.46
12	301321.28	9150611.78
13	301267.69	9150611.78
14	301231.93	9150625.98
<b>AREA</b>	<b>4.99</b>	<b>PERIMETRO:</b>

Lote 05

Área : 4.85

Perímetro: 1059.8546 ml

COORDENADAS SALA DE MAQUINAS - OTROS (CIRA 05)		
VERTICES	ESTE	NORTE
1	301514.05	9150788.14
2	301192.34	9150677.01
3	301127.39	9150733.15
4	301064.61	9150787.88
5	301496.09	9150892.89
<b>AREA</b>	<b>4.85</b>	<b>PERIMETRO:</b>

Lote 06

Área : 4.99

Perímetro: 1154.1525 ml

COORDENADAS SALA DE MAQUINAS - OTROS (LOTE 06)		
VERTICES	ESTE	NORTE
1	301496.09	9150892.89
2	301064.61	9150787.88
3	301021.56	9150838.54
4	301005.64	9150869.79
5	301475.97	9151010.24
<b>AREA</b>	<b>4.99</b>	<b>PERIMETRO:</b>

Ministerio de Cultura

Dirección Desconcentrada de Cultura - San Martín

Lic. Alberto Vásquez Vásquez

Directo:

Ministerio de Cultura

Dirección Desconcentrada de Cultura - San Martín

Lic. Christian Hidalgo López

R.O.U. N° 04-0347

Año de la Promoción de la Industria Responsable y del Compromiso Ciudadano  
 Av. Javier Prado Este N° 2455 San Borja, Lima 41 - Perú. Telef. (511) 476-9895 / 476-9844-3579  
 Página Web: www.cultura.gob.pe



PERÚ

Ministerio de Cultura

Dirección Descentralizada de Cultura  
de San Martín

5 DE 6

CIRA N°

003005

2014

Lote 07

Área : 4.99

Perímetro: 1135.57.36 ml

COORDENADAS SALA DE MAQUINAS - OTROS (LOTE 07)		
VERTICES	ESTE	NORTE
1	301475.97	9151010.24
2	301006.64	9150869.79
3	301008.71	9150918.88
4	301018.62	9150956.37
5	301042.16	9150988.49
6	301102.36	9151018.74
7	301124.53	9151020.67
8	301160.22	9151030.77
9	301183.39	9151047.91
10	301232.81	9151067.67
11	301281.48	9151072.32
12	301309.89	9151066.70
13	301315.06	9151081.37
14	301464.84	9151075.17
AREA	4.99	PERIMETRO

Lote 08

Área : 1.51

Perímetro: 500.8838 ml

COORDENADAS SALA DE MAQUINAS - OTROS (LOTE 08)		
VERTICES	ESTE	NORTE
1	301315.06	9151081.37
2	301363.74	9151219.81
3	301386.85	9151214.19
4	301446.41	9151189.75
5	301464.84	9151075.17
AREA	1.51	PERIMETRO





PERÚ

Ministerio de Cultura

Dirección Desconcentrada de Cultura  
de San Martín

6 DE 6

CIRA N°

0000005

2014

**DE LA EVALUACIÓN EN SUPERFICIE**

Informe de la Inspección de Ocular de campo N° 005-2014-CHL-DDC-SMA/MC de fecha 15/01/2013 del arqueólogo Lic. Christian Hidalgo López, RNA N° CH-0347. DE LA APLICACIÓN DEL ARTICULO 22 INCISO 22.1 Y ARTÍCULO 30 DE LA LEY GENERAL DEL PATRIMONIO CULTURAL DE LA NACIÓN-LEY 28296.

**COLINDA CON ZONA ARQUEOLÓGICA: NO EXISTE COLINDANCIA. SE CONCLUYE: NO EXISTEN VESTIGIOS ARQUEOLÓGICOS EN SUPERFICIE EN EL ÁREA DEL PROYECTO: CENTRAL HIDROELECTRICA SION 6.8 MW. CAMPANILLA - MARISCAL CÁCERES, DEPARTAMENTO DE SAN MARTÍN,** y las áreas que tienen un total de 34.78 ha y un Perímetro total de 1916.9965nml.

**Observaciones:** Considerando que la presente certificación es sólo de la superficie del terreno evaluado, esta quedará sin efecto, si en el proceso de remoción del mismo se hallasen restos arqueológicos, por lo cual se encuentran en la obligación legal (Ley N° 28296, D.L. N° 635-91) de paralizar las obras e informar inmediatamente a la Dirección Desconcentrada de Cultura de San Martín del Ministerio de Cultura a fin de evaluar el caso. Así mismo se recomienda que durante la ejecución de los trabajos de ingeniería, como son remisión de suelo, habilitación de áreas libres para campamentos y áreas complementarias, se implemente un Plan de Monitoreo Arqueológico con la finalidad de mitigar posibles hallazgos fortuitos en la zona de intervención.

Ministerio de Cultura  
Dirección Desconcentrada de Cultura - San Martín  
*[Firma]*  
Lic. Luis Alberto Vásquez Vásquez  
Director

Ministerio de Cultura  
Dirección Desconcentrada de Cultura - San Martín  
*[Firma]*  
Lic. Christian Hidalgo López  
Arqueólogo  
RNA N° CH-0347

IMPORTANTE: EL PRESENTE CERTIFICADO CARECE DE VALOR SI NO SE ACOMPAÑA CON LA COPIA DEL PLANO FIRMADO POR LOS FUNCIONARIOS RESPONSABLES EN ORIGINAL.

## Anexo 16: Plan de obra

Se parte de la información del *Anexo 12: Determinación de días de vaciado de concreto y explanado*, en que se determinan 203 días de vaciado de concreto y 170 días de explanado, en un año de 365 días.

Se genera la **Tabla 68** en la que se detallan la duración de los trabajos y sus costos.

Tabla 68: Cuadro resumen de partidas y presupuesto de la obra. *Fuente:* Elaboración propia.

Actividad	Duración (días)	Presupuesto (S/.)	Presupuesto parcial (S/. /día)
Tramitación de permisos	20	S/ -	S/ -
Replanteo de la obra	40	S/ 57,645.76	S/ 1,441.14
Despeje y desbroce del terreno	120	S/ 47,981.29	S/ 399.84
Instalaciones de obra	50	S/ 598,530.59	S/ 11,970.61
Desvío del río	70	S/ 989,974.55	S/ 14,142.49
Excavación del cimientó	100	S/ 34,534.85	S/ 345.35
Hormigonado del cuerpo de presa	300	S/ 4,492,685.37	S/ 14,975.62
Inyecciones consolidación	30	S/ 92,868.72	S/ 3,095.62
Montaje desagües de fondo	60	S/ 128,611.31	S/ 2,143.52
Auscultación	10	S/ 21,158.24	S/ 2,115.82
Instalaciones eléctricas	45	S/ 101,225.35	S/ 2,249.45
Repoblación, plantación y limpieza	30	S/ 2,695,883.30	S/ 89,862.78
Desmontaje de instalaciones de obra	60	S/ 805,263.85	S/ 13,421.06
Resto actividades que componen la obra	600	S/ 112,864.58	S/ 188.11
TOTAL	600	S/ 10,179,227.74	

Con la información de la **Tabla 68**, se puede generar un diagrama de barras o diagrama de Gantt, tal como se puede observar en la **Figura 53**, en el que resulta una duración de 300 días de obra trabajando de forma continua, es decir, incluyendo fines de semana y feriados.

Actividad	Duración (meses)																				Importe actividad (€)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
Tramitación de permisos	■																				S/ -
Replanteo de la obra		■	■	■																	S/ 57,645.76
Despeje y desbroce del terreno			■	■	■	■	■	■													S/ 47,981.29
Instalaciones de obra						■	■	■													S/ 598,530.59
Desvío del río							■	■	■	■											S/ 989,974.55
Excavación del cimiento								■	■	■	■										S/ 34,534.85
Hormigonado del cuerpo de presa									■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	S/ 4,492,685.37
Inyecciones consolidación											■	■									S/ 92,868.72
Montaje desagües de fondo													■	■	■						S/ 128,611.31
Auscultación											■										S/ 21,158.24
Instalaciones eléctricas																			■	■	S/ 101,225.35
Repoblación, plantación y limpieza																			■	■	S/ 2,695,883.30
Desmontaje de instalaciones de obra																			■	■	S/ 805,263.85
Resto actividades que componen la obra	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	S/ 112,864.58
Importe mensual (S/.)	24858.48	44073.73	17638.55	17638.55	17638.55	376756.90	389933.89	440278.49	440278.49	465272.22	476070.01	516824.25	528738.44	519217.42	476346.98	454911.77	454911.77	454911.77	3620910.55	442016.94	S/ 10,179,227.74
Importe acumulado(€)	24858.48	68932.22	86570.77	104209.32	121847.87	498604.77	888538.66	1328817.15	1769095.64	2234367.86	2710437.87	3227262.11	3756000.56	4275217.97	4751564.96	5206476.72	5661388.49	6116300.26	9737210.81	10179227.74	

Figura 53: Diagrama de Gantt con detalle de gastos y plazos de ejecución de actividades. Fuente: Elaboración propia.

## Anexo 17: Presupuesto

El presupuesto de una obra se desglosa por varios agentes que intervienen en su ejecución y gestión. En primera instancia, está la ejecución material, que incluye mayoría de trabajos, pero no toda la gestión y logística que requiere una obra para su ejecución; en segunda, la ejecución por contrata, que es el gasto para que se lleve a cabo; y, finalmente, el presupuesto para conocimiento de la administración, que le compete a la administración pública que ha demandado este proyecto.

### Ejecución material

El gasto de ejecución material (en adelante, *EM*) viene descrito en el *Anexo 16: Plan de obra* y es el que incluye lo siguiente:

- Suma de presupuestos parciales
- Seguridad y salud
- Estudio ambiental
- Gestión de residuos
- Estudio topográfico y de replanteo
- Certificación de no existencia de riesgos arqueológicos

### Ejecución por contrata

Al gasto de *EM* se le debe agregar el costo por control de calidad, en que se incluyen toda la logística y ejecución ensayos para la verificación de los materiales y trabajos realizados que es de la ejecución por contrata (en adelante, *EPC*). Hay además otras consideraciones, previo a la presentación del presupuesto a la administración, que se desarrollan en la **Tabla 69**.

Tabla 69: Presupuesto ejecución por contrata. *Fuente:* Elaboración propia.

<b>Presupuesto de ejecución por contrata</b>	
<b>Concepto</b>	<b>Precio (S/.)</b>
Presupuesto EM	S/ 10,179,227.74
Control de calidad	S/ 1,853,511.47
<b>Subtotal</b>	<b>S/ 12,032,739.22</b>
Gastos generales (17%)	S/ 2,045,565.67
Beneficio industrial (6%)	S/ 721,964.35
<b>Subtotal</b>	<b>S/ 14,800,269.24</b>
Conservación del patrimonio histórico y artístico (1%)	S/ 148,002.69
<b>Subtotal</b>	<b>S/ 14,948,271.93</b>
IGV (18%)	S/ 2,690,688.95
<b>TOTAL</b>	<b>S/ 17,638,960.88</b>

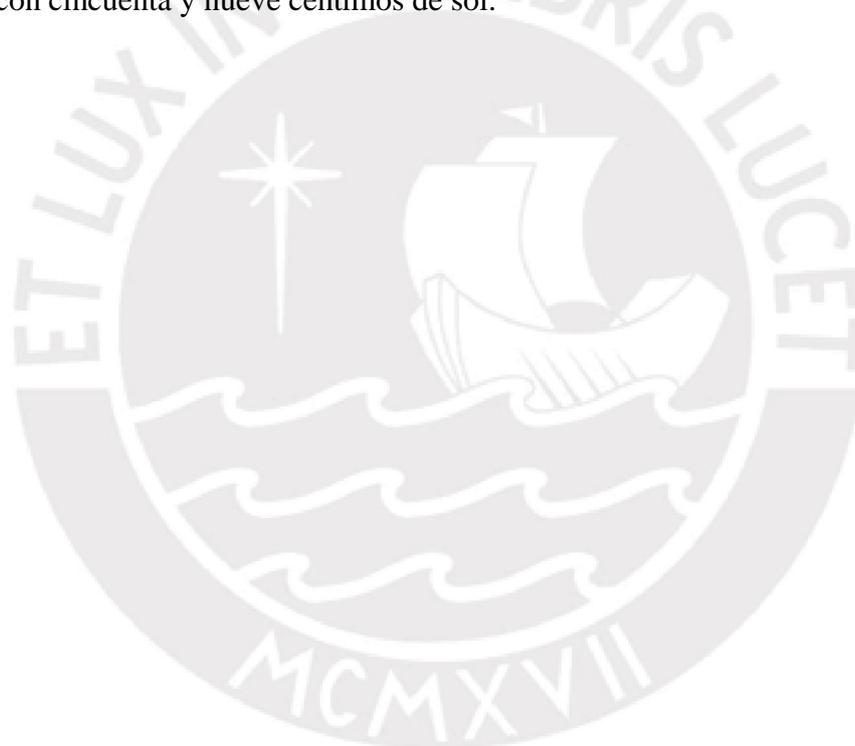
### Presupuesto para conocimiento de la administración

Es el presupuesto que se presenta a la administración pública correspondiente, en este caso, el Estado Peruano. Su detalle se presenta en la **Tabla 70**.

Tabla 70: Presupuesto para el conocimiento de la administración. *Fuente:* Elaboración propia

<b>Presupuesto para el conocimiento la administración</b>	
<b>Concepto</b>	<b>Precio (S/.)</b>
Presupuesto ejecución por contrata	S/ 17'638,960.88
Redacción del proyecto (2.5% del EM)	S/ 254,480.69
Dirección, control y vigilancia (2.5% del EPC)	S/ 440,974.02
Expropiaciones	S/ -
<b>TOTAL</b>	<b>S/ 18'334,415.59</b>

El costo de la presa Sión I es de dieciocho millones trescientos treinta y cuatro mil cuatrocientos quince soles con cincuenta y nueve céntimos de sol.

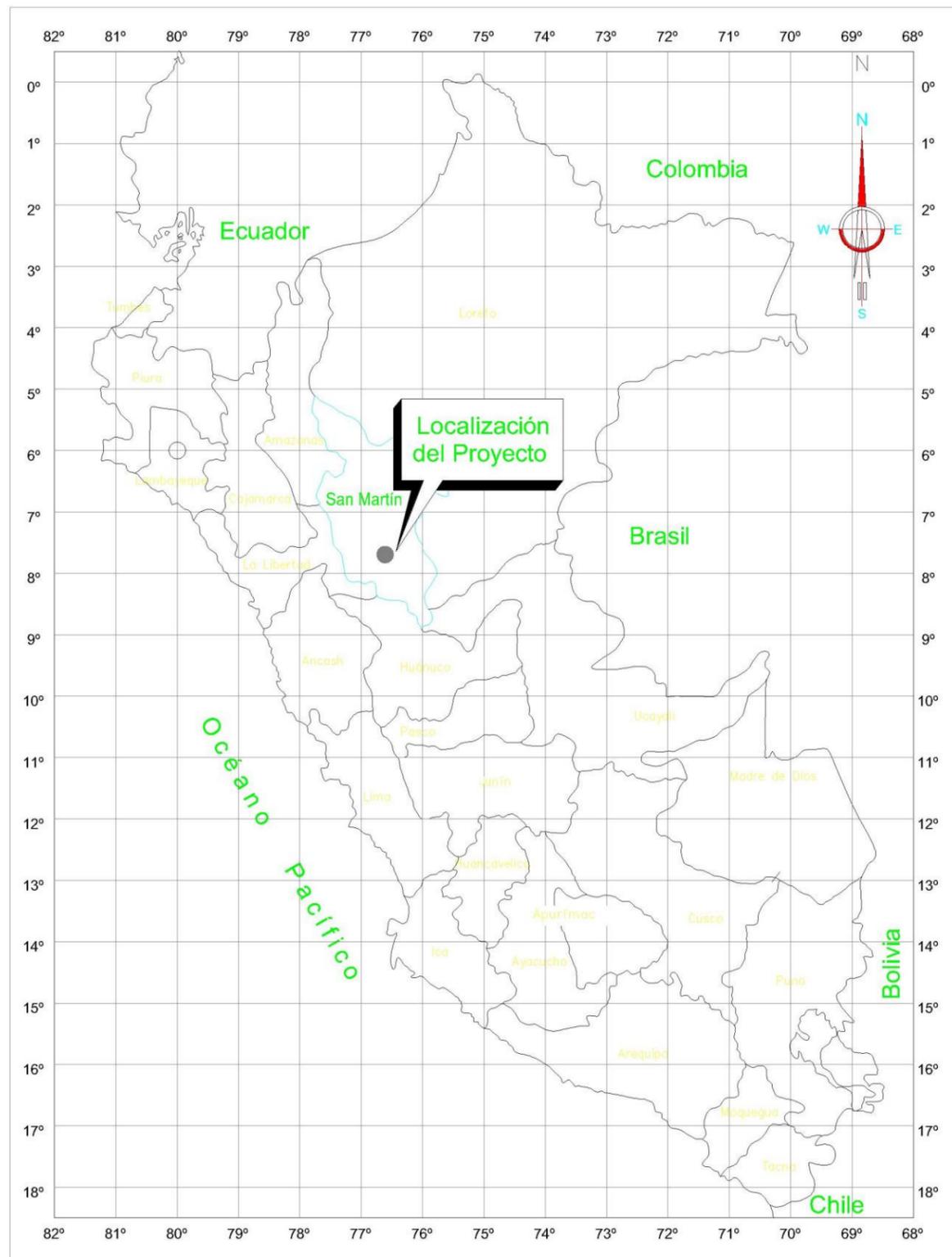


## Anexo 18: Planos

A continuación, se anexan los planos que detallan el diseño de la presa Sión I, detallados en la **Tabla 71**.

Tabla 71: Índice de planos. *Fuente:* Elaboración propia.

<b>Nombre del Archivo</b>	<b>Contenido</b>
20101633_Plano 1	Plano de situación
20101633_Plano 2	Plano de excavaciones y cimentaciones
20101633_Plano 3	Plano de curvas de nivel del embalse
20101633_Plano 4	Plano de topografía y replanteo
20101633_Plano 5	Plano de planta general de la presa
20101633_Plano 6	Plano de vista alzada - Paramento aguas arriba
20101633_Plano 7	Plano de vista alzada - Paramento aguas abajo
20101633_Plano 8	Plano de secciones tipo - cuerpo de presa
20101633_Plano 9	Plano de secciones tipo - aliviadero
20101633_Plano 10	Plano de secciones tipo - detalles
20101633_Plano 11	Plano de perfiles transversales - 1
20101633_Plano 12	Plano de perfiles transversales - 2
20101633_Plano 13	Plano de perfiles transversales - 3
20101633_Plano 14	Plano del aliviadero - 1
20101633_Plano 15	Plano del aliviadero - 2
20101633_Plano 16	Plano del aliviadero - 3
20101633_Plano 17	Plano del aliviadero - 4
20101633_Plano 18	Plano del aliviadero - 5
20101633_Plano 19	Plano del aliviadero - 6
20101633_Plano 20	Plano del aliviadero - 7
20101633_Plano 21	Plano de desagües de fondo - 1
20101633_Plano 22	Plano de desagües de fondo - 2
20101633_Plano 23	Plano de desagües de fondo - 3
20101633_Plano 24	Plano de desagües de fondo - 4
20101633_Plano 25	Plano de toma de agua
20101633_Plano 26	Plano de desvío del río
20101633_Plano 27	Plano de impermeabilización, drenajes y consolidación - 1
20101633_Plano 28	Plano de impermeabilización, drenajes y consolidación - 2
20101633_Plano 29	Plano de auscultación - 1
20101633_Plano 30	Plano de auscultación - 2
20101633_Plano 31	Plano de auscultación - 3
20101633_Plano 32	Plano de auscultación - 4
20101633_Plano 33	Plano de auscultación - 5
20101633_Plano 34	Plano de auscultación - 6



Fuente: Gobierno Regional de San Martín, 2018.

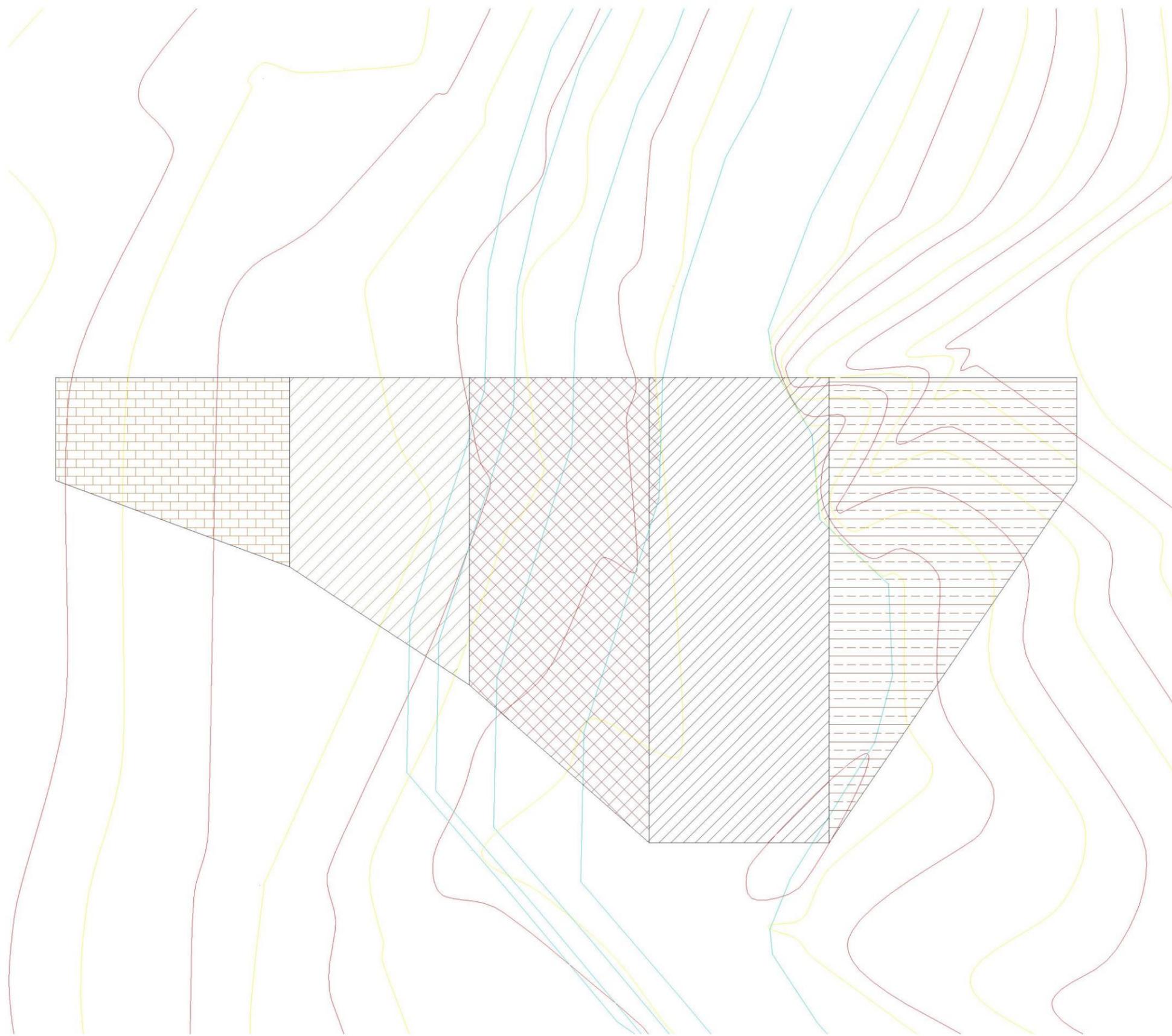


Fuente: Google Maps, 2018.

El proyecto de la presa Sión I, está ubicado en el departamento de San Martín, Perú. Su función final es la de generación de energía hidroeléctrica; sin embargo, el alcance del proyecto actual de tesis se centra únicamente en el dimensionamiento del cuerpo de presa y no de las estructuras que sirvan para la producción energética.

El proyecto completo es a cargo del "Consortio Energético Tucán S.A." y el cliente final es el Estado Peruano.

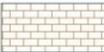




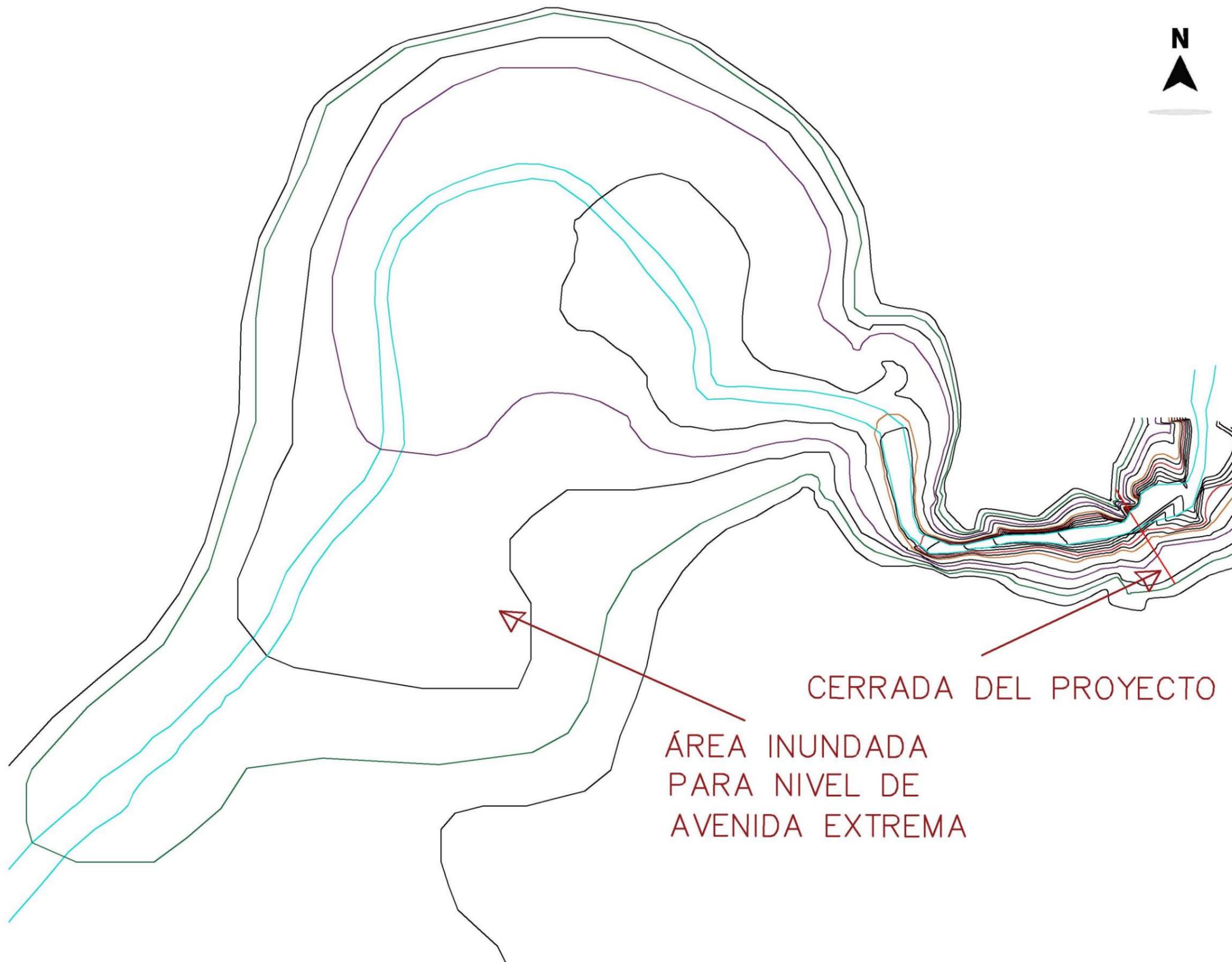
El plano presente muestra las excavaciones que hay que realizar para el cimiento de la futura presa.

En el plano puede verse la superficie de contacto de la presa con el cimiento. los taludes de excavación son distintos y se ha tratado de que resulte el menor volumen en este proceso de excavación.

En el plano pueden observarse los taludes de excavación.

-  Excavación 4H:1V
-  Excavación 3H:1V
-  Excavación 2.5H:1V
-  Excavación 1.5H:1V





La curva característica de un embalse resulta de relacionar el volumen de un embalse con el nivel de agua (cota) a la que se encuentra.

El presente plano está representado por las distintas curvas de nivel. se muestran las cotas a

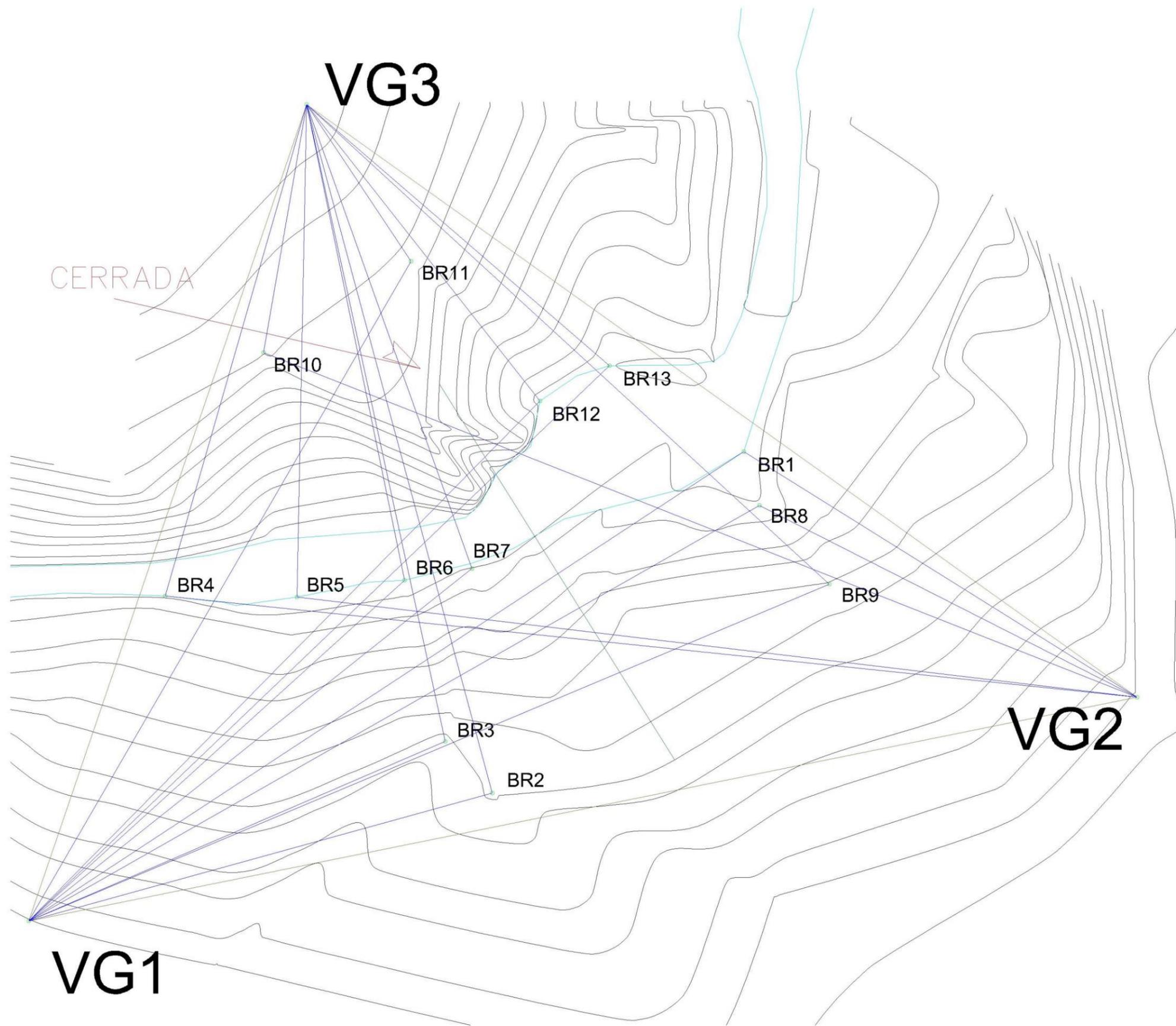
Se prescinde la visualización d otras curvas, dado su poca visibilidad en el plano. Además se adjunta la tabla de la curva característica.

Cota	Superficie (m2)	Volumen parcial (hm3)	Volumen acumulado (hm3)
498	874,32	0,00	0,00
500	1267,69	0,00	0,00
502	3429,07	0,00	0,01
504	4279,50	0,01	0,01
506	6600,45	0,01	0,03
508	11301,18	0,02	0,04
510	14155,00	0,03	0,07
516	95018,59	0,33	0,40
520	259158,89	0,71	1,10
526	480442,42	2,22	3,32
530	693316,95	2,35	5,67
536	1108367,25	5,41	11,08

Fuente: Elaboración propia.

-  Área inundada
-  Curva Cota 530 m.
-  Curva Cota 520 m.
-  Curva Cota 510 m.
-  Curva Cota 500 m.





### REPLANTEO

El presente plano muestra el proceso de triangulación completa. Hay tres premisas importantes que deben detallarse.

La primera es la de no contar con información geodésica de alguna administración, dado su coste o poca fiabilidad de datos. La segunda es que el "Consortio Energético Tucán S.A." facilita los puntos geodésicos con los que se parte la triangulación.

La tercera premisa es que dada la cercanía de los puntos geodésicos primeros se prescinde de obtener puntos intermedios, por lo que se tiene una única triangulación.

Tabla de coordenadas

VÉRTECES GEODÉSICOS	X	Y	Z
VG1	300936,333	9149392,504	554,300
VG2	301066,013	9149419,115	554,023
VG3	300959,351	9149489,522	557,368

Bases intermedias	Lado	Ángulo (cc)	Longitud (m.)
VG1-VG2-VG3	VG1-VG2	81,426	134,3420
	VG1-VG3	52,152	102,483
	VG2-VG3	66,422	121,208

Bases de Replanteo

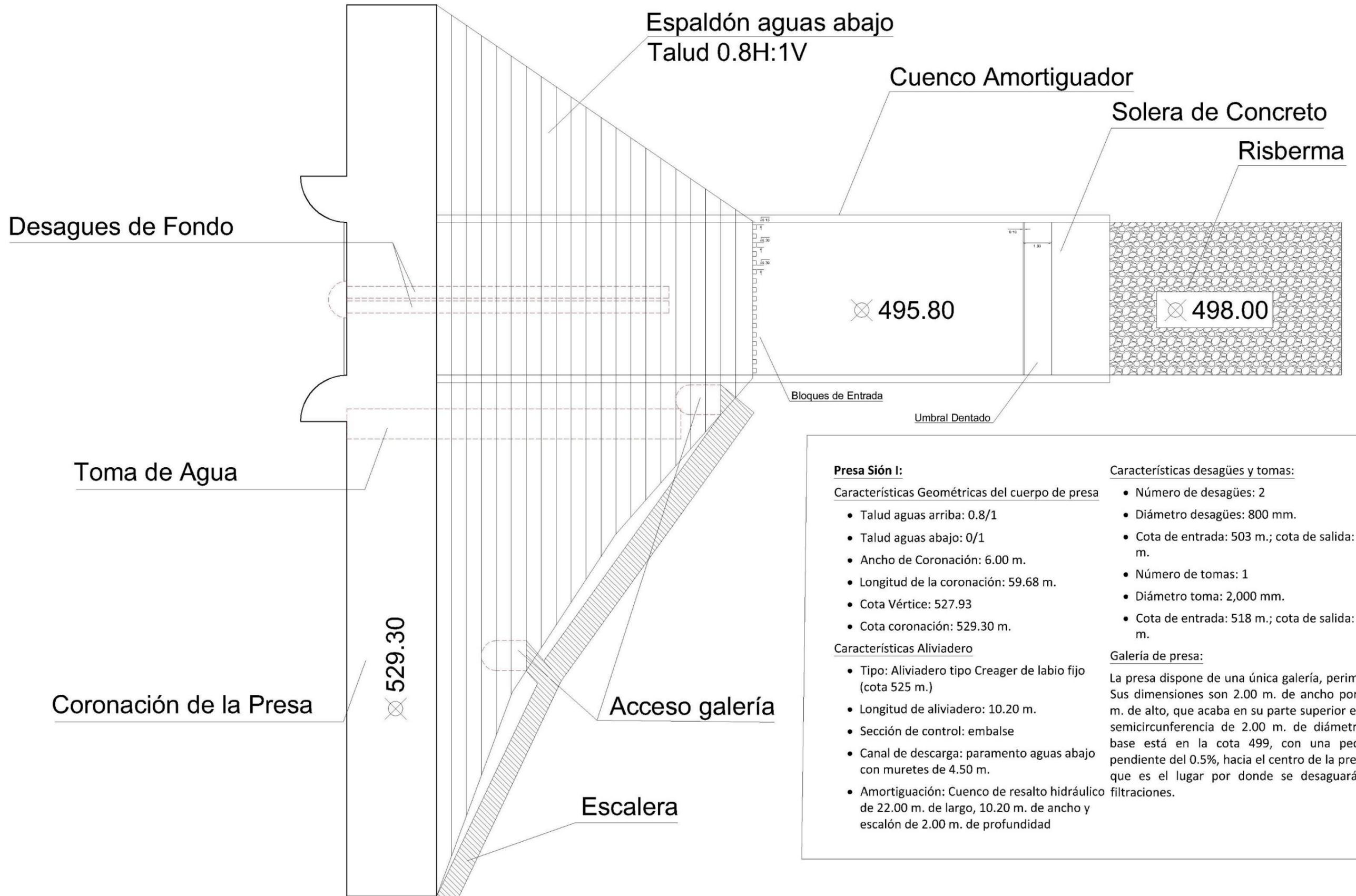
Base	X	Y	Z
BR1	301021,320	9149448,264	495,964
BR2	300991,424	9149407,711	529,414
BR3	300985,833	9149413,876	531,824
BR4	300952,551	9149431,113	499,424
BR5	300968,221	9149431,010	497,004
BR6	300981,000	9149433,000	496,835
BR7	300989,003	9149434,385	500,634
BR8	301023,154	9149441,896	500,414
BR9	301031,455	9149432,505	520,354
BR10	300964,255	9149460,024	544,311
BR11	300981,769	9149470,885	542,675
BR12	300997,074	9149454,277	498,214
BR13	301005,326	9149458,482	496,184

Coordenadas de Replanteo

BASES DEL REPLANTEO	X	Y	Z	DISTANCIA A LA CERRADA (PUNTO MEDIO)
BR1	301021,320	9149448,264	495,964	26,413
BR2	300991,424	9149407,711	529,414	27,364
BR3	300985,833	9149413,876	531,824	24,083
BR4	300952,551	9149431,113	499,424	46,643
BR5	300968,221	9149431,010	497,004	31,027
BR6	300981,000	9149433,000	496,835	18,133
BR7	300989,003	9149434,385	500,634	10,113
BR8	301023,154	9149441,896	500,414	25,319
BR9	301031,455	9149432,505	520,354	32,382
BR10	300964,255	9149460,024	544,311	43,511
BR11	300981,769	9149470,885	542,675	40,779
BR12	300997,074	9149454,277	498,214	20,404
BR13	301005,326	9149458,482	496,184	25,284

Fuente: Elaboración propia.





**Presa Sión I:**

Características Geométricas del cuerpo de presa

- Talud aguas arriba: 0.8/1
- Talud aguas abajo: 0/1
- Ancho de Coronación: 6.00 m.
- Longitud de la coronación: 59.68 m.
- Cota Vértice: 527.93
- Cota coronación: 529.30 m.

Características Aliviadero

- Tipo: Aliviadero tipo Creager de labio fijo (cota 525 m.)
- Longitud de aliviadero: 10.20 m.
- Sección de control: embalse
- Canal de descarga: paramento aguas abajo con muretes de 4.50 m.
- Amortiguación: Cuenco de resalto hidráulico de 22.00 m. de largo, 10.20 m. de ancho y escalón de 2.00 m. de profundidad

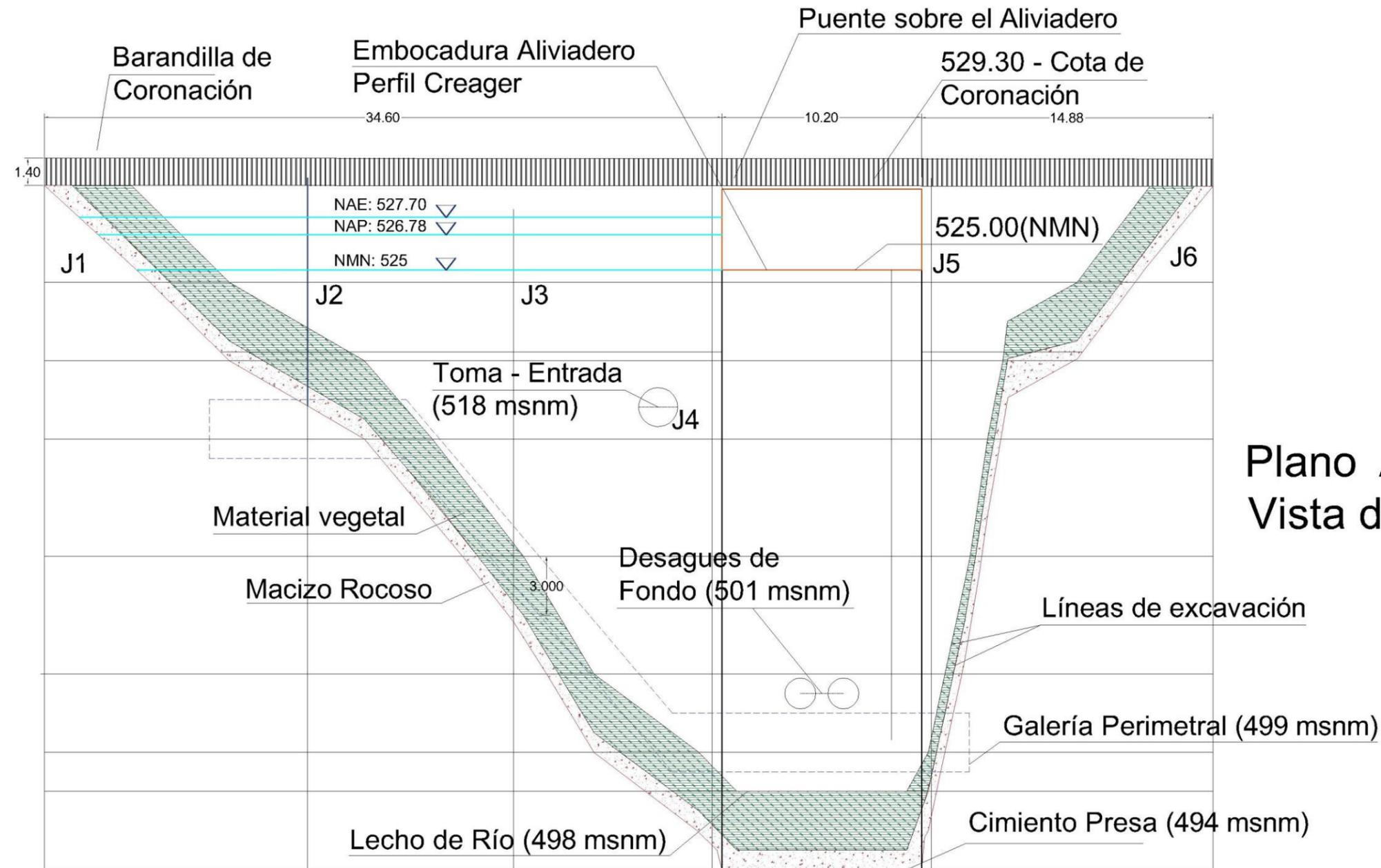
Características desagües y tomas:

- Número de desagües: 2
- Diámetro desagües: 800 mm.
- Cota de entrada: 503 m.; cota de salida: 501 m.
- Número de tomas: 1
- Diámetro toma: 2,000 mm.
- Cota de entrada: 518 m.; cota de salida: 500 m.

Galería de presa:

La presa dispone de una única galería, perimetral. Sus dimensiones son 2.00 m. de ancho por 2.00 m. de alto, que acaba en su parte superior en una semicircunferencia de 2.00 m. de diámetro. Su base está en la cota 499, con una pequeña pendiente del 0.5%, hacia el centro de la presa, ya que es el lugar por donde se desaguarán las filtraciones.





Plano Alzado de la Presa Vista desde Aguas Arriba

**Características de los elementos de la presa**

Características aliviadero:

- Tipo aliviadero: Creager de labio fijo, a cota 525
- Longitud aliviadero 10.20 (única embocadura)
- Sección de control: embalse
- Canal de descarga: paramento aguas abajo con muretes de 4.50 m.
- Amortiguación: cuenco de resalto hidráulico de 10.20 m. de ancho, 22.0 m. de largo y un escalón de 2.00 m. de profundidad.

Características desagües y tomas:

- Número de desagües: 2
- Diámetro desagües: 800 mm.

- Cota de entrada: 503; cota de salida: 501
- Número de tomas: 1
- Diámetro toma: 2,000 mm.
- Cota de entrada: 518; cota de salida: 500

Galería de presa:

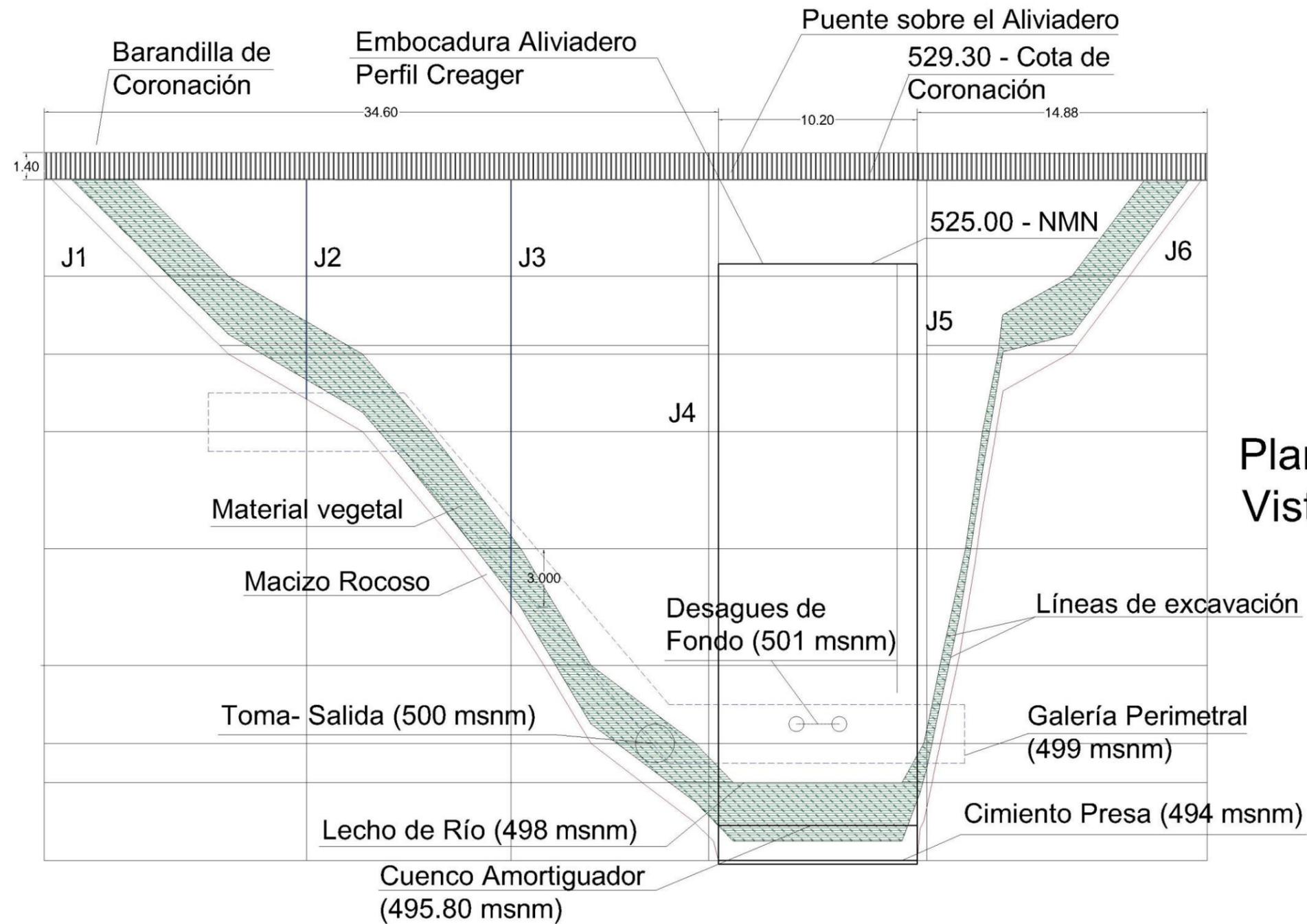
- La presa dispone de una única galería, perimetral. Sus dimensiones son 2.00 m. de ancho por 2.00 m. de alto, que acaba en su parte superior en una semicircunferencia de 2.00 m. de diámetro. Su base está en la cota 499, con una pequeña pendiente del 0.5%, hacia el centro de la presa, ya que es el lugar por donde se desaguarán las filtraciones.

**Cuadro de Calidades**

Materiales	Características	Nivel Control	Coeficiente de mayoración		Coeficiente de minoración
			Cargas Permanentes	Resto cargas	
Aceros en redondo corrugado	B 500 S	Normal	1,5	1,6	1,15
Aceros en perfiles de contacto con el agua y conductos embebidos en el cuerpo de presa	AISI-304	Normal	1,33	1,5	1
Hormigón en cajeros y pilas del aliviadero, voladizos de coronación y cuenco de amortiguación	HM-20/P/20/I la	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón en el tablero losa de paso sobre el aliviadero y diferentes elementos armados	HA-25/P/20/I la	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón de limpieza	HmM-15/P/20/I la				
Hormigón en cuerpo de presa	HM-20 con fck=200kg/cm2 a 90 días				

Fuente: Elaboración propia.





Plano Alzado de la Presa Vista desde Aguas Abajo

**Características de los elementos de la presa**

Características aliviadero:

- Tipo aliviadero: Creager de labio fijo, a cota 525
- Longitud aliviadero 10.20 (única embocadura)
- Sección de control: embalse
- Canal de descarga: paramento aguas abajo con muretes de 4.50 m.
- Amortiguación: cuenco de resalto hidráulico de 10.20 m. de ancho, 22.0 m. de largo y un escalón de 2.00 m. de profundidad.

Características desagües y tomas:

- Número de desagües: 2
- Diámetro desagües: 800 mm.

- Cota de entrada: 503; cota de salida: 501
- Número de tomas: 1
- Diámetro toma: 2,000 mm.
- Cota de entrada: 518; cota de salida: 500

Galería de presa:

- La presa dispone de una única galería, perimetral. Sus dimensiones son 2.00 m. de ancho por 2.00 m. de alto, que acaba en su parte superior en una semicircunferencia de 2.00 m. de diámetro. Su base está en la cota 499, con una pequeña pendiente del 0.5%, hacia el centro de la presa, ya que es el lugar por donde se desaguarán las filtraciones.

**Cuadro de Calidades**

Materiales	Características	Nivel Control	Coeficiente de mayoración		Coeficiente de minoración
			Cargas Permanentes	Resto cargas	
Aceros en redondo corrugado	B 500 S	Normal	1,5	1,6	1,15
Aceros en perfiles de contacto con el agua y conductos embebidos en el cuerpo de presa	AISI-304	Normal	1,33	1,5	1
Hormigón en cajeros y pilas del aliviadero, voladizos de coronación y cuenco de amortiguación	HmM-20/P/20/I la	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón en el tablero losa de paso sobre el aliviadero y diferentes elementos armados	HA-25/P/20/I la	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón de limpieza	HmM-15/P/20/I la				
Hormigón en cuerpo de presa	HM-20 con fck=200kg/cm <sup>2</sup> a 90 días				

Fuente: Elaboración propia.



Pontificia Universidad Católica del Perú  
Facultad de Ciencias e Ingeniería  
Ingeniería Civil

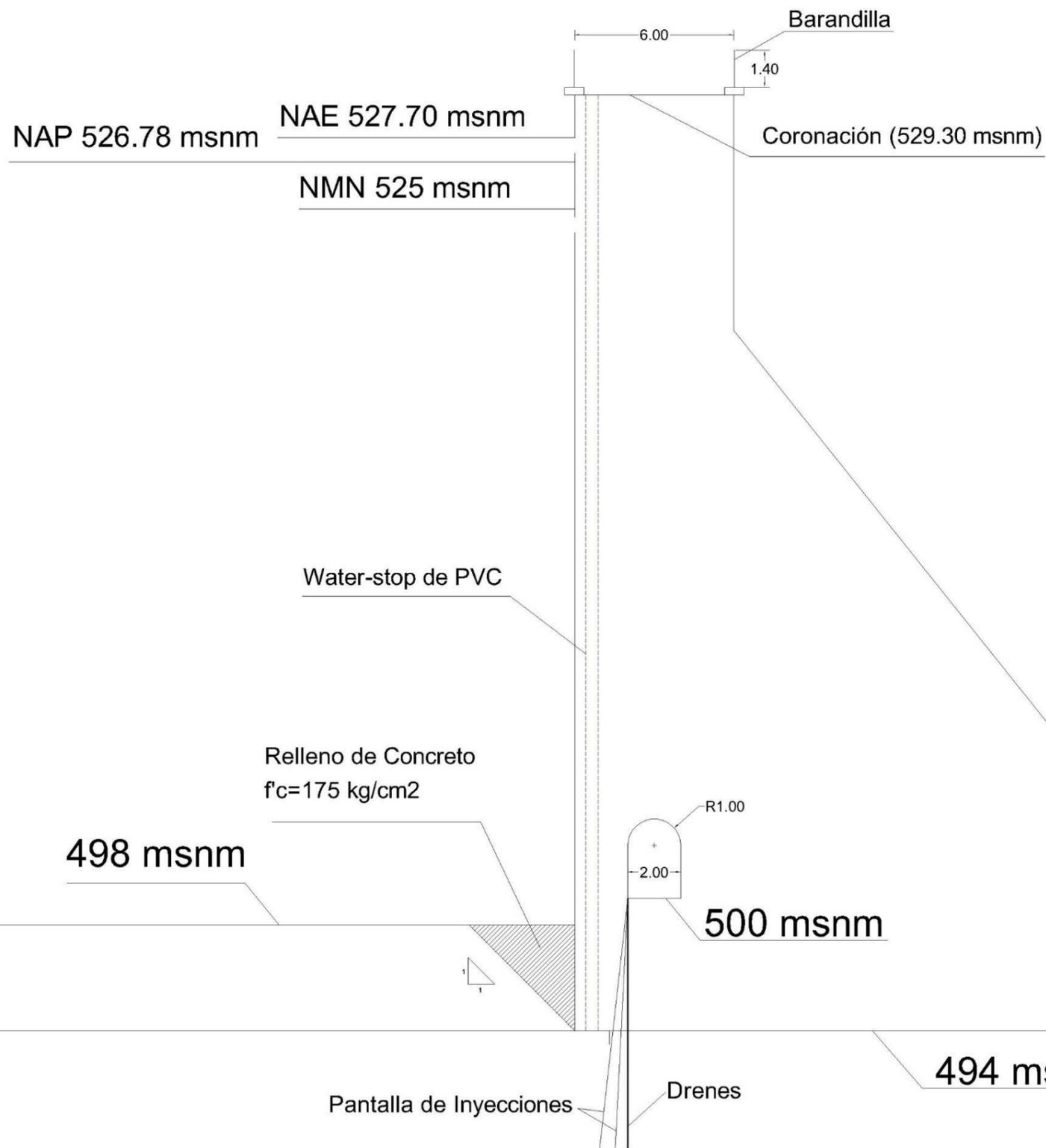
Jorge Luis  
Triveño Taco

Título:  
Cuerpo de Presa Sión I  
San Martín - Perú

Escala:  
1:250

Título del Plano:  
Plano de Vista Alzada de la Presa -  
Paramento Aguas Abajo

Código de Plano:  
20101633\_Plano 7  
N° de plano:  
7  
Planos totales:  
34



### Características de los elementos de la presa

#### Características aliviadero:

- Tipo aliviadero: Creager de labio fijo, a cota 525
- Longitud aliviadero 10.20 (única embocadura)
- Sección de control: embalse
- Canal de descarga: paramento aguas abajo con muretes de 1.20 m.
- Amortiguación: cuenco de resalto hidráulico de 10.20 m. de ancho, 20.0 m. de largo y un escalón de 2.20 m. de profundidad.

#### Características desagües y tomas:

- Número de desagües: 2
- Diámetro desagües: 800 mm.
- Cota de entrada: 503; cota de salida: 501
- Número de tomas: 1
- Diámetro toma: 2,000 mm.
- Cota de entrada: 518; cota de salida: 500

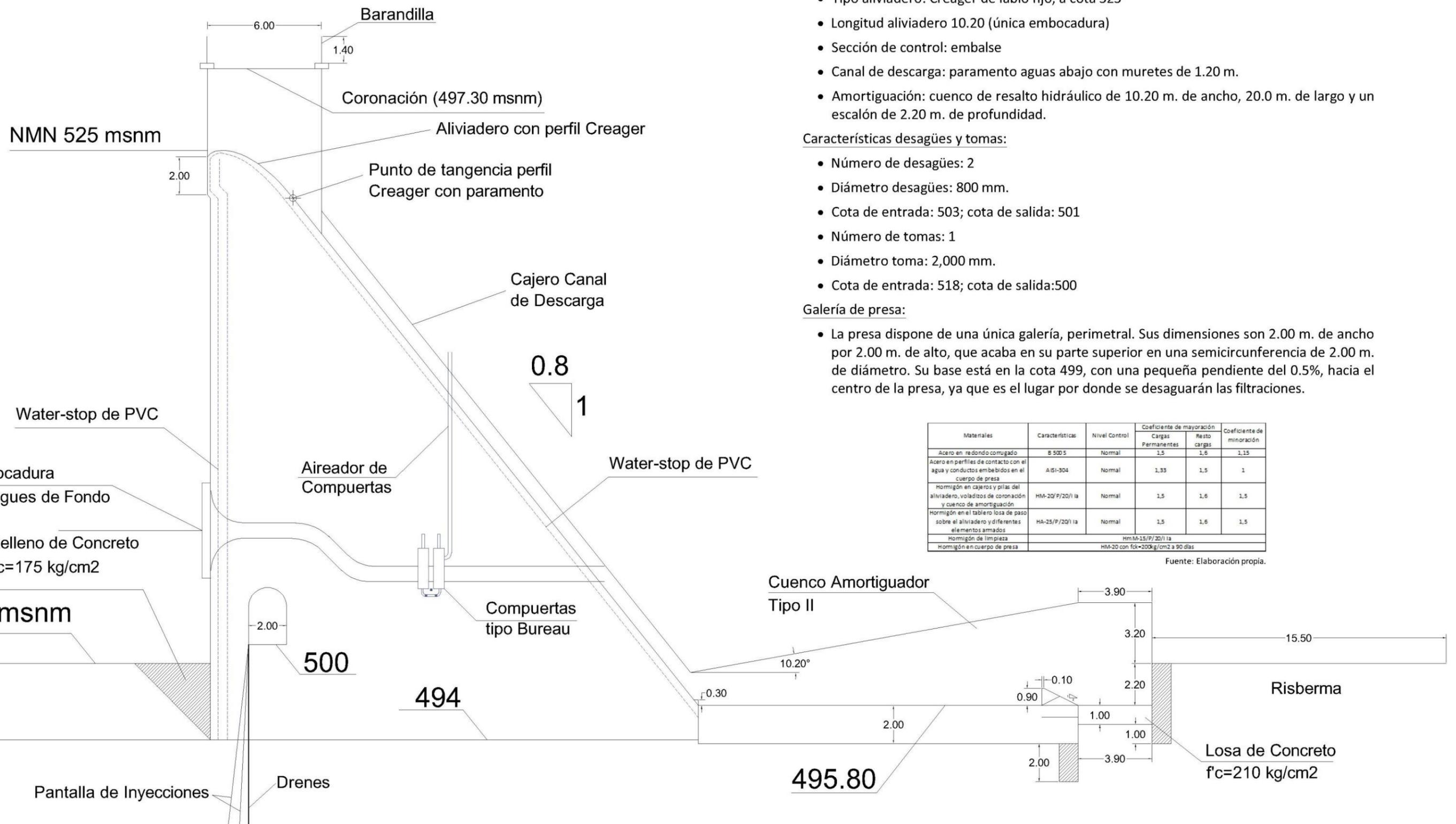
#### Galería de presa:

- La presa dispone de una única galería, perimetral. Sus dimensiones son 2.00 m. de ancho por 2.00 m. de alto, que acaba en su parte superior en una semicircunferencia de 2.00 m. de diámetro. Su base está en la cota 499, con una pequeña pendiente del 0.5%, hacia el centro de la presa, ya que es el lugar por donde se desaguarán las filtraciones.

Materiales	Características	Nivel Control	Coeficiente de mayoración		Coeficiente de minoración
			Cargas Permanentes	Resto cargas	
Acero en redondo corrugado	# 500 5	Normal	1,5	1,6	1,15
Acero en perfiles de contacto con el agua y conductos embudados en el cuerpo de presa	AISI-304	Normal	1,33	1,5	1
Hormigón en cajeros y pilas del aliviadero, voladizos de coronación y cuenco de amortiguación	Hm-20/P/20/1a	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón en el tablero losa de paso sobre el aliviadero y diferentes elementos armados	Hm-25/P/20/1a	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón de limpieza	Hm-15/P/20/1a				
Hormigón en cuerpo de presa	Hm-20 con f'c=200kg/cm2 a 90 días				

Fuente: Elaboración propia.





**Características de los elementos de la presa**

Características aliviadero:

- Tipo aliviadero: Creager de labio fijo, a cota 525
- Longitud aliviadero 10.20 (única embocadura)
- Sección de control: embalse
- Canal de descarga: paramento aguas abajo con muretes de 1.20 m.
- Amortiguación: cuenco de resalto hidráulico de 10.20 m. de ancho, 20.0 m. de largo y un escalón de 2.20 m. de profundidad.

Características desagües y tomas:

- Número de desagües: 2
- Diámetro desagües: 800 mm.
- Cota de entrada: 503; cota de salida: 501
- Número de tomas: 1
- Diámetro toma: 2,000 mm.
- Cota de entrada: 518; cota de salida: 500

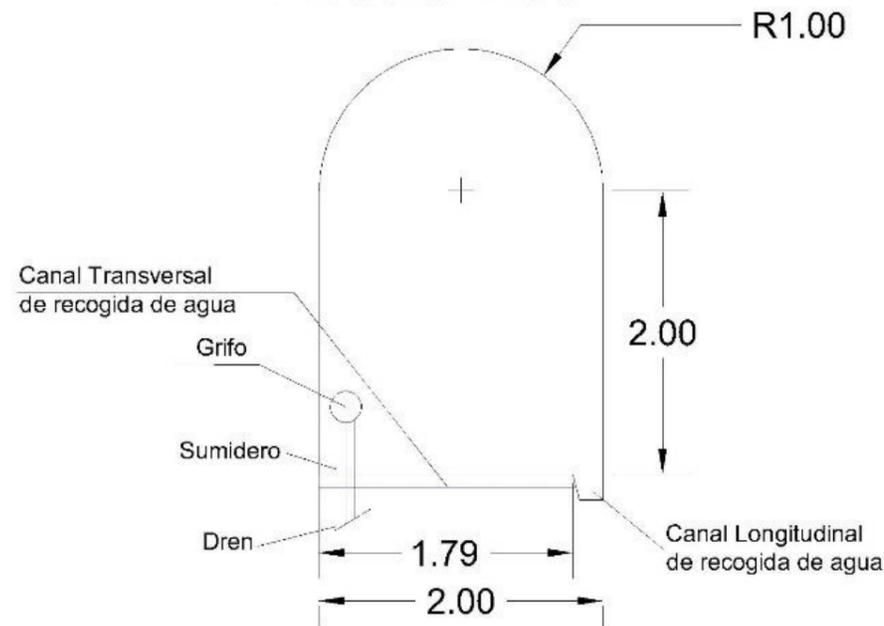
Galería de presa:

- La presa dispone de una única galería, perimetral. Sus dimensiones son 2.00 m. de ancho por 2.00 m. de alto, que acaba en su parte superior en una semicircunferencia de 2.00 m. de diámetro. Su base está en la cota 499, con una pequeña pendiente del 0.5%, hacia el centro de la presa, ya que es el lugar por donde se desaguarán las filtraciones.

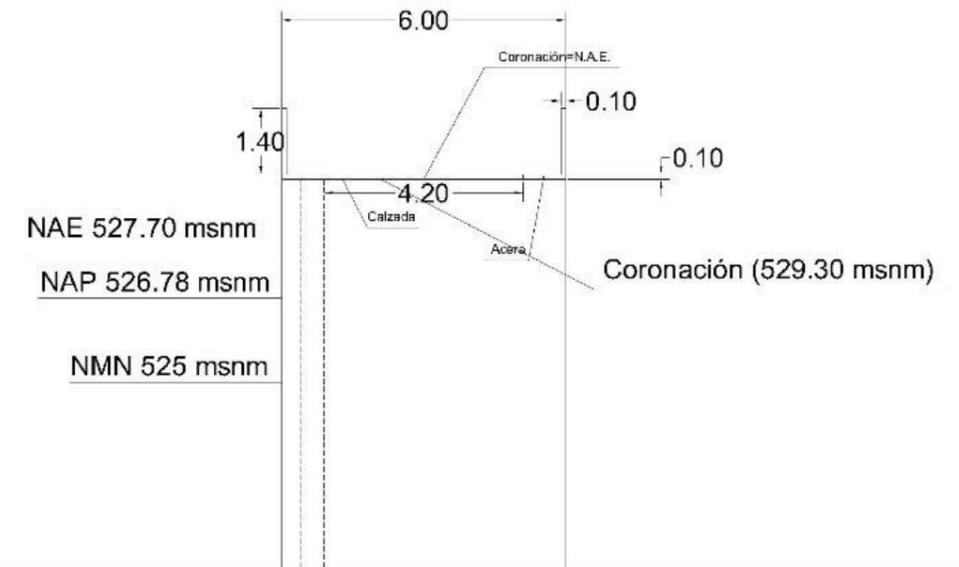
Materiales	Características	Nivel Control	Coeficiente de mayoración		Coeficiente de minoración
			Cargas Permanentes	Resto cargas	
Acero en redondo corrugado	B 5005	Normal	1,5	1,6	1,15
Acero en perfiles de contacto con el agua y conductos embudidos en el cuerpo de presa	AISI-304	Normal	1,33	1,5	1
Hormigón en cajeros y pilas del aliviadero, voladizos de coronación y cuenco de amortiguación	Hm-M-20/P/20/1/a	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón en el tablero losa de paso sobre el aliviadero y diferentes elementos armados	HA-25/P/20/1/a	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón de limpieza			Hm-M-15/P/20/1/a		
Hormigón en cuerpo de presa			HM-20 con fck=200kg/cm2 a 90 días		

Fuente: Elaboración propia.

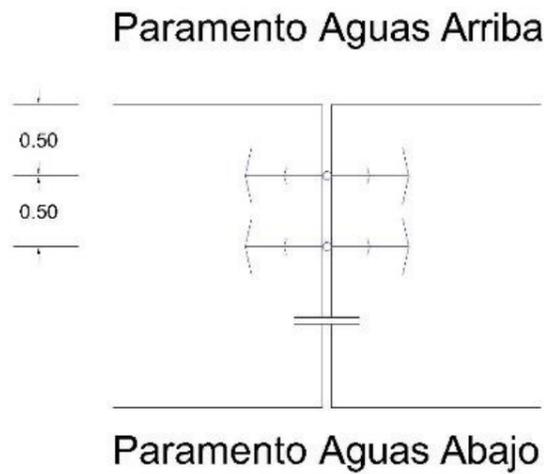
### Detalles Galería Escala 1:50



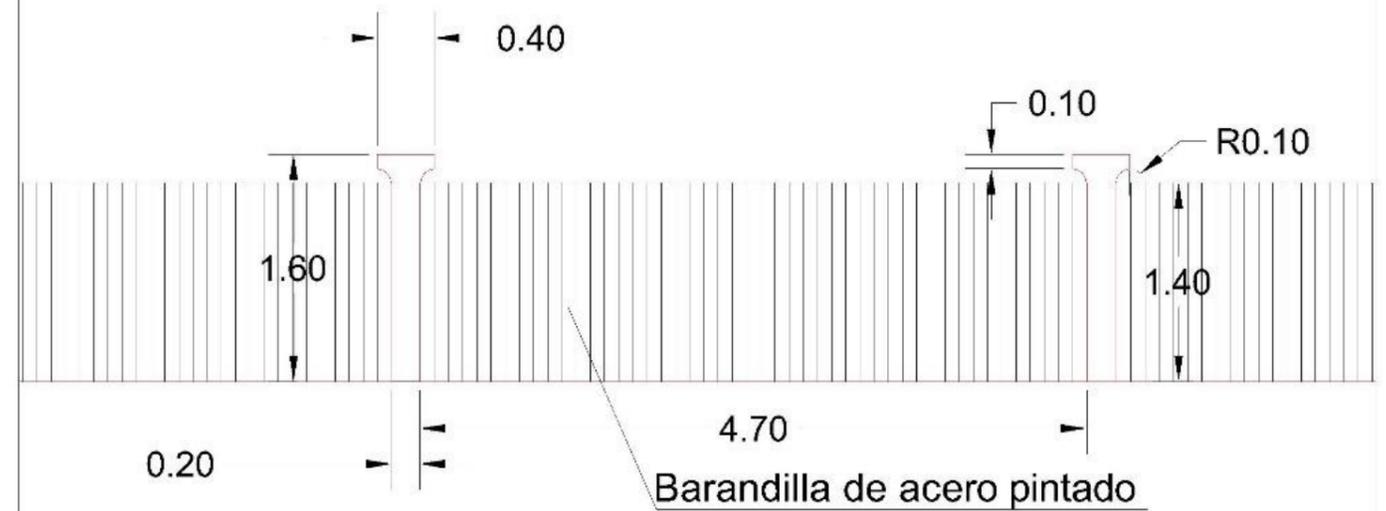
### Detalles Galería Escala 1:150

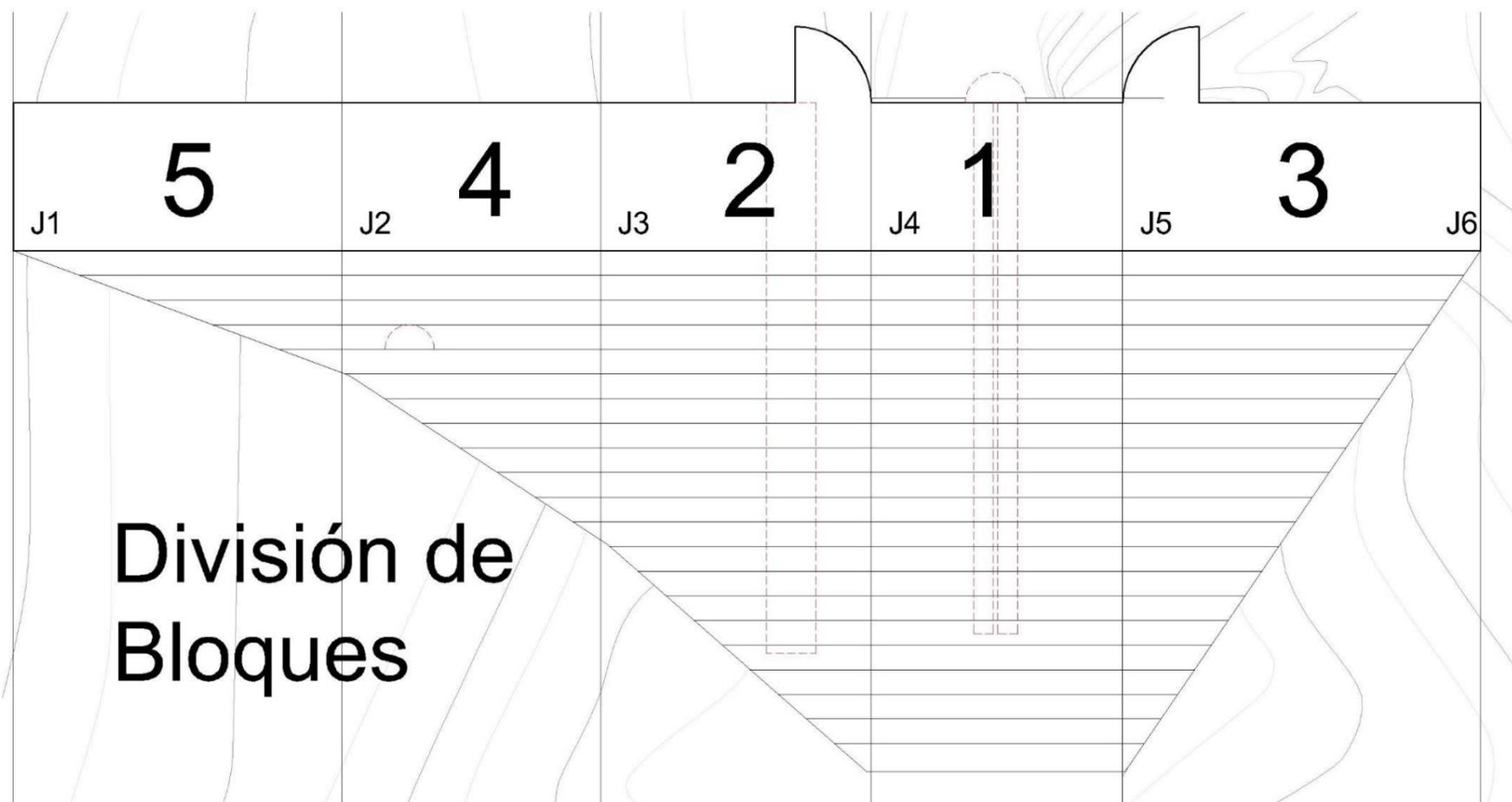


### Detalle del Water- Stop 1:50



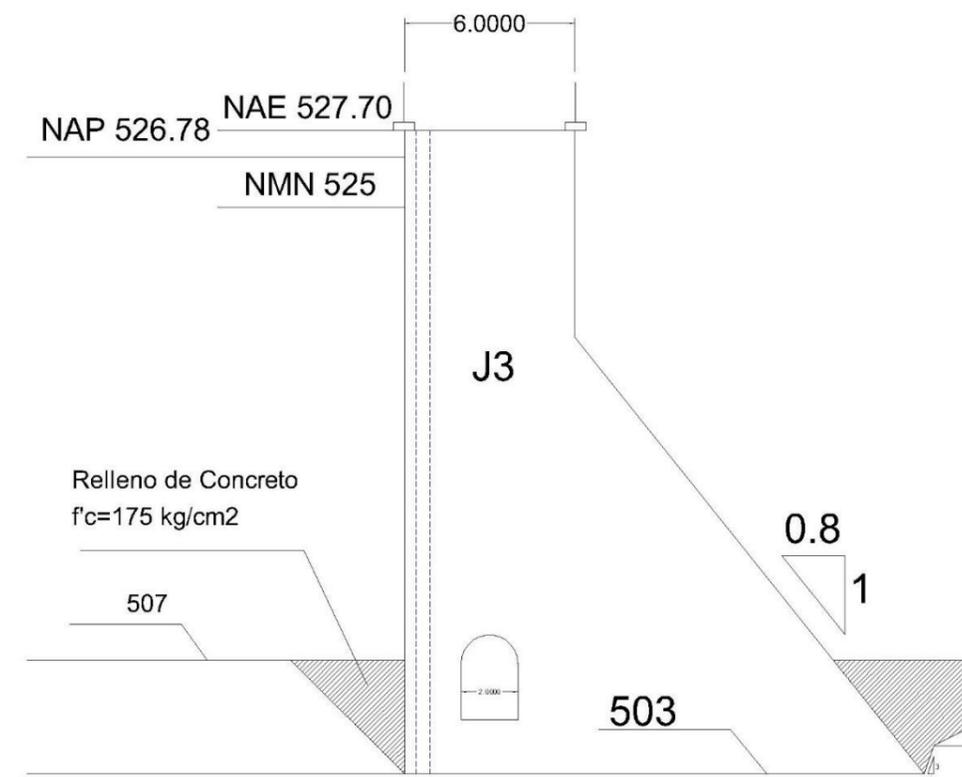
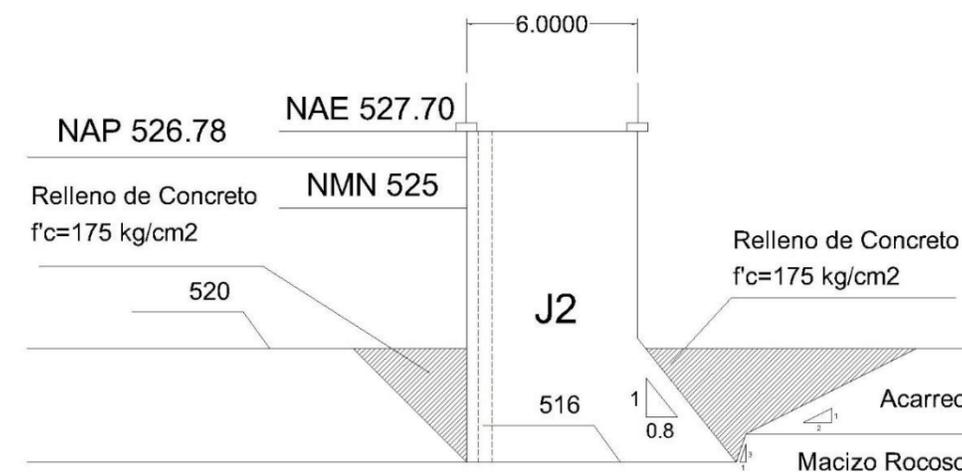
### Detalle Barandilla a Escala 1:50





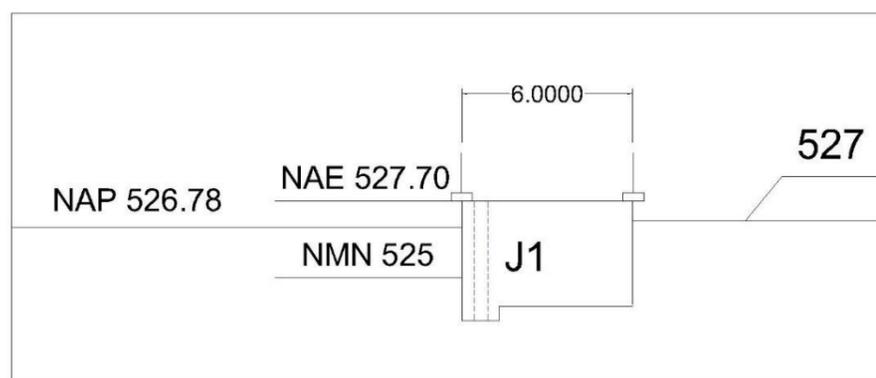
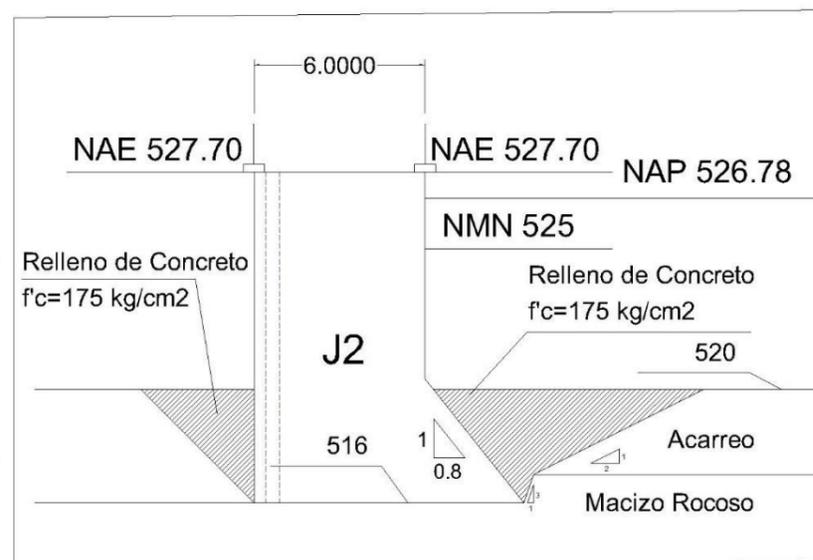
### Bloque 4

- Volumen de Hormigón: 1364.76 m<sup>3</sup>
- Volumen de excavación en macizo rocoso: 133.60 m<sup>3</sup>
- Volumen de excavación en acarreo: 383.12 m<sup>3</sup>
- Water-stop en junta 2: 21.16 m
- Water-stop en junta 3: 46.88 m



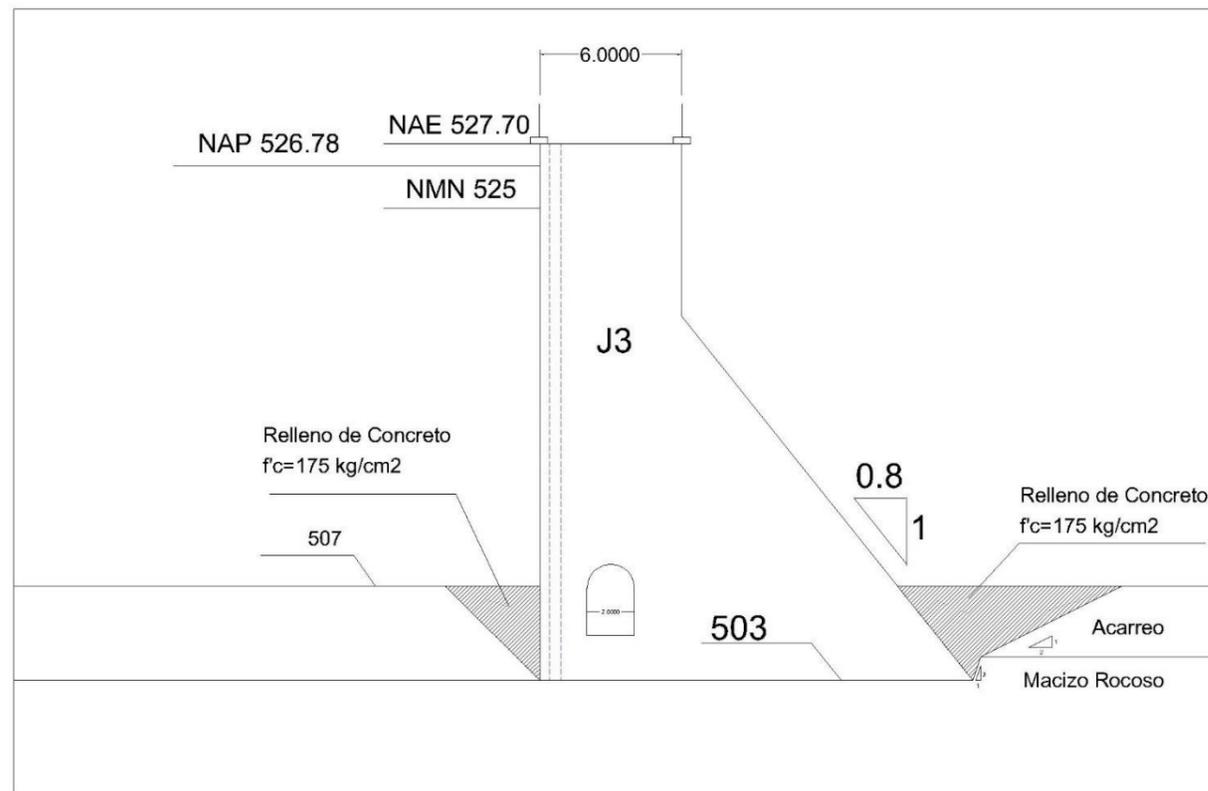
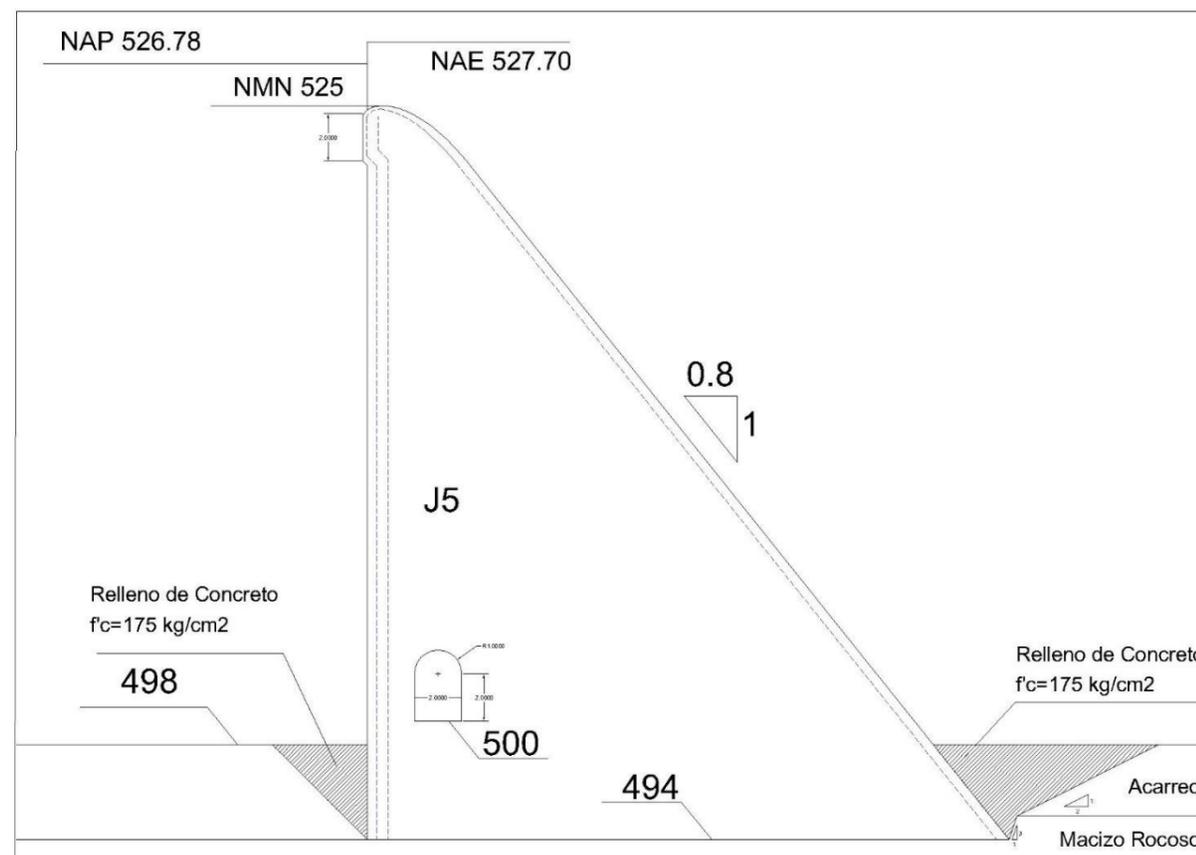
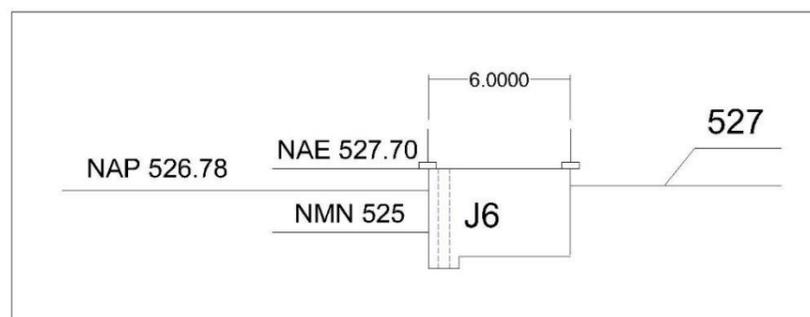
### Bloque 5

- Volumen de Hormigón: 365.72 m<sup>3</sup>
- Volumen de excavación en macizo rocoso: 97.86 m<sup>3</sup>
- Volumen de excavación en acarreo: 268.38 m<sup>3</sup>
- Water-stop en junta 2: 21.16 m



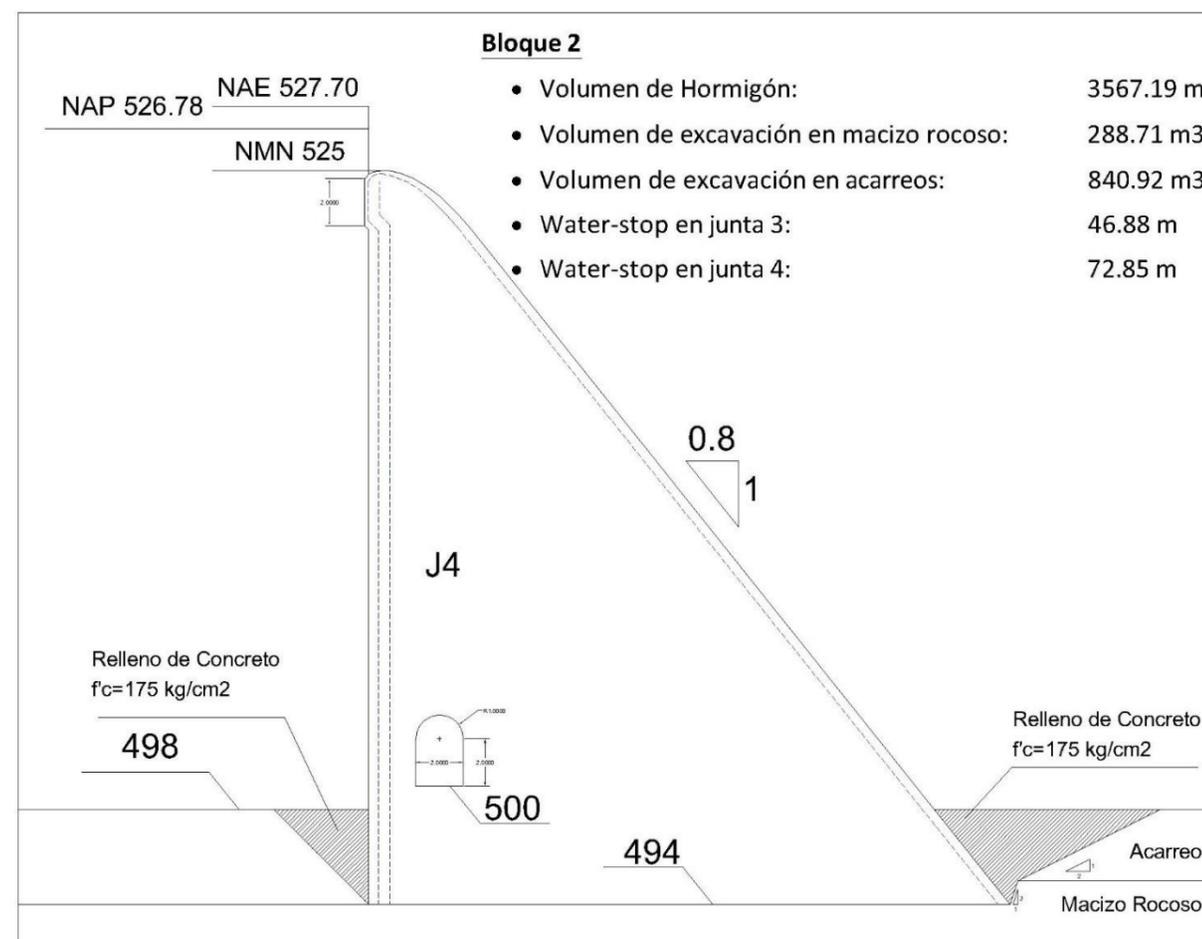
**Bloque 3**

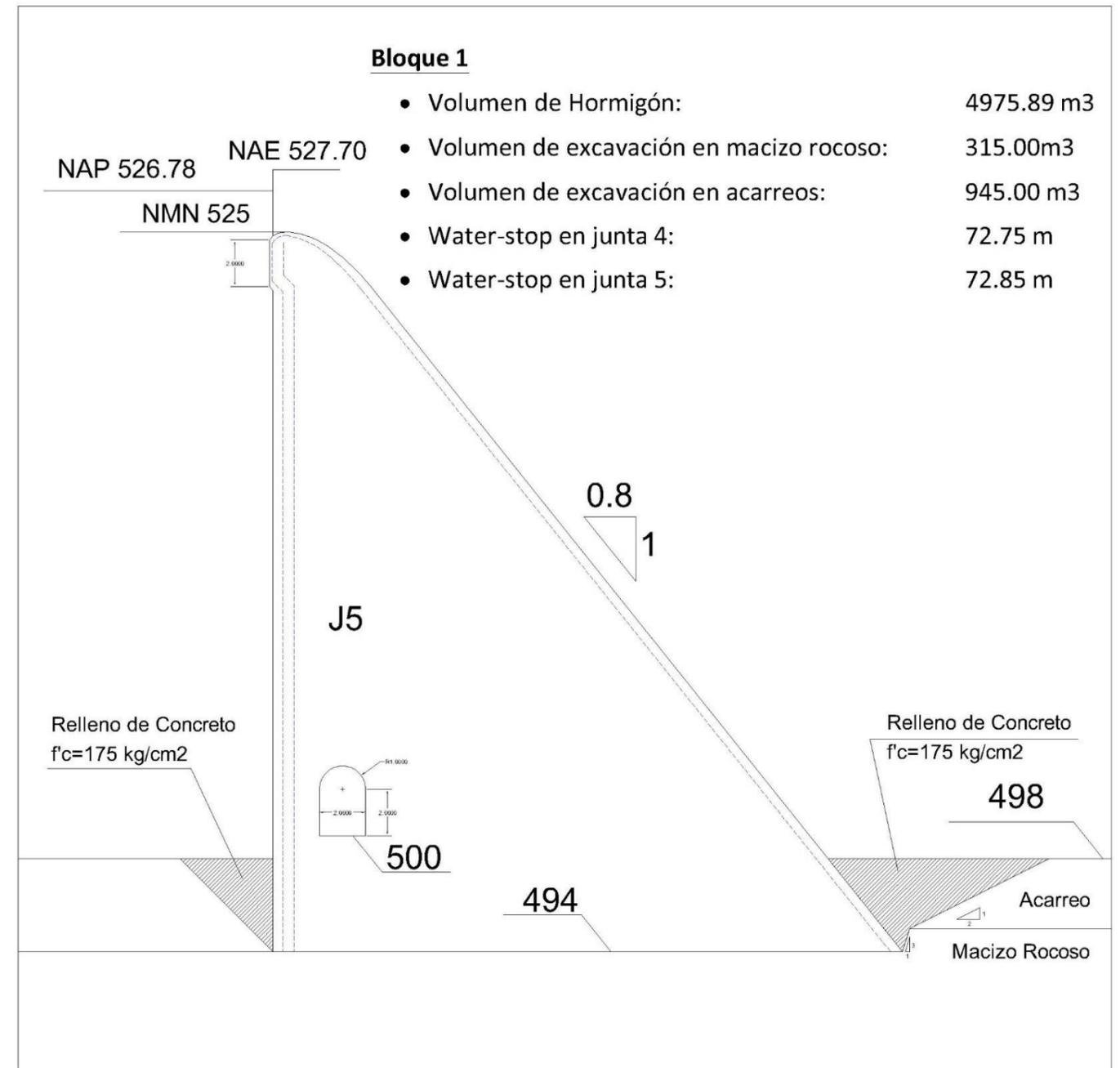
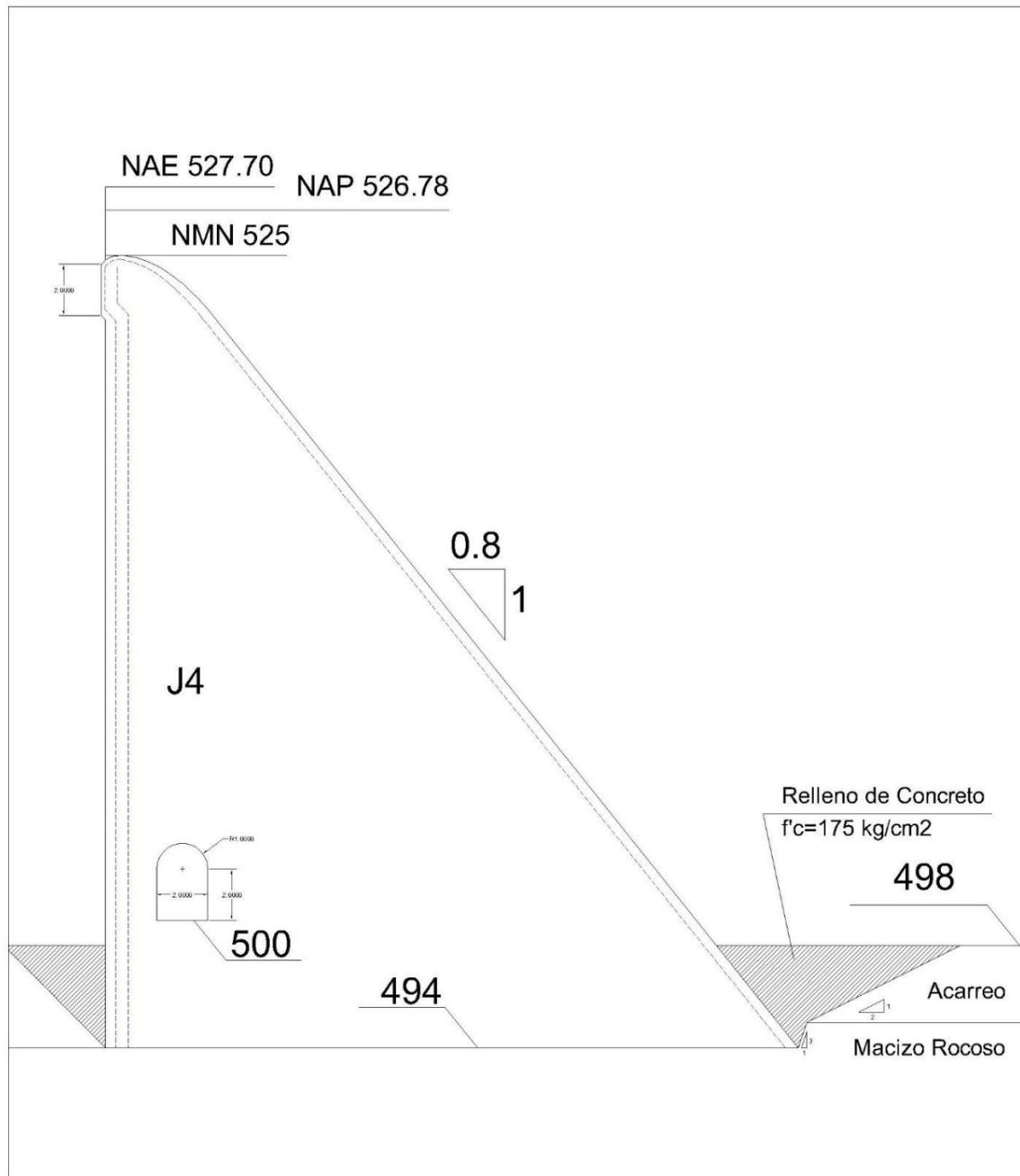
- Volumen de Hormigón: 3492.60 m<sup>3</sup>
- Volumen de excavación en macizo rocoso: 176.63 m<sup>3</sup>
- Volumen de excavación en acarreos: 513.74 m<sup>3</sup>
- Water-stop en junta 5: 72.75 m



**Bloque 2**

- Volumen de Hormigón: 3567.19 m<sup>3</sup>
- Volumen de excavación en macizo rocoso: 288.71 m<sup>3</sup>
- Volumen de excavación en acarreos: 840.92 m<sup>3</sup>
- Water-stop en junta 3: 46.88 m
- Water-stop en junta 4: 72.85 m





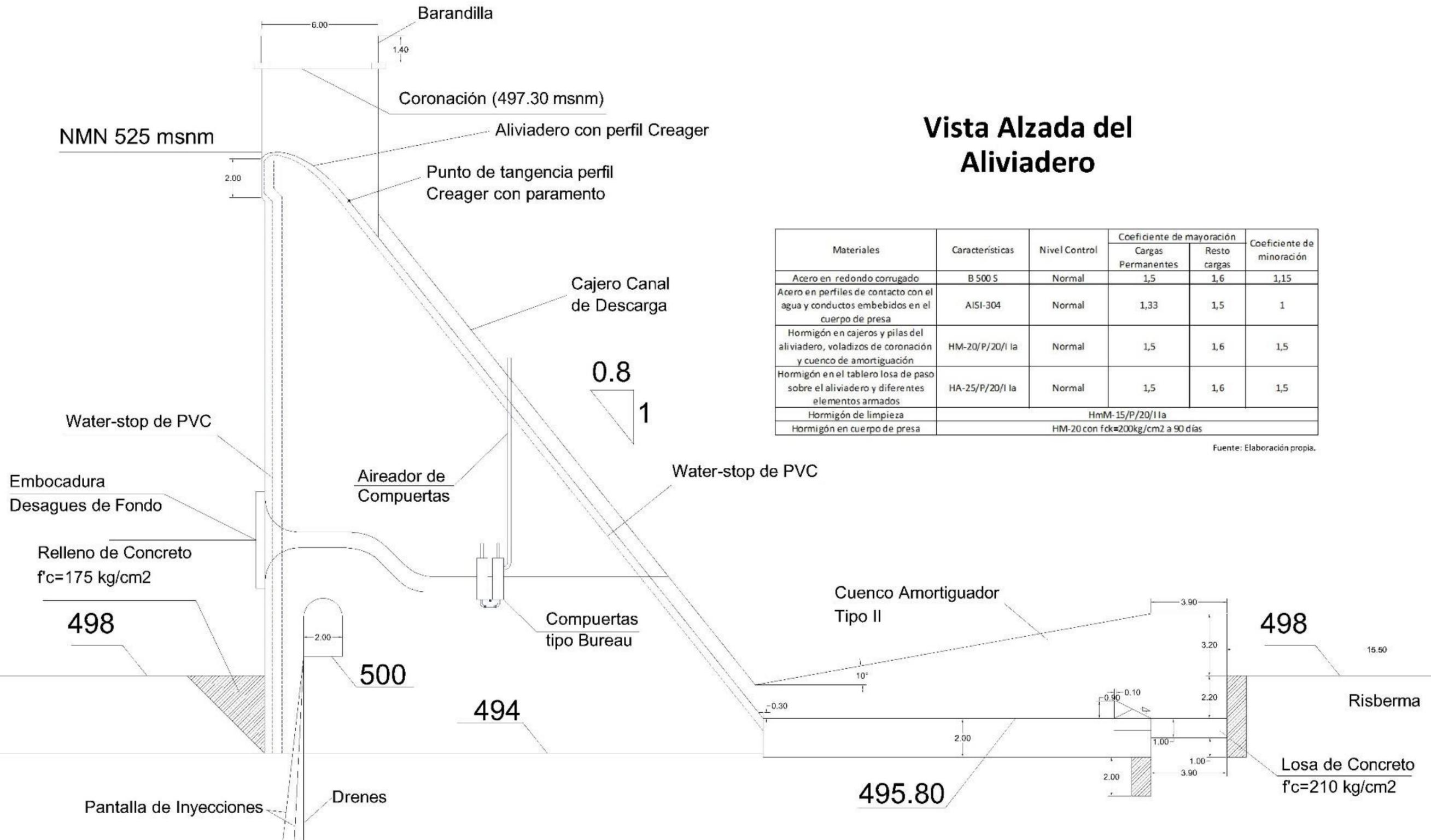
Relleno de Concreto  
f'c=175 kg/cm2



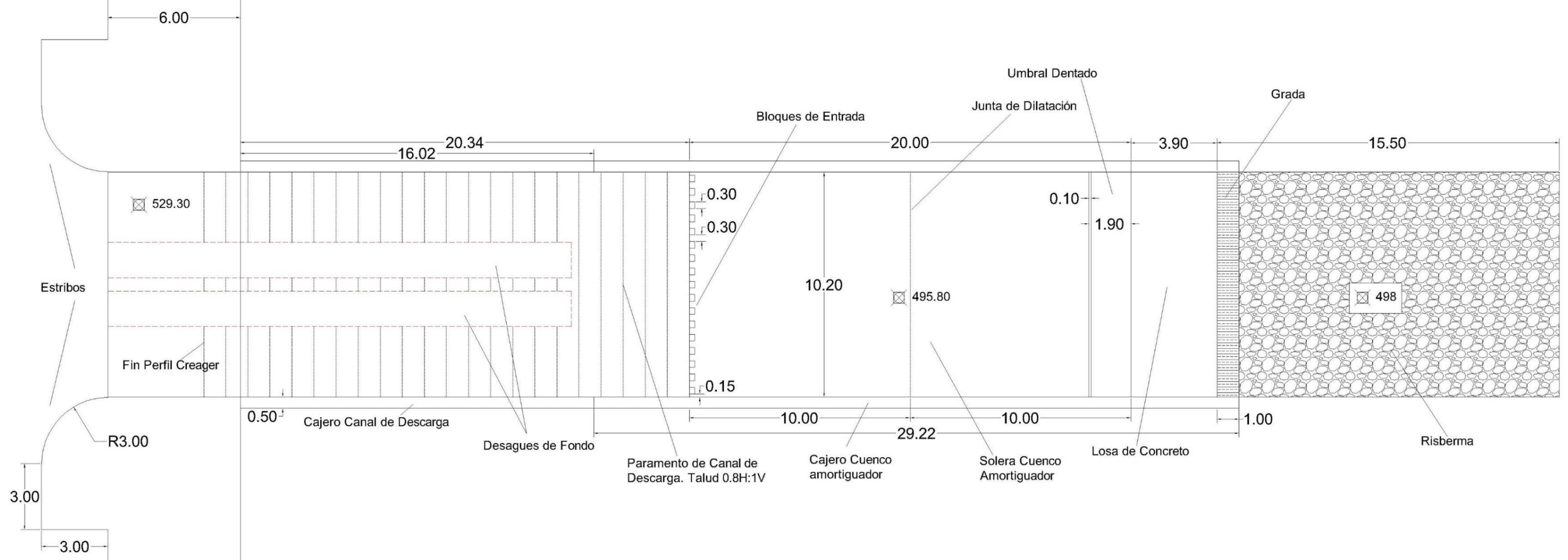
## Vista Alzada del Aliviadero

Materiales	Características	Nivel Control	Coeficiente de mayoración		Coeficiente de minoración
			Cargas Permanentes	Resto cargas	
Acero en redondo corrugado	B 500 S	Normal	1,5	1,6	1,15
Acero en perfiles de contacto con el agua y conductos embebidos en el cuerpo de presa	AISI-304	Normal	1,33	1,5	1
Hormigón en cajeros y pilas del aliviadero, voladizos de coronación y cuenco de amortiguación	HM-20/P/20/1 la	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón en el tablero losa de paso sobre el aliviadero y diferentes elementos armados	HA-25/P/20/1 la	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón de limpieza	HmM-15/P/20/1 la				
Hormigón en cuerpo de presa	HM-20 con fck=200kg/cm2 a 90 días				

Fuente: Elaboración propia.



# Planta del Aliviadero



Pontificia Universidad Católica del Perú  
 Facultad de Ciencias e Ingeniería  
 Ingeniería Civil

Jorge Luis  
 Triveño Taco

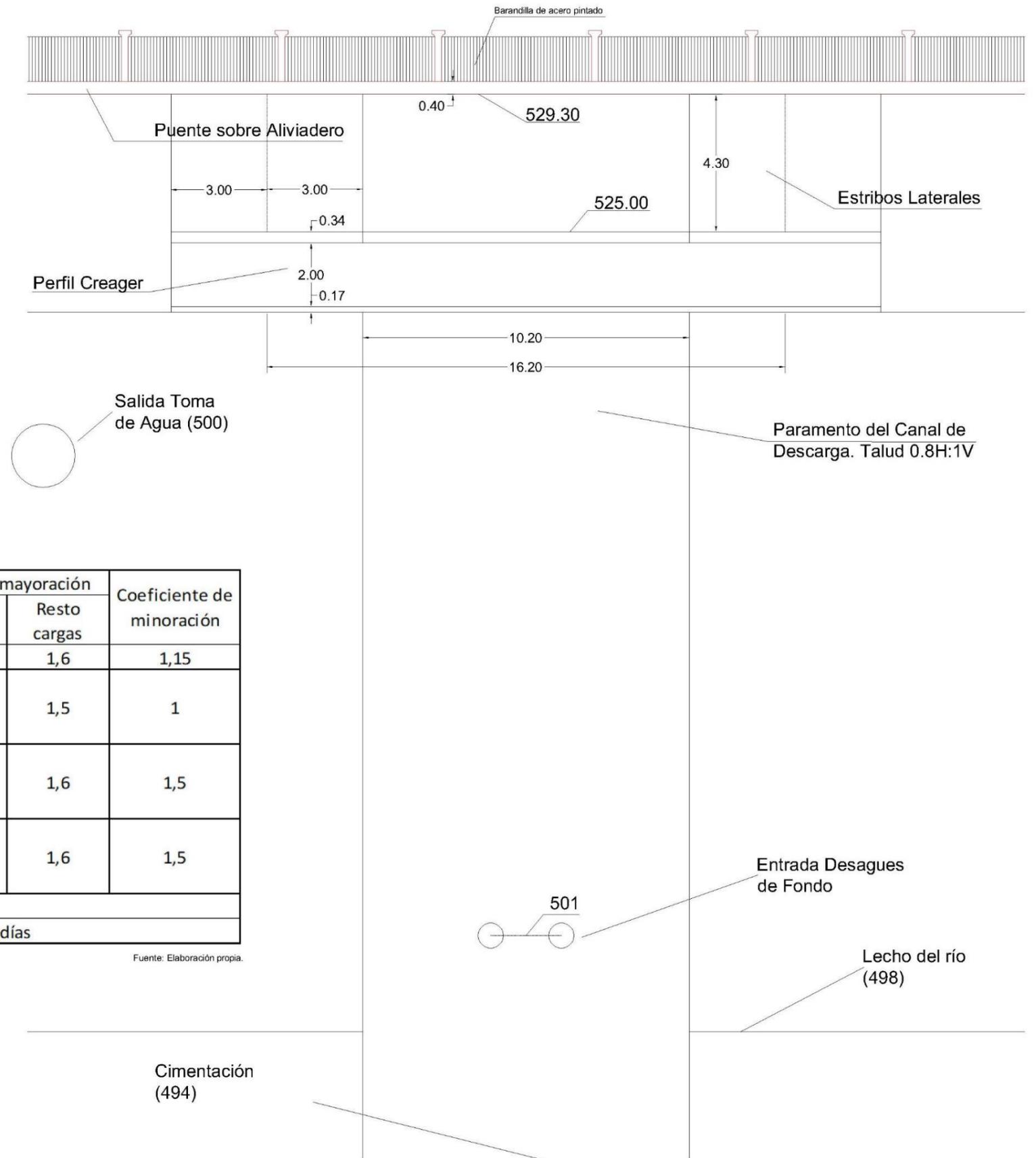
Título:  
 Cuerpo de Presa Sión I  
 San Martín - Perú

Escala:  
 1:175

Título del Plano:  
 Plano del Aliviadero - 2

Código de PLano: 20101633_Plano 15	
N° de plano: 15	Planos totales: 34

## Alzado del Aliviadero desde Aguas Arriba

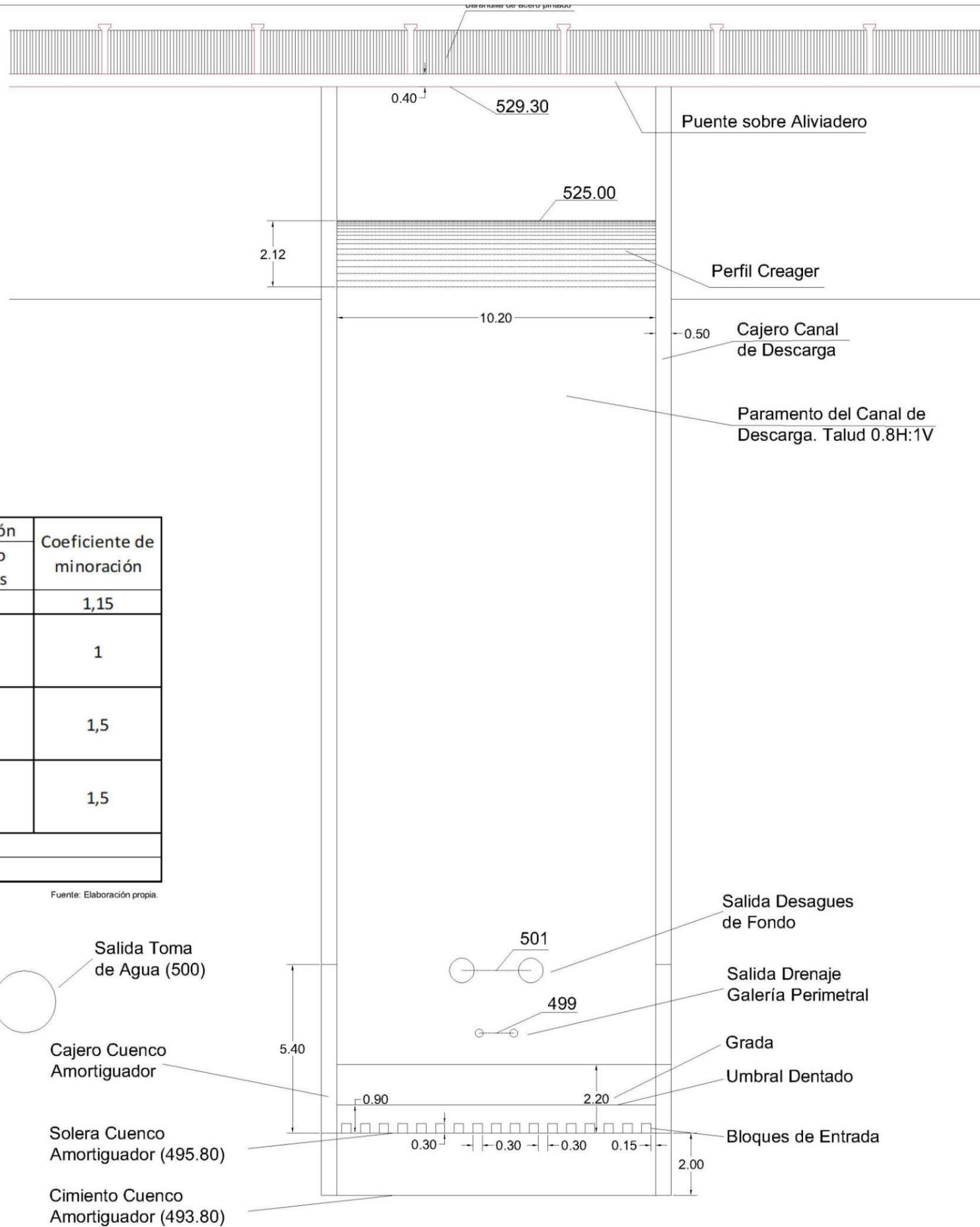


Materiales	Características	Nivel Control	Coeficiente de mayoración		Coeficiente de minoración
			Cargas Permanentes	Resto cargas	
Acero en redondo corrugado	B 500 S	Normal	1,5	1,6	1,15
Acero en perfiles de contacto con el agua y conductos embebidos en el cuerpo de presa	AISI-304	Normal	1,33	1,5	1
Hormigón en cajeros y pilas del aliviadero, voladizos de coronación y cuenco de amortiguación	HM-20/P/20/I la	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón en el tablero losa de paso sobre el aliviadero y diferentes elementos armados	HA-25/P/20/I la	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón de limpieza	HmM-15/P/20/I la				
Hormigón en cuerpo de presa	HM-20 con fck=200kg/cm2 a 90 días				

Fuente: Elaboración propia.



## Alzado del Aliviadero desde Aguas Abajo



Materiales	Características	Nivel Control	Coeficiente de mayoración		Coeficiente de minoración
			Cargas Permanentes	Resto cargas	
Acero en redondo corrugado	B 500 S	Normal	1,5	1,6	1,15
Acero en perfiles de contacto con el agua y conductos embebidos en el cuerpo de presa	AISI-304	Normal	1,33	1,5	1
Hormigón en cajeros y pilas del aliviadero, voladizos de coronación y cuenco de amortiguación	HM-20/P/20/I la	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón en el tablero losa de paso sobre el aliviadero y diferentes elementos armados	HA-25/P/20/I la	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón de limpieza	HmM-15/P/20/I la				
Hormigón en cuerpo de presa	HM-20 con fck=200kg/cm2 a 90 días				

Fuente: Elaboración propia.



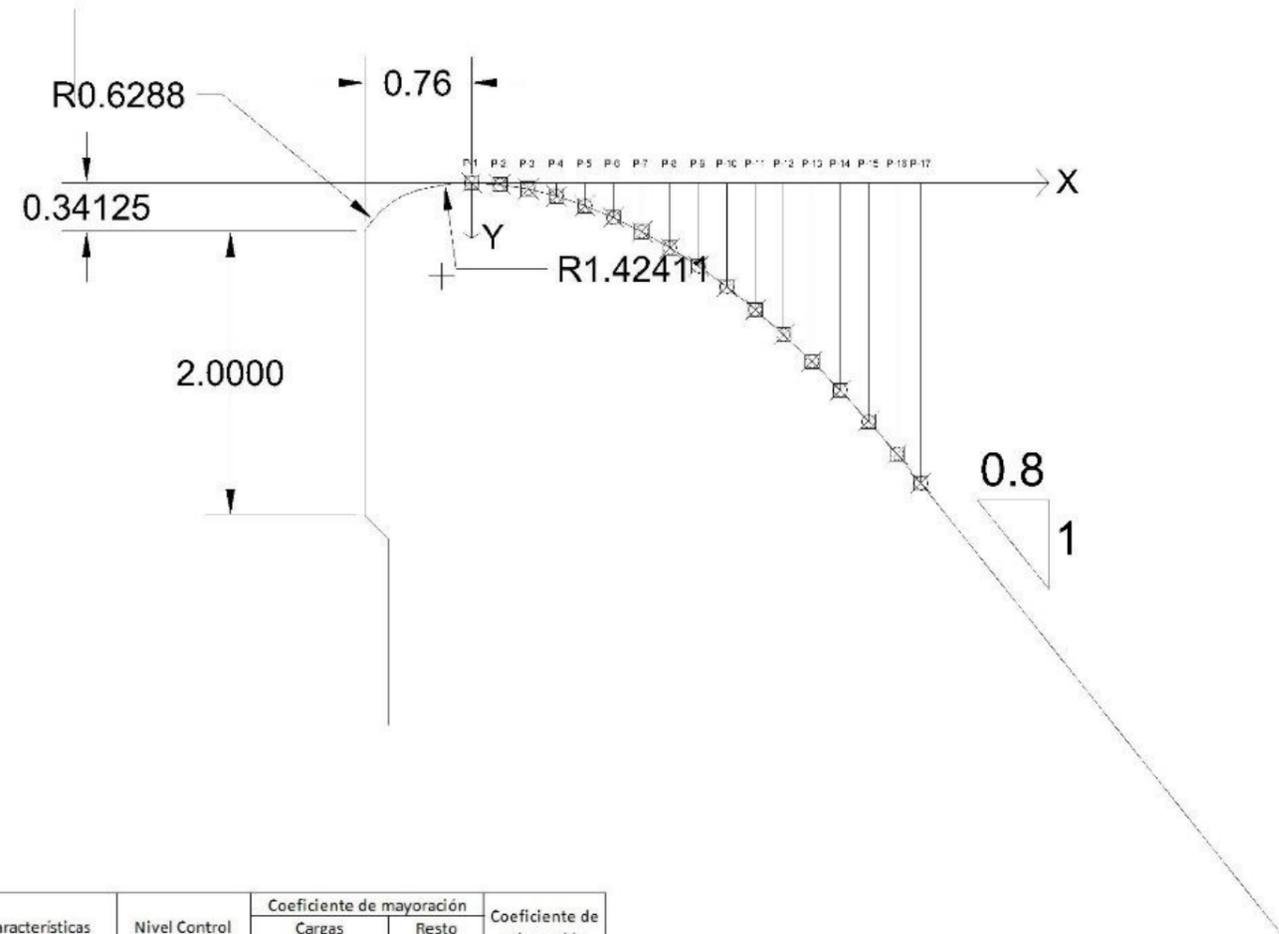
# Alzado del Aliviadero desde Aguas Arriba

## Perfil Tipo Creager

$$\frac{y}{2.269} = -0.50 \times \left(\frac{x}{2.269}\right)^{1.87}$$

Puntos	X(m.)	Y(m.)
P1	0	0
P2	0.2	-0.0121
P3	0.4	-0.0442
P4	0.6	-0.0943
P5	0.8	-0.1615
P6	1	-0.2451
P7	1.2	-0.3447
P8	1.4	-0.4599
P9	1.6	-0.5903
P10	1.8	-0.7358
P11	2	-0.896
P12	2.2	-1.0708
P13	2.4	-1.2601
P14	2.6	-1.4635
P15	2.8	-1.681
P16	3	-1.9125
P17	3.1679	-2.1176

Fuente: Elaboración propia.

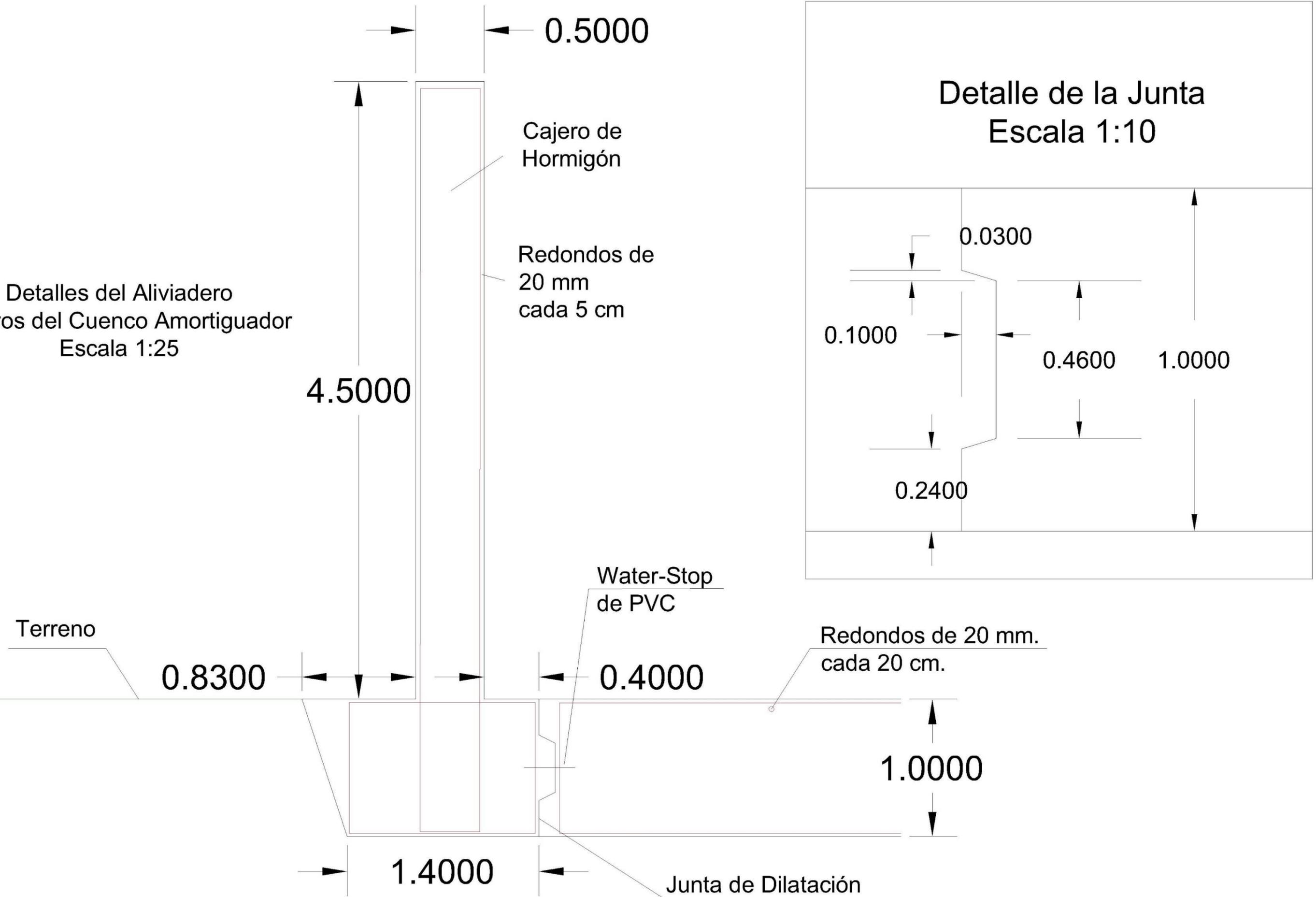


Materiales	Características	Nivel Control	Coeficiente de mayoración		Coeficiente de minoración
			Cargas Permanentes	Resto cargas	
Acero en redondo corrugado	B 500 S	Normal	1,5	1,6	1,15
Acero en perfiles de contacto con el agua y conductos embebidos en el cuerpo de presa	AISI-304	Normal	1,33	1,5	1
Hormigón en cajeros y pilas del aliviadero, voladizos de coronación y cuenco de amortiguación	HM-20/P/20/I Ia	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón en el tablero losa de paso sobre el aliviadero y diferentes elementos armados	HA-25/P/20/I Ia	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón de limpieza	HmM-15/P/20/I Ia				
Hormigón en cuerpo de presa	HM-20 con fck=200kg/cm2 a 90 días				

Fuente: Elaboración propia.

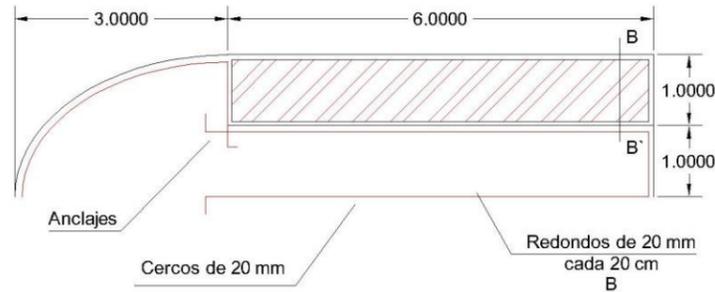


Detalles del Aliviadero  
Cajeros del Cuenco Amortiguador  
Escala 1:25

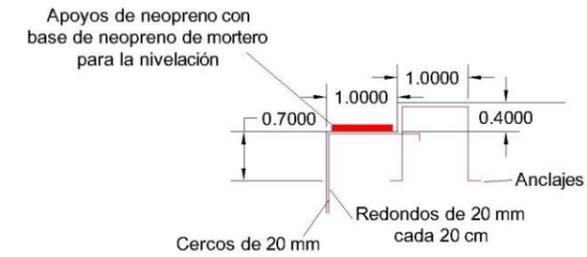


# Detalles del Aliviadero. Pilas extremas. Puente sobre el Aliviadero

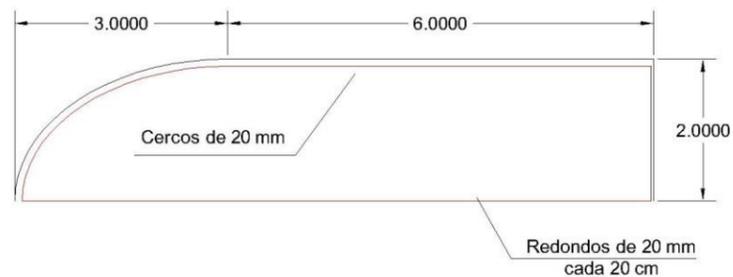
Armaduras en Pilas Extremas  
Contacto Pila-Tablero  
Escala 1:100



Sección B-B'



Armaduras en Pilas Extremas  
Escala 1:100



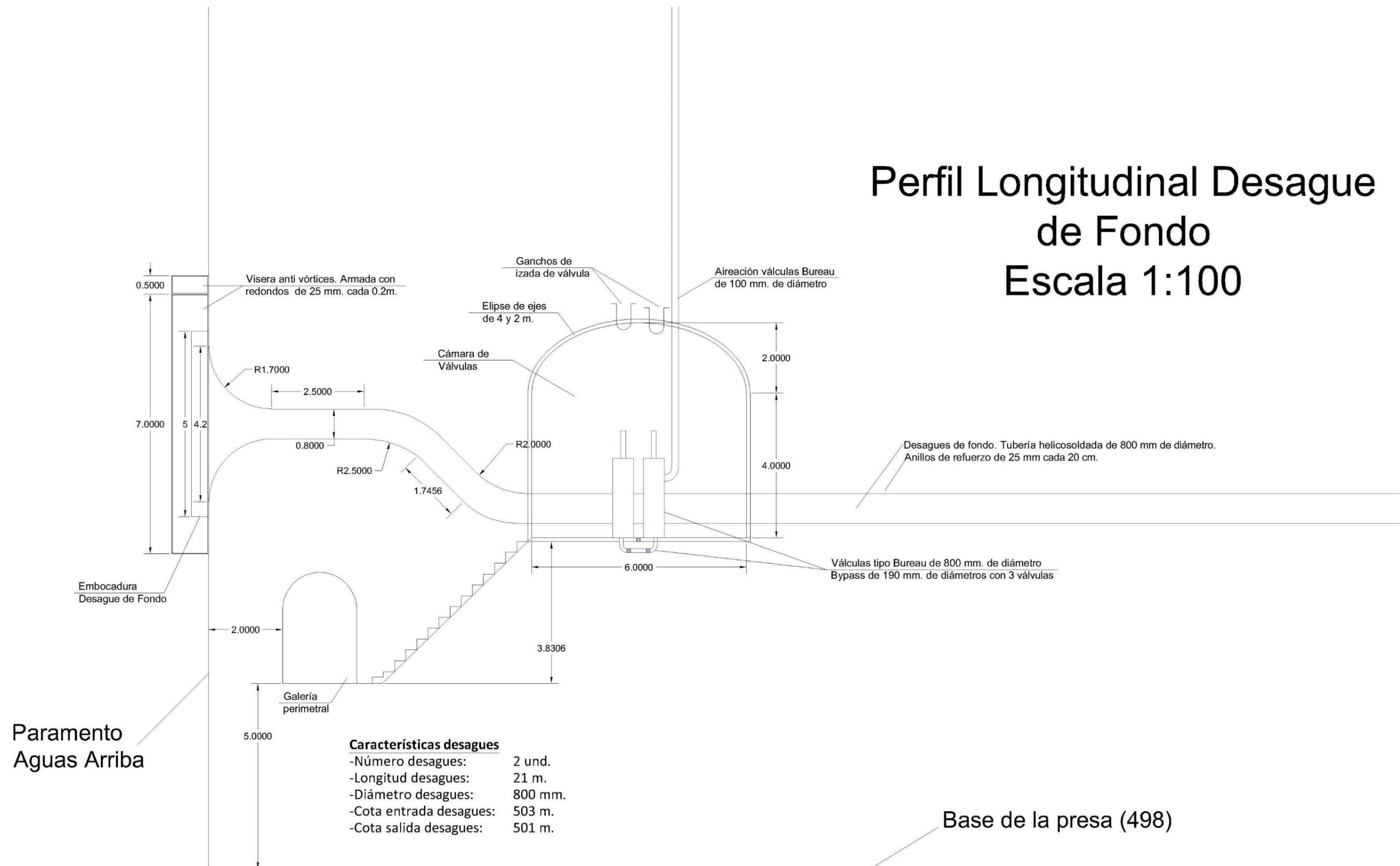
Materiales	Características	Nivel Control	Coeficiente de mayoración		Coeficiente de minoración
			Cargas Permanentes	Resto cargas	
Acero en redondo corrugado	B 500 S	Normal	1,5	1,6	1,15
Acero en perfiles de contacto con el agua y conductos embebidos en el cuerpo de presa	AISI-304	Normal	1,33	1,5	1
Hormigón en cajeros y pilas del aliviadero, voladizos de coronación y cuenco de amortiguación	HM-20/P/20/I la	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón en el tablero losa de paso sobre el aliviadero y diferentes elementos armados	HA-25/P/20/I la	Normal	1,5	1,6	1,5
Hormigón de limpieza	HmM-15/P/20/I la				
Hormigón en cuerpo de presa	HM-20 con fck=200kg/cm <sup>2</sup> a 90 días				

Fuente: Elaboración propia.



# Perfil Longitudinal Desague de Fondo

## Escala 1:100



# Sección C-C'

Visera anti vórtices. Armada con redondos de 25 mm. cada 0.2m.

Pasillo de acceso a Cámara de Válvulas

Cámara de Válvulas

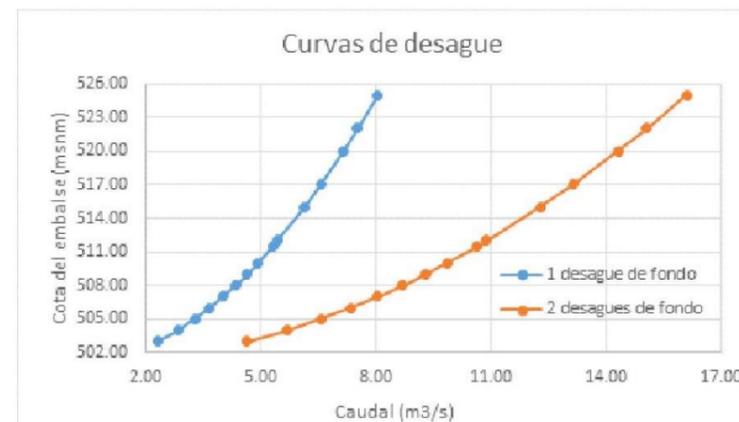
### Características desagües:

- Número de desagües: 2
- Diámetro desagües: 800 mm.
- Longitud desagües: 21.00 m.
- Cota de entrada: 503
- Cota de salida: 501

Armadura Cá. de Válvulas y Galerías 20 mm cada 0.2 m.

Cercos de Armado

Aireación válvulas Bureau de 100 mm. de diámetro

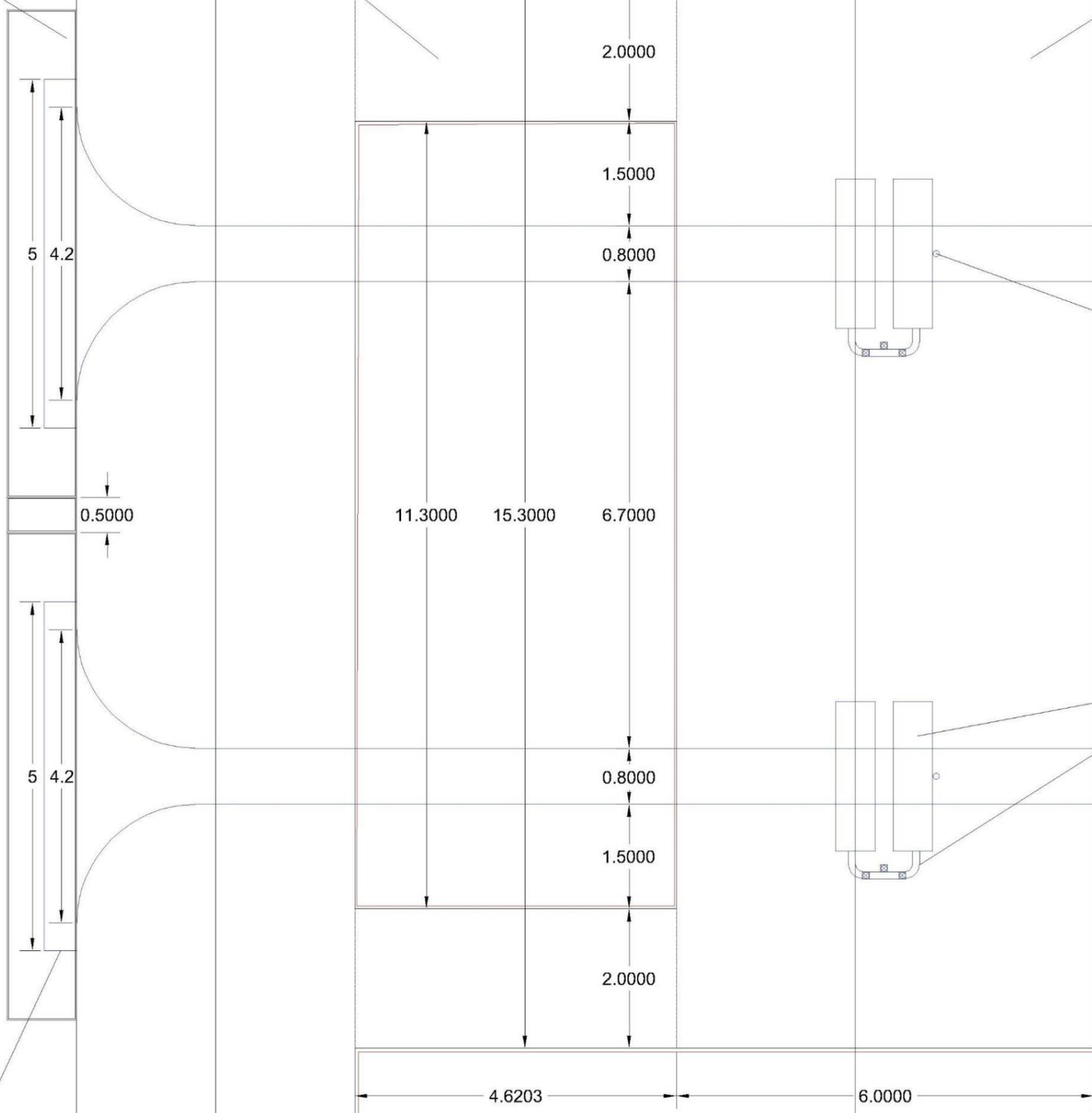


Válvulas tipo Bureau de 800 mm. de diámetro

Bypass de 190 mm. de diámetro con 3 válvulas

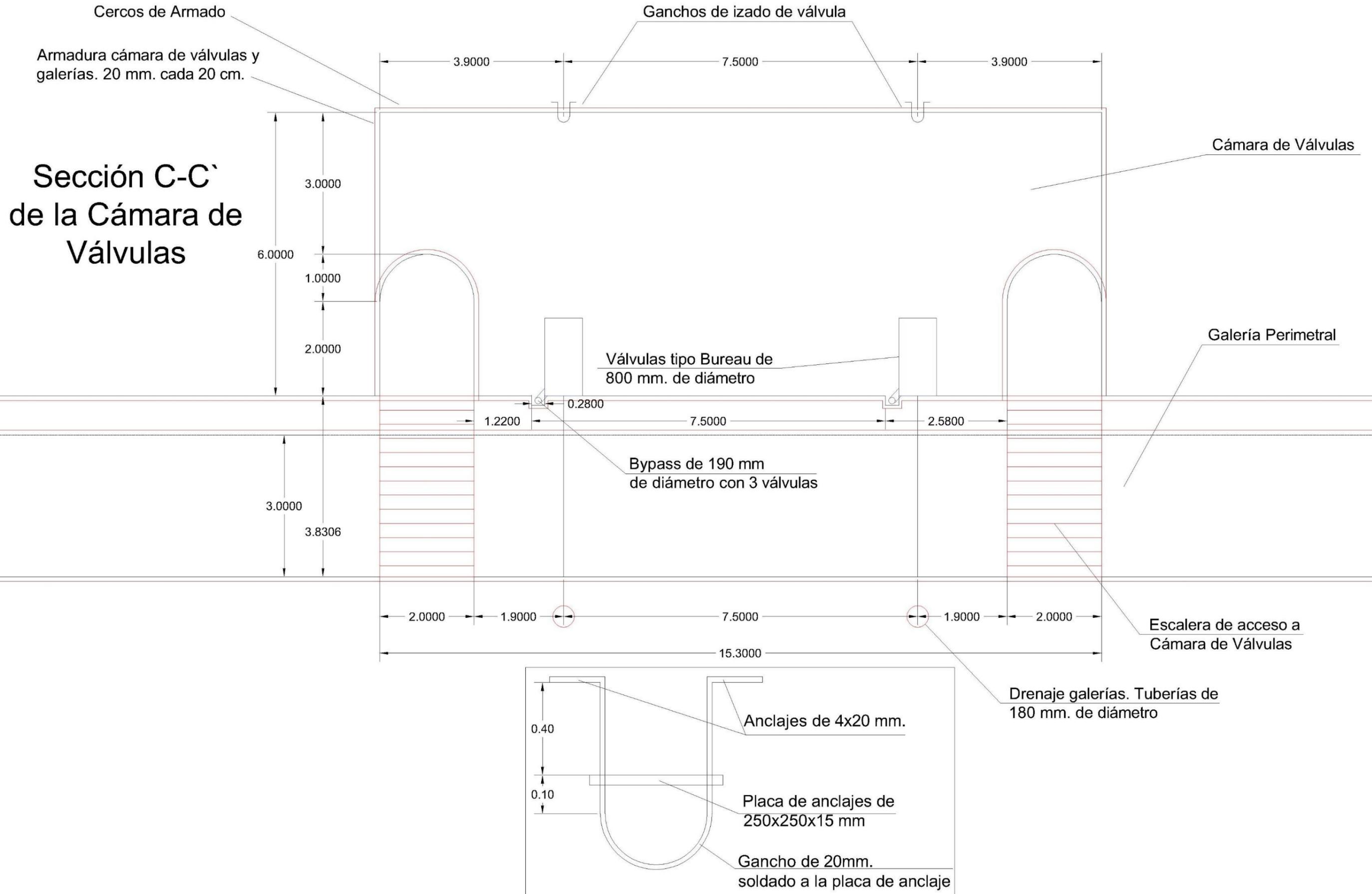
Desague de Fondo  
Tubería helicoidada de 500 mm. de diámetro

Anillos de refuerzo de 25 mm cada 20 cm



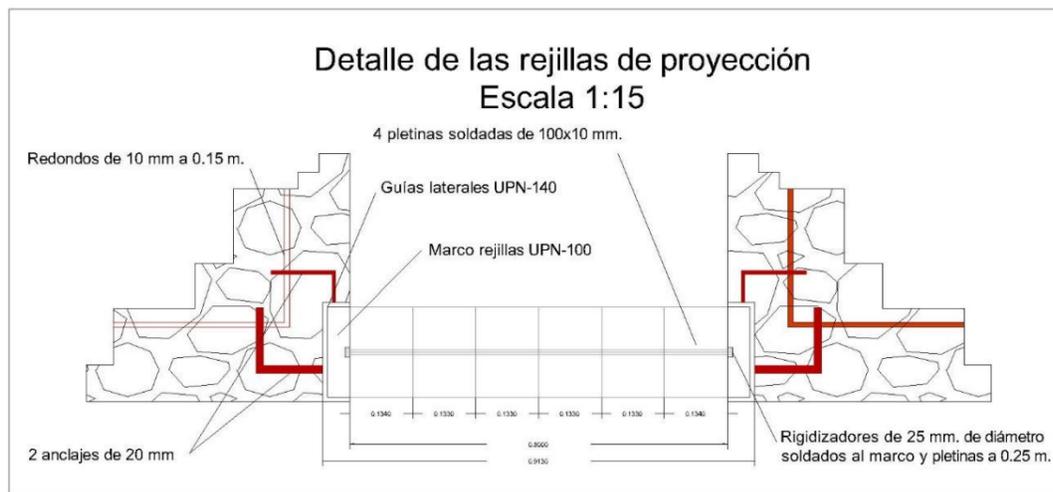
Embocadura Desague de Fondo





# Detalle de la Embocadura

## Escala 1:50

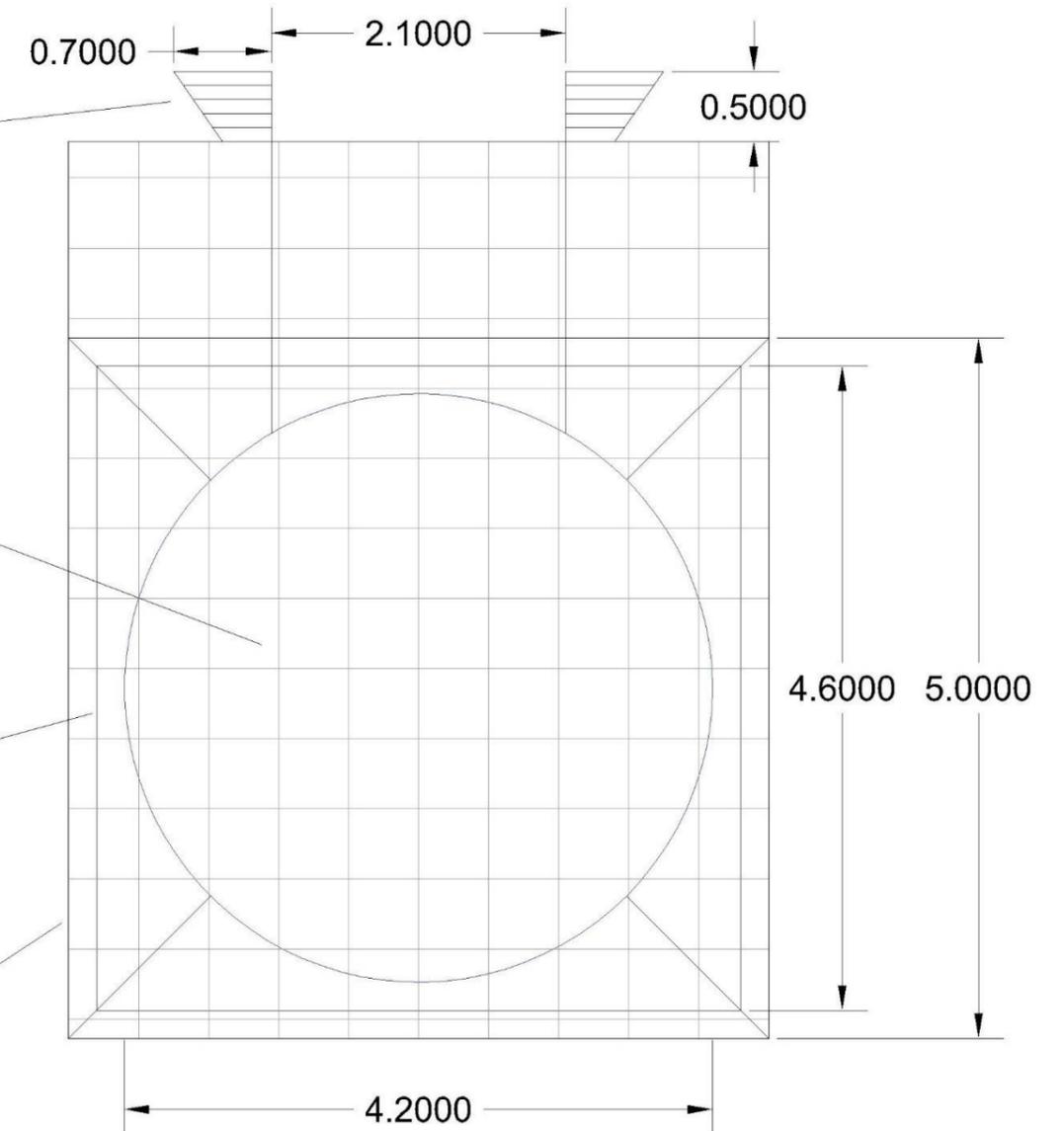


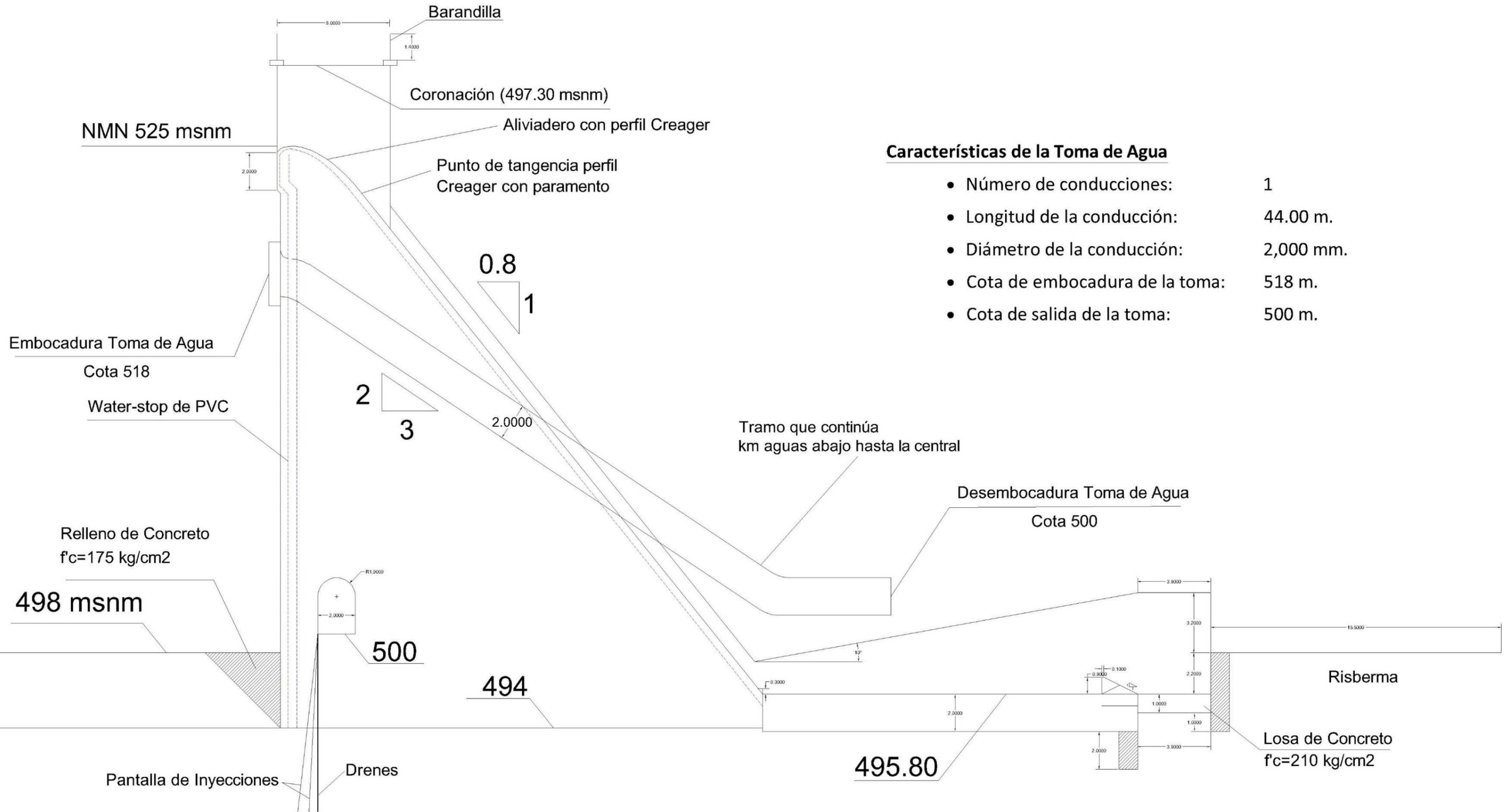
Embocaduras del escudo frontal

Abocinamiento del Desague de Fondo de 800 mm. de diámetro. Chapa de acero AISI-304 (e=10 mm.)

Rejilla para evitar la entrada de cuerpos que puedan atascar los desagües

Entrada al desague de fondo "Embocadura"





**Características de la Toma de Agua**

- Número de conducciones: 1
- Longitud de la conducción: 44.00 m.
- Diámetro de la conducción: 2,000 mm.
- Cota de embocadura de la toma: 518 m.
- Cota de salida de la toma: 500 m.



Pontificia Universidad Católica del Perú  
Facultad de Ciencias e Ingeniería  
Ingeniería Civil

Jorge Luis  
Triveño Taco

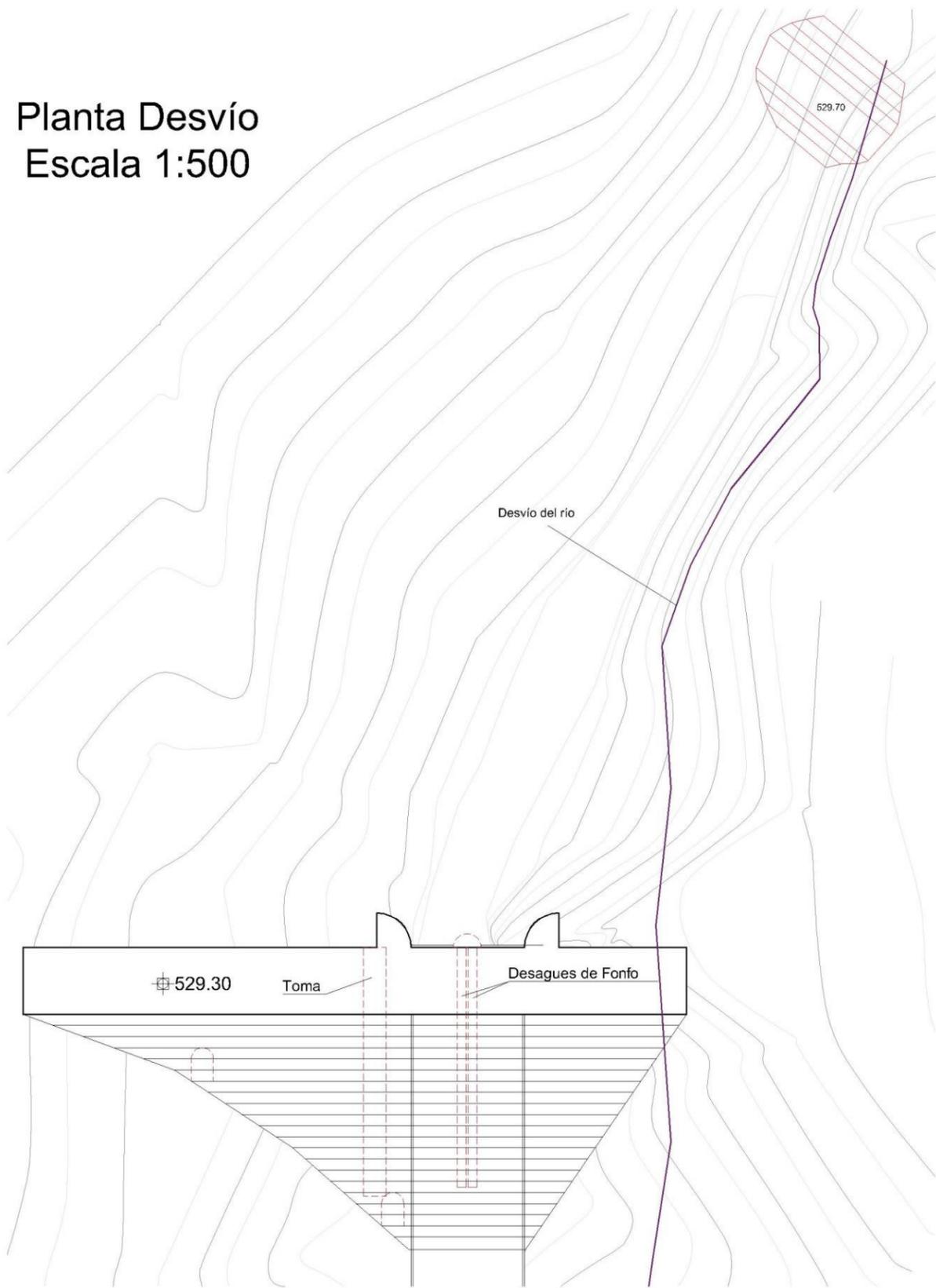
Título:  
Cuerpo de Presa Sión I  
San Martín - Perú

Escala:  
1:200

Título del Plano:  
Plano de Toma de Agua

Código de PLano: 20101633_Plano 25	
N° de plano: 25	Planos totales: 34

## Planta Desvío Escala 1:500



El desvío se realiza mediante una única tubería de sección circular. Su salida es a la cota de 521 y llegada al lecho del río es a la cota de 495, aguas debajo de la presa. La longitud total es la de 200.00 metros.

Se planea que dicha tubería no sea parte de las tomas ni de los desagües de fondo. La tubería de la toma de agua tiene una finalidad que no permite que sea interrumpida; las tuberías del desagüe de fondo son muy pequeñas comparadas con la tubería del desvío del río.

El caudal a desviar es el correspondiente a un caudal punta de periodo de retorno de 10 años, igual a 33.47 m<sup>3</sup>/s.

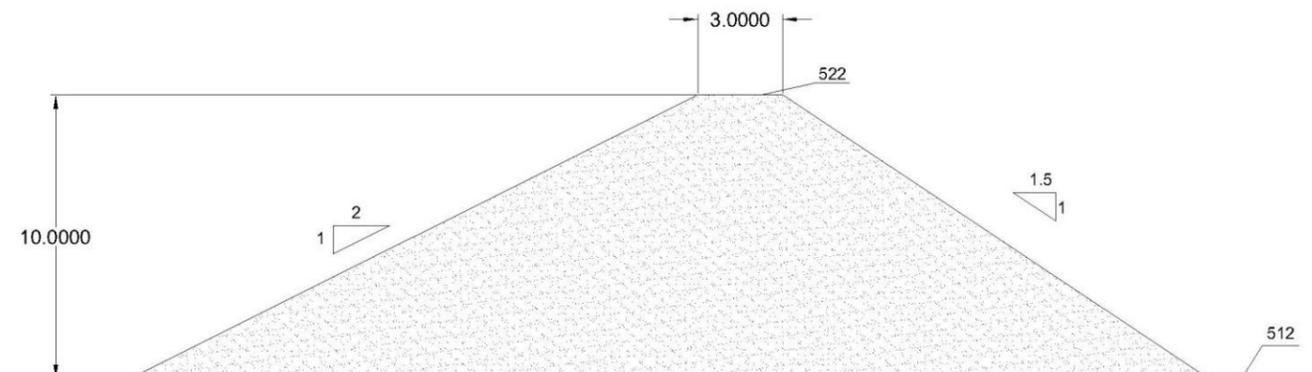
### Dimensiones del desvío de río:

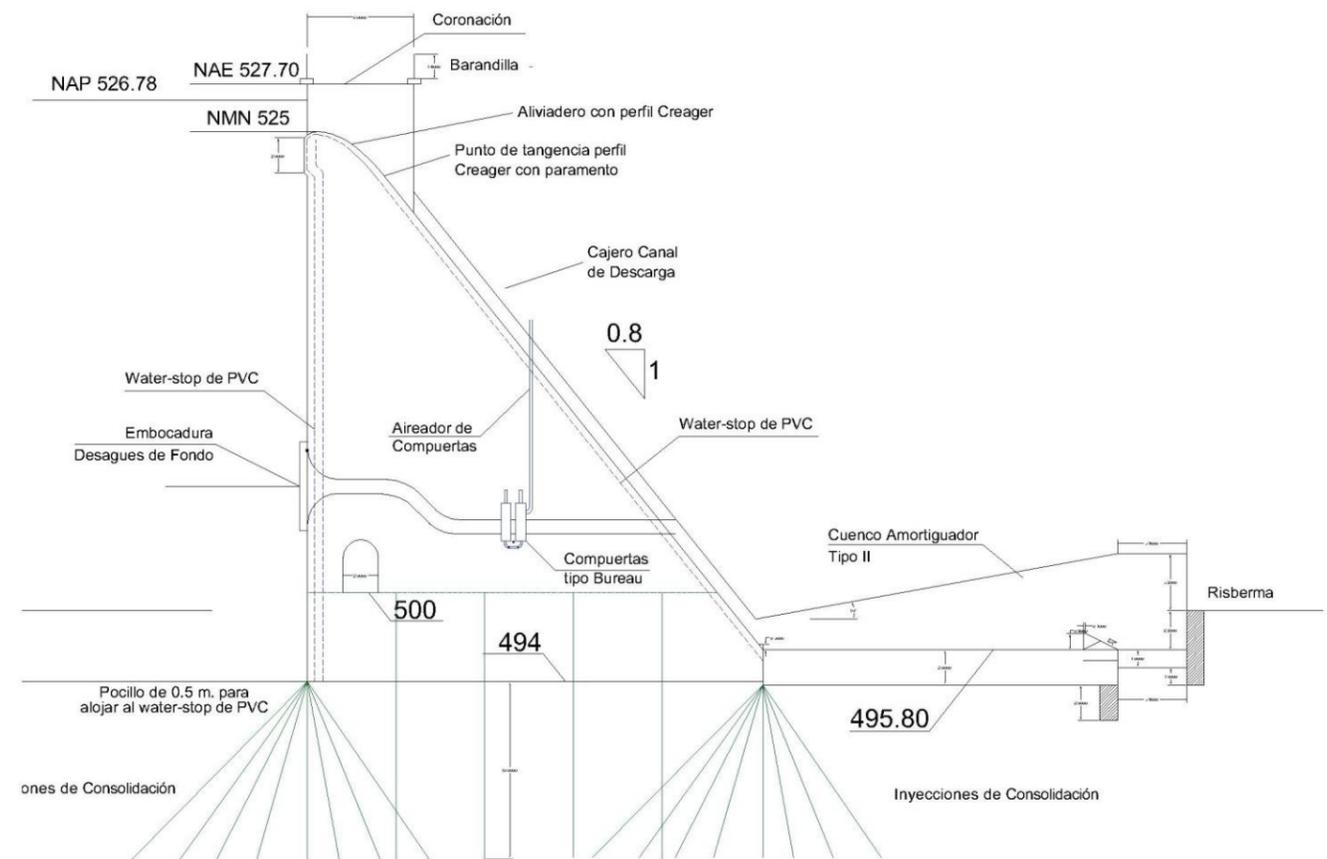
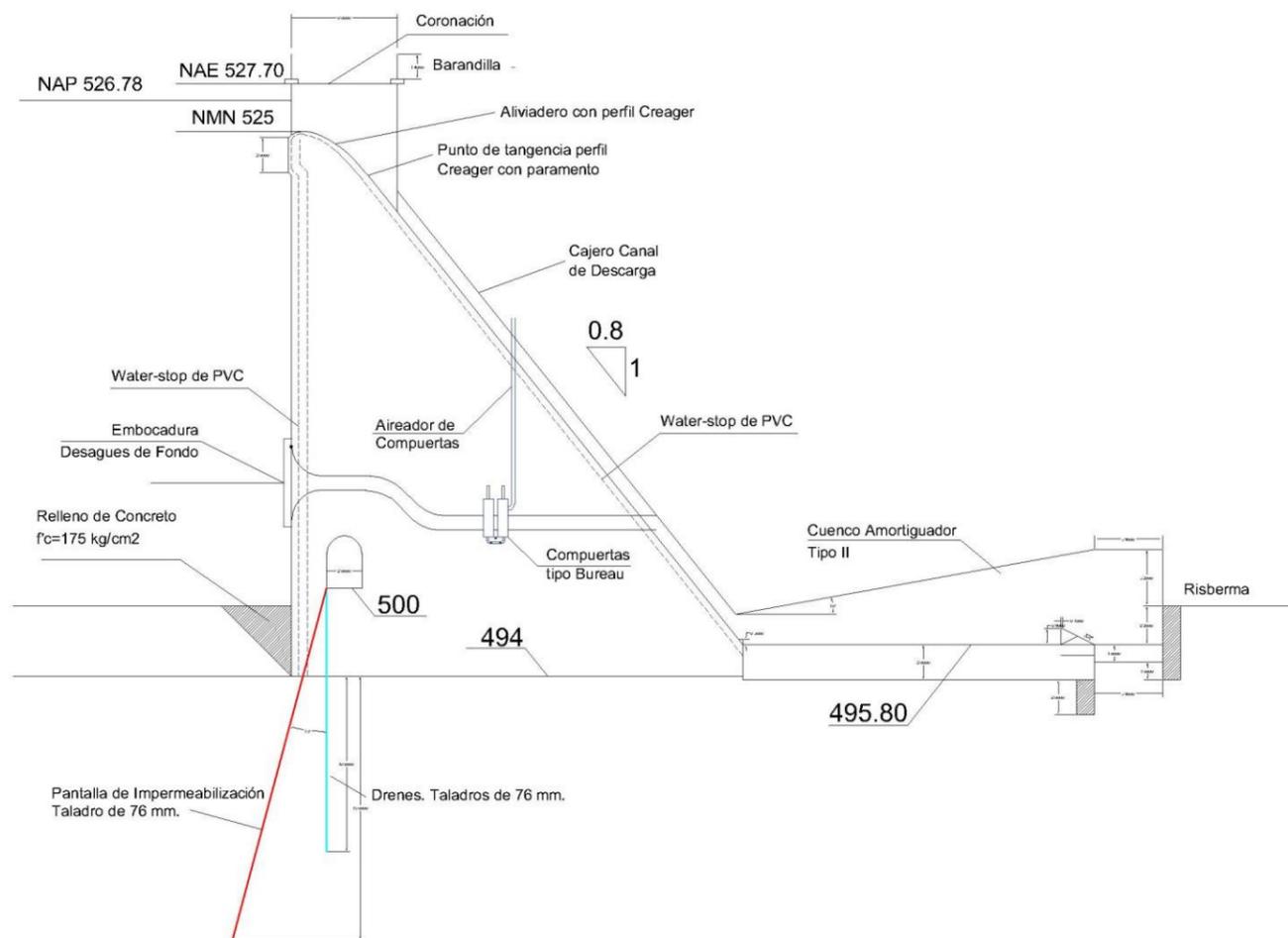
- Longitud tubería: 1x1,800mm.
- Cota embocadura: 521
- Cota desembocadura: 495

### Dimensiones ataguía:

- Cota de coronación: 522
- Cota de cimentación: 512
- Material: arcillas, limos y margas
- Talud aguas arriba: 1V:2H
- Talud aguas abajo: 1V:1.5H

### Sección Tipo Ataguía Escala 1:250





**Características del drenaje:**

Pantalla de drenaje: pantalla a ejecutarse desde la galería perimetral, tras haber sido ejecutadas las pantallas de impermeabilización y consolidación. Esta pantalla es constituida por un red de taladros de 76 mm., que se realizarán en puntos intermedios entre los taladros de la pantalla de impermeabilización. Tendrá esta pantalla una profundidad de 10 metros a partir del cimientto.

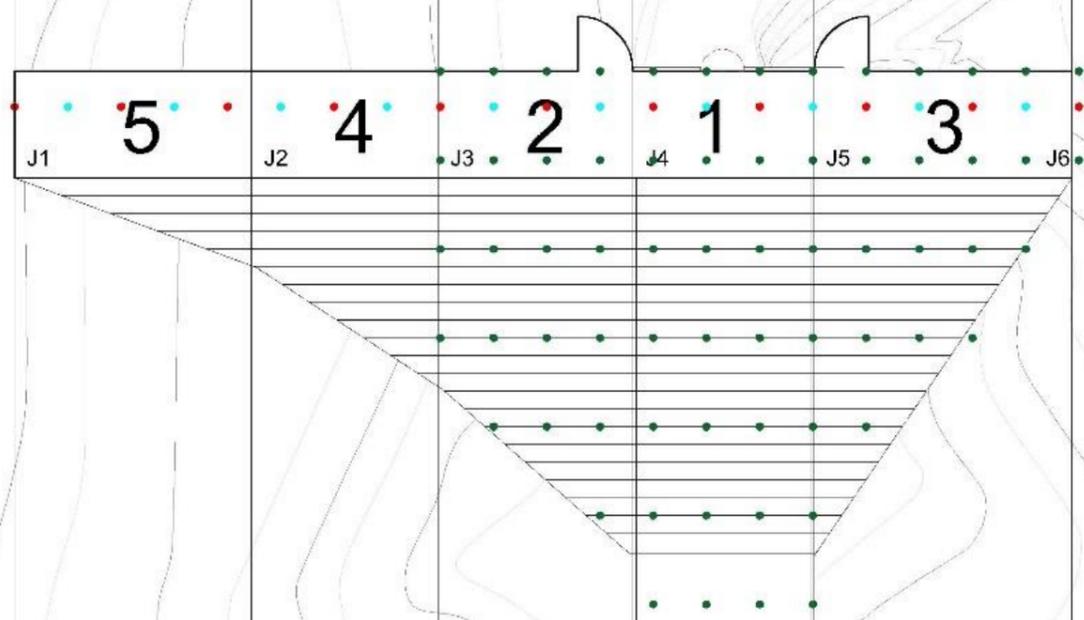
**Características de la impermeabilización:**

Pantalla de impermeabilización: pantalla constituida por taladros separados 6 metros a lo largo de toda la cerrada. Su inicio es a 2 metros del paramento de aguas arriba, en la galería perimetral y con una inclinación de 15º hacia aguas arriba. Los taladros van a ser de 76 mm. y deben alcanzar los 15 metros de profundidad en el sentido vertical. Dichos taladros irán rellenos de taladros de cemento, la cual no será introducida hasta que la presa haya alcanzado la altura suficiente para asegurar su correcto tratamiento de las capas superiores.

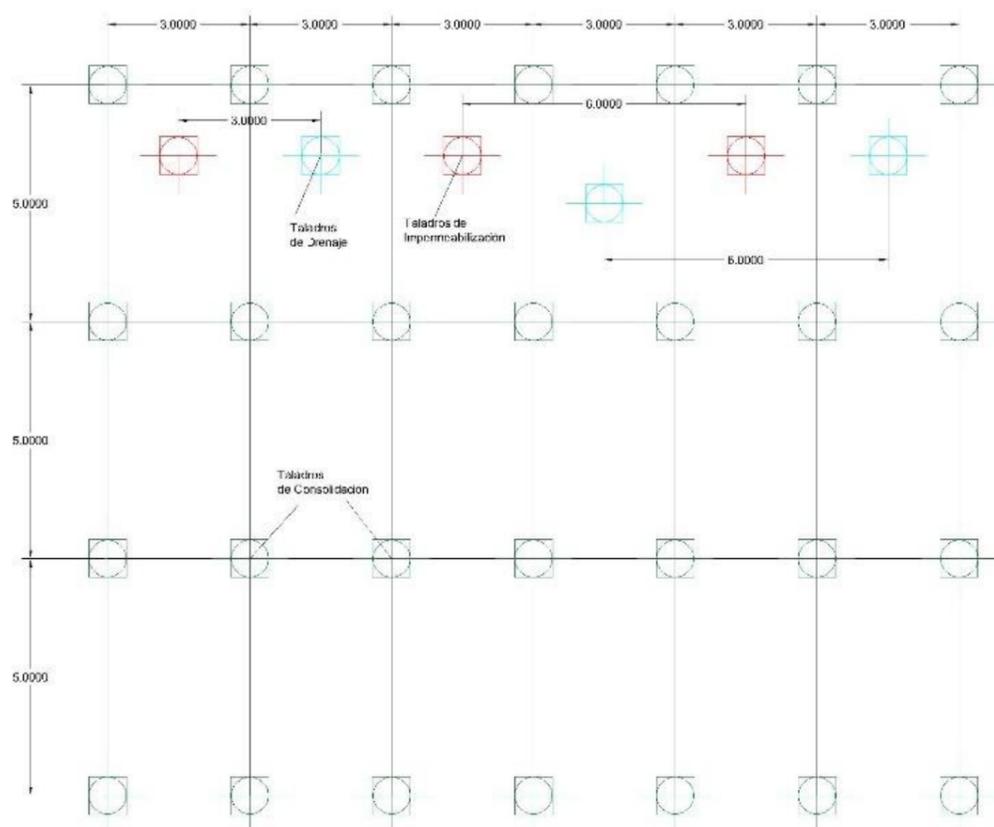
**Características de la consolidación:**

Inyecciones de la consolidación: las inyecciones tienen el objetivo de que los asentos sean mínimos. Se efectúan entonces inyecciones en toda la zona central de la cerrada, que serán básicamente los bloques 1, 2 y 3 inyectando a partir de la cota 484. Las inyecciones se realizan con taladros de 76 mm en planos separados cada 3 metros y con una distancia entre taladros del mismo plano de 5 metros. La profundidad hasta que se inyectará la lechada será de 10 m. desde el contacto del terreno (494).





Planta de los Taladros de Drenaje, Impermeabilización y Consolidación  
Escala 1:400



Detalle Taladros  
Escala 1:150

**Características del drenaje:**

Pantalla de drenaje: pantalla a ejecutarse desde la galería perimetral, tras haber sido ejecutadas las pantallas de impermeabilización y consolidación. Esta pantalla es constituida por un red de taladros de 76 mm., que se realizarán en puntos intermedios entre los taladros de la pantalla de impermeabilización. Tendrá esta pantalla una profundidad de 10 metros a partir del cimiento.

**Características de la impermeabilización:**

Pantalla de impermeabilización: pantalla constituida por taladros separados 6 metros a lo largo de toda la cerrada. Su inicio es a 2 metros del paramento de aguas arriba, en la galería perimetral y con una inclinación de 15° hacia aguas arriba. Los taladros van a ser de 76 mm. y deben alcanzar los 15 metros de profundidad en el sentido vertical. Dichos taladros irán rellenos de taladros de cemento, la cual no será introducida hasta que la presa haya alcanzado la altura suficiente para asegurar su correcto tratamiento de las capas superiores.

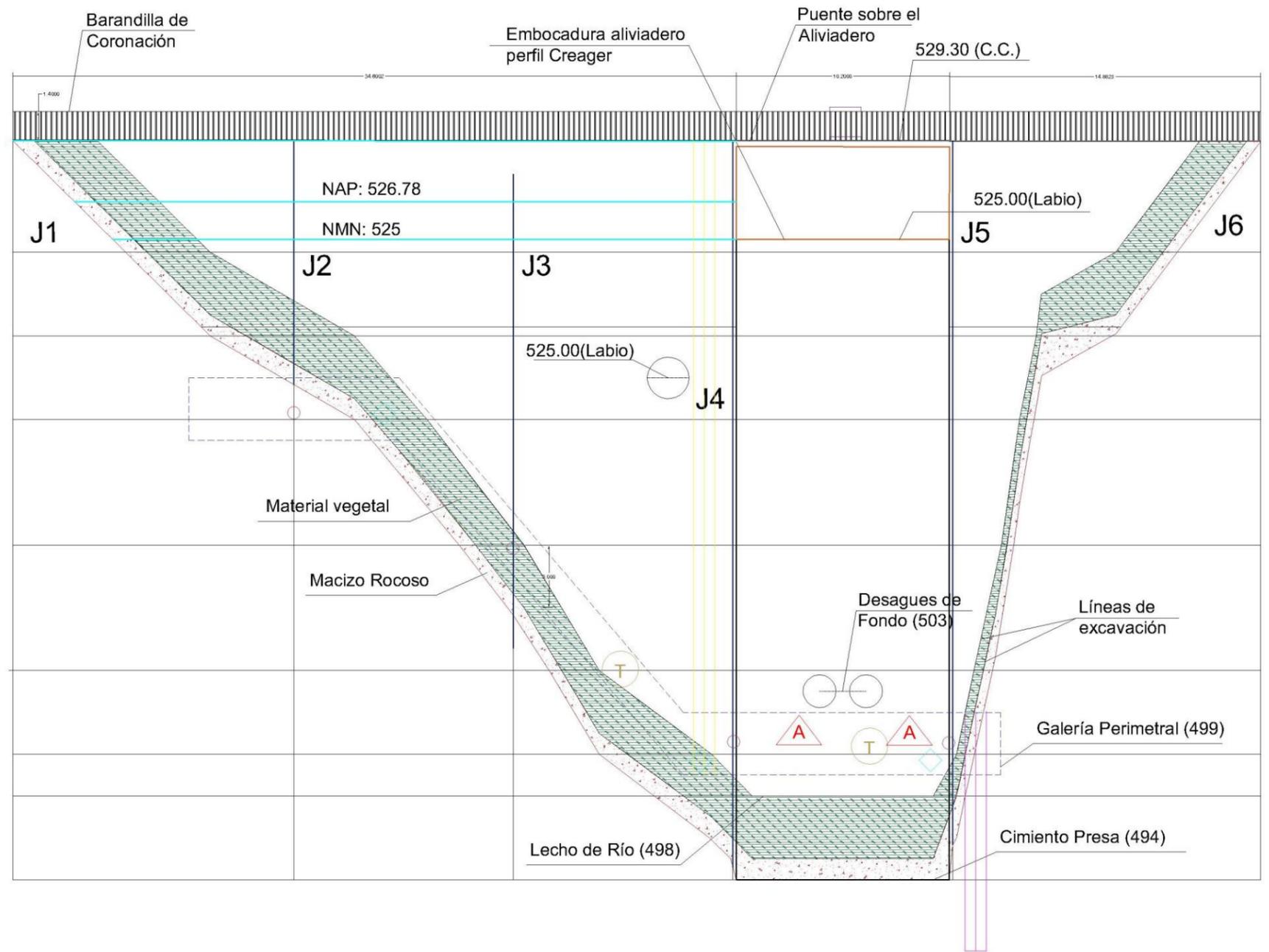
**Características de la consolidación:**

Inyecciones de la consolidación: las inyecciones tienen el objetivo de que los asentos sean mínimos. Se efectúan entonces inyecciones en toda la zona central de la cerrada, que serán básicamente los bloques 1,2 y 3, inyectando a partir de la cota 484. Las inyecciones se realizan con taladros de 76 mm en planos separados cada 3 metros y con una distancia entre taladros del mismo plano de 5 metros. La profundidad hasta que se inyectará la lechada será de 10 m. desde el contacto del terreno (494).



## Ubicación de aparatos de Auscultación en el Perfil Longitudinal

- Pareja de Hierros
- ◇ Extensómetros
- Ⓣ Termómetro
- △ Aforador
- Extensómetros
- ||| Péndulo Directo
- ||| Péndulo Inverso



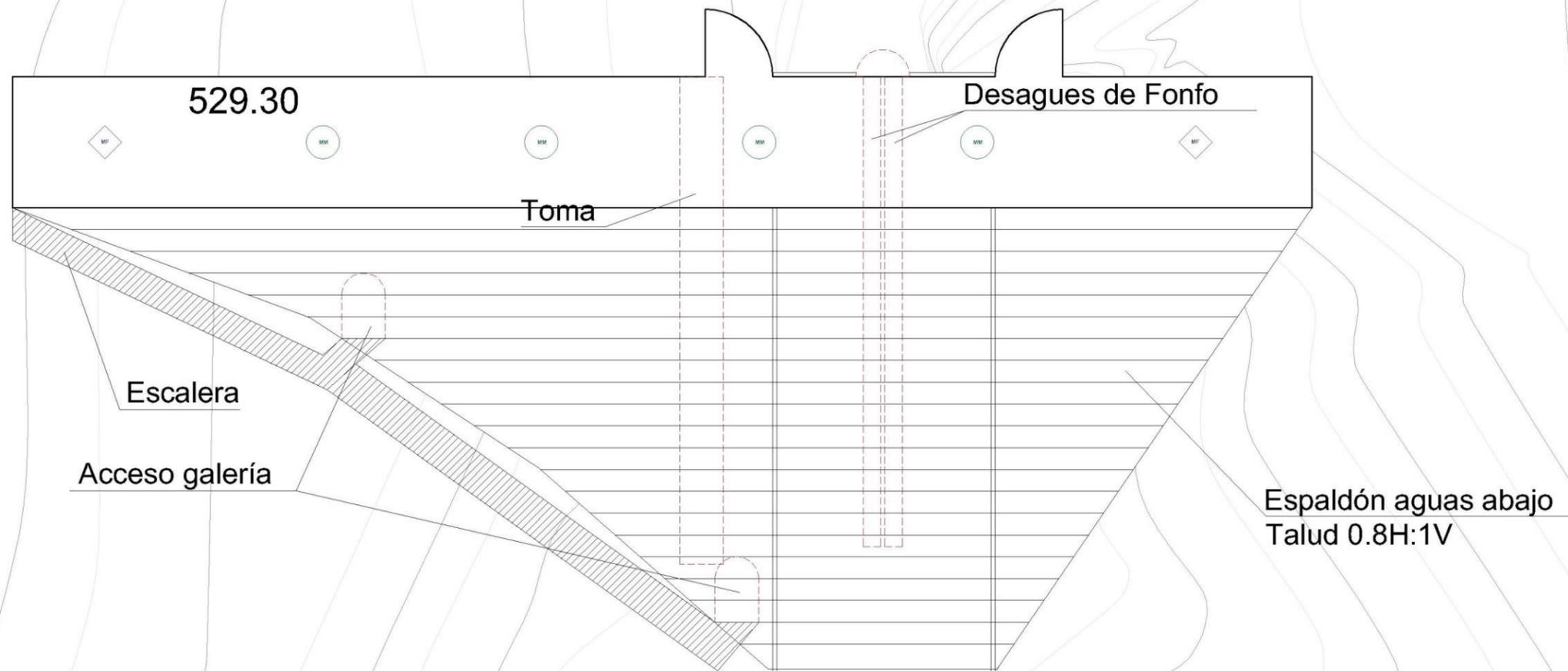
### Auscultación

La auscultación de una presa consiste en revisar la situación en la que se encuentra la misma. Es decir comprobar que la estructura se está comportando adecuadamente, cumpliendo correctamente las funciones para las que se proyectó. La primera auscultación, y la más importante, es ir periódicamente a la presa y recorrer la cerrada y vaso para localizar posibles disfunciones.

Los aparatos de auscultación que se han considerado se pueden dividir en 5 grandes grupos:

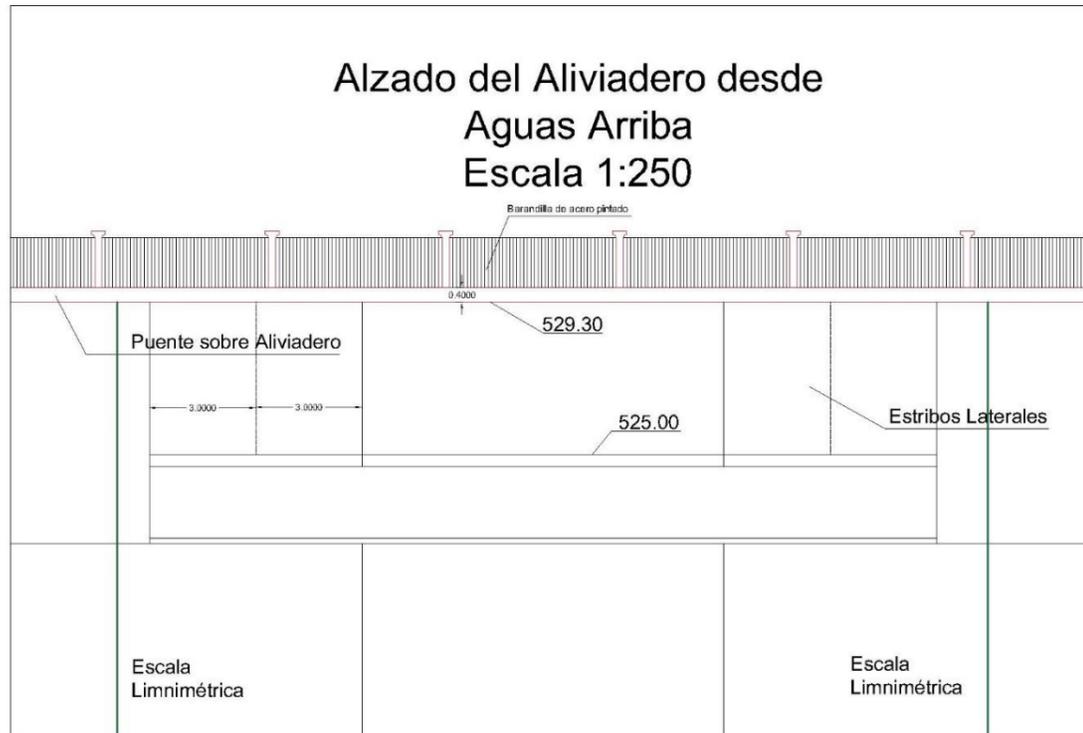
1. Auscultación Hidráulica: Consiste en revisar los niveles de llenado del embalse, así como las pérdidas de agua por filtración. Para lo primero se dispondrá de una escala limnimétrica, colocada en el paramento de aguas abajo a ambos lados de la pilas exteriores de aliviadero. No será necesario un limnígrafo, ya que la presa no será suficientemente importante para ello. Para lo segundo (medir filtraciones) se usarán aforadores colocados en el punto de concentración de las aguas procedentes de los canalillos de las galerías de la presa. Desde este las aguas saldrán al exterior.
2. Auscultación de los movimientos de la presa: Consiste en controlar los movimientos que sufre la presa. Dichos movimientos son cabeceos, movimientos relativos presa-cimiento y apertura o cierre de juntas. Para el control de los primeros, se usará un péndulo directo, para el control de los movimientos presa-cimiento, se usará un péndulo inverso y finalmente se emplearán parejas de hierros para el resto.
3. Auscultación de deformaciones de la presa: Consiste en regular las deformaciones de la presa. También se denomina auscultación topográfica, ya que se usan los mismos aparatos que en los levantamientos topográficos. Para esta situación se dispondrá de hitos fijos en las laderas de aguas debajo de la cerrada y en los extremos de la cerrada y en los extremos de la cerrada. Además se dispondrán miras móviles a lo largo del eje de la cerrada.
4. Auscultación de las tensiones: Para la comprobación de las tensiones se usarán extensómetros, los cuales medirán el estado tensional en el punto en el que estén colocados.
5. Auscultación meteorológica: En este tipo de auscultación se emplearán una serie de termómetros y un pluviómetro.



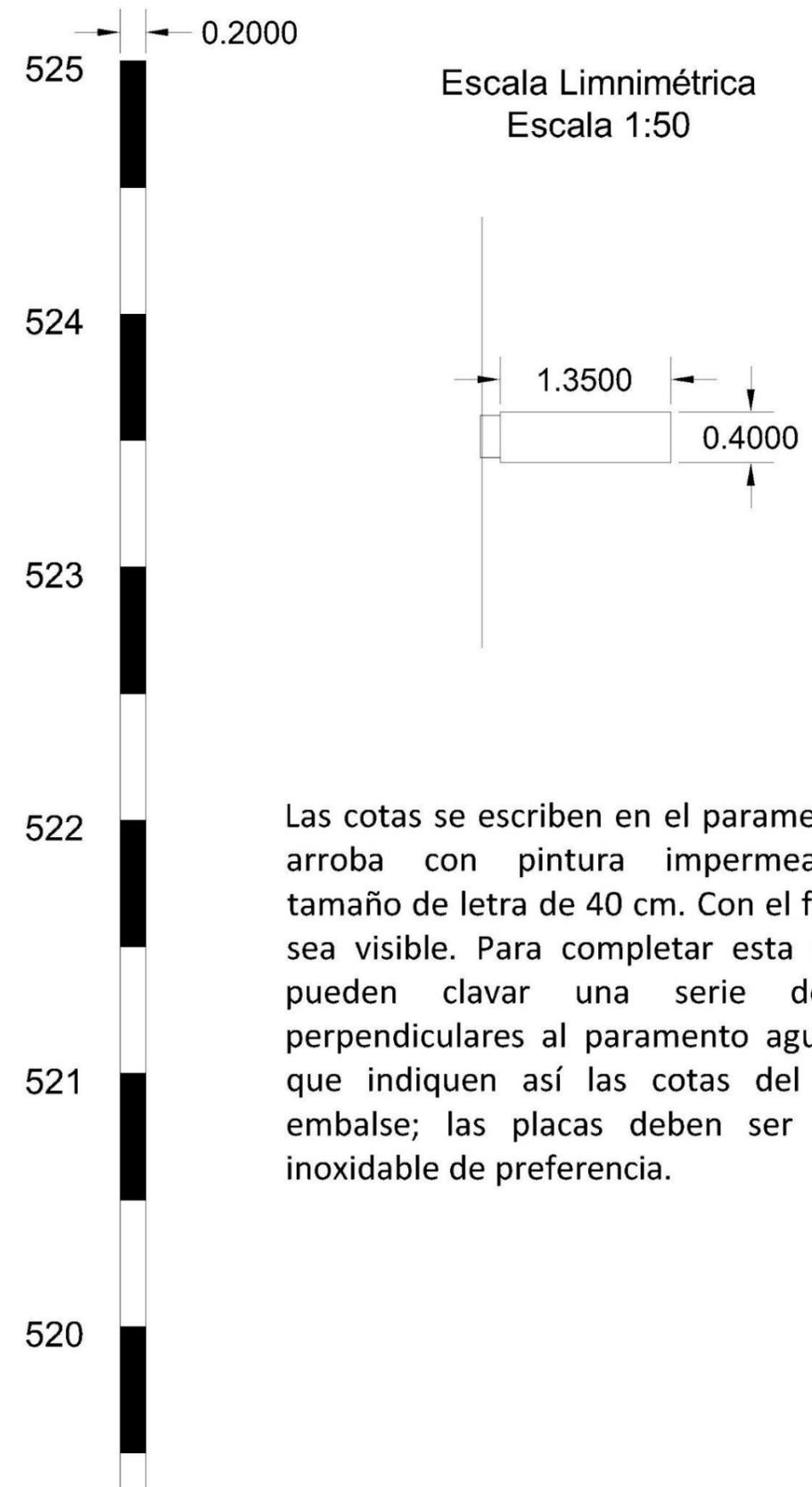


 **Mira Móvil**  
 **Mira Fija**





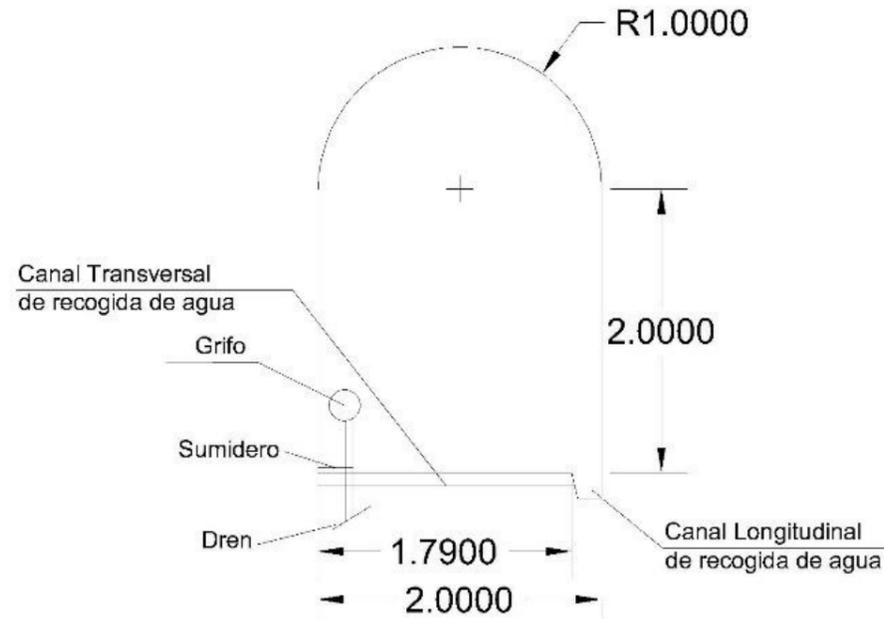
**Escala limnimétrica:** la escala limnimétrica sirve para controlar el nivel del embalse, el de llenado. Está incluida esta auscultación en la hidráulica. Dadas las dimensiones pequeñas de la actual presa, se hubiera dispuesto de un limnígrafo para completar su información



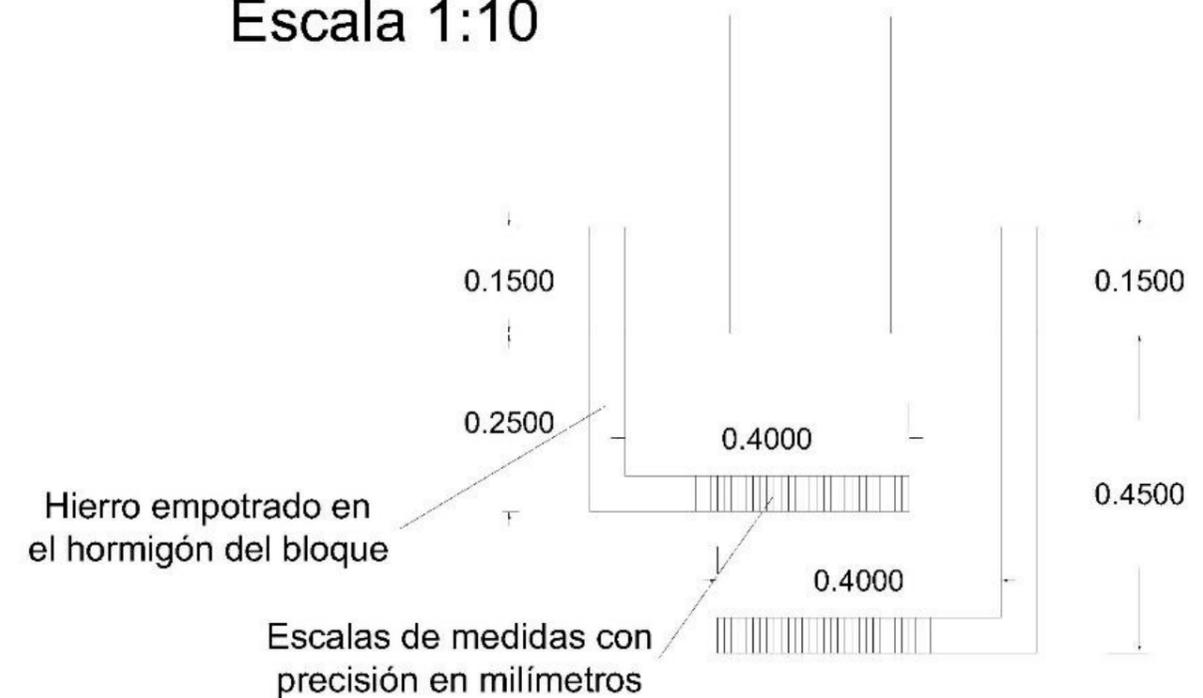
Las cotas se escriben en el paramento aguas arriba con pintura impermeable, con tamaño de letra de 40 cm. Con el fin de que sea visible. Para completar esta escala, se pueden clavar una serie de placas perpendiculares al paramento aguas arriba, que indiquen así las cotas del nivel del embalse; las placas deben ser de acero inoxidable de preferencia.



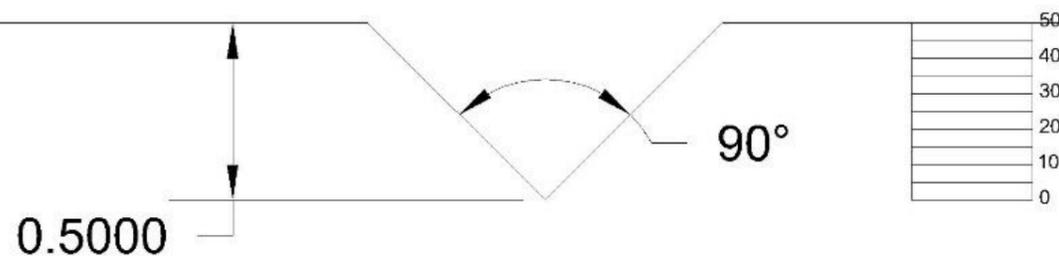
## Detalles Galería Escala 1:50



## Parejas de Hierros Escala 1:10



## Aforador Escala 1:20



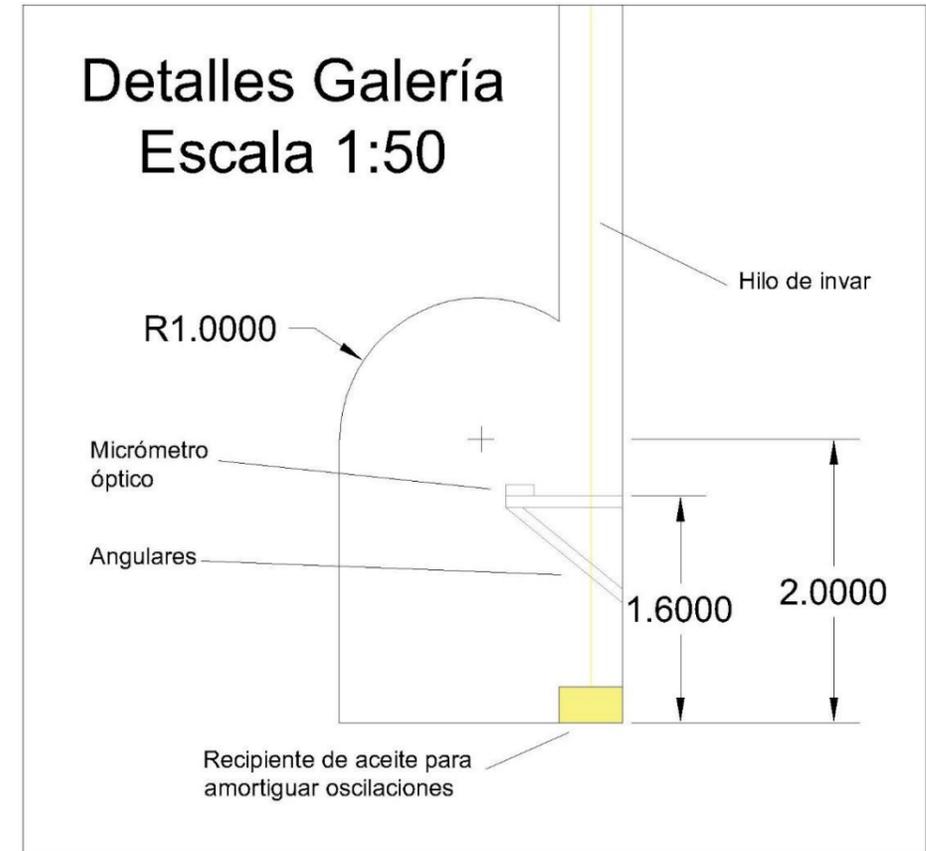
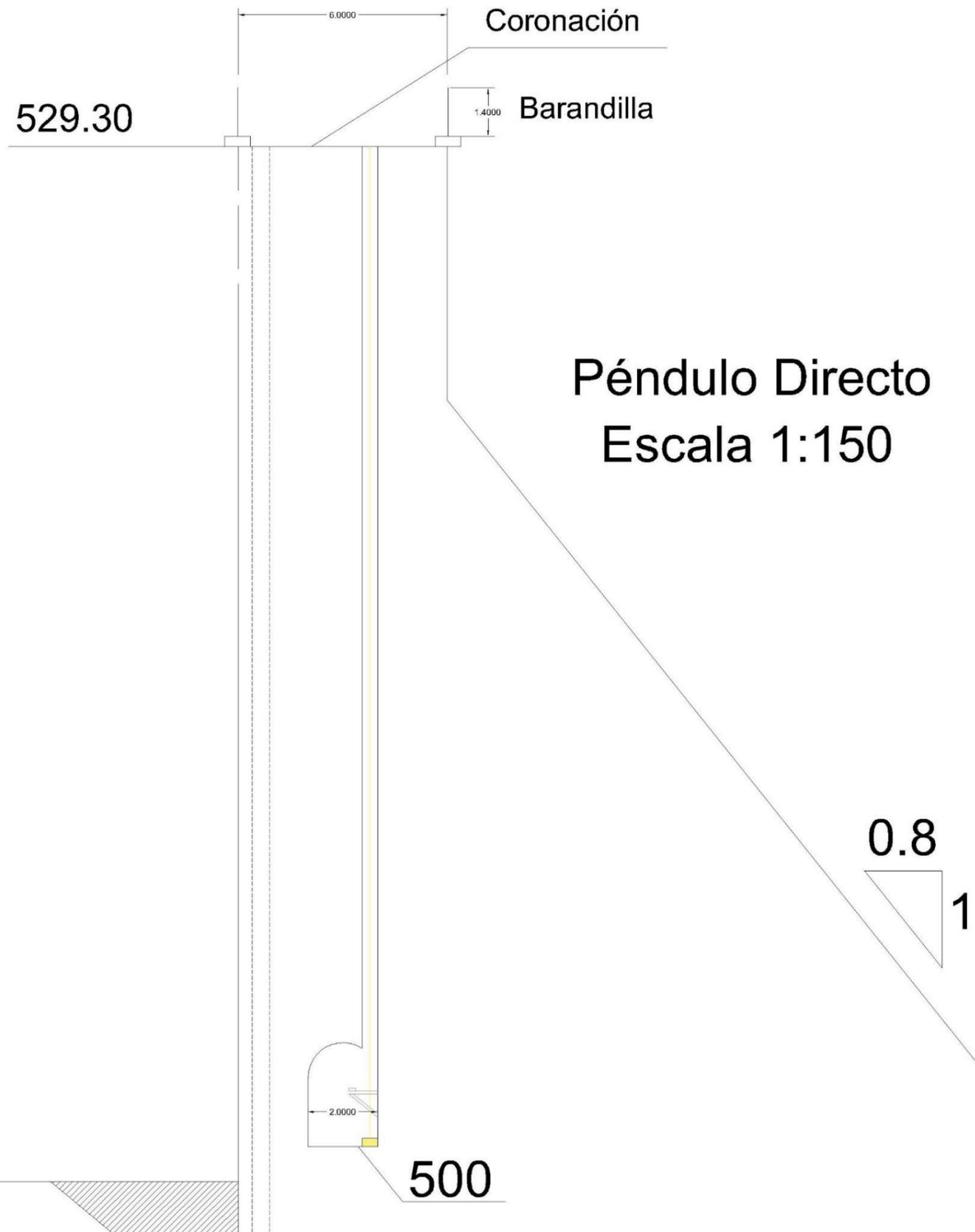
El aforador mide la cantidad de agua que es filtrada. Estas aguas son vertidas por el grifo de purga a unos canalillos situados en las galerías. Estos canalillos confluyen en un punto, del cual se les dará salida al exterior mediante una pequeña conducción, donde se coloca el aforador.

Este tipo de auscultación es del tipo hidráulica. Será alarmante valores superiores al litro por minuto. Dicho aforador debe ser vigilado por un operario, el cual deberá tomar los valores o se le hará un control por láser en caso que sea preferente el uso de dicho dispositivo. En caso se detecte un fallo, deberá recorrerse la presa hasta dar con él, tras lo cual se procede a su reparación.

Se usan para medir y controlar los posibles movimientos relativos de los bloques de la presa unos sobre otros. Dichos movimientos se traducen en movimientos entre las juntas transversales o de dilatación existentes y es por ello que las parejas de hierros han de colocarse entre estas juntas del cuerpo de presa.

Este sistema es simple y se puede emplear dadas las dimensiones de la presa. Este tipo de auscultación pertenece a la de movimientos de presa, junto con el control de cabeceos de los péndulos.





Tanto el péndulo directo como el inverso miden los movimientos sufridos por presa de gravedad. Ambas son auscultaciones del tipo movimientos de presa.

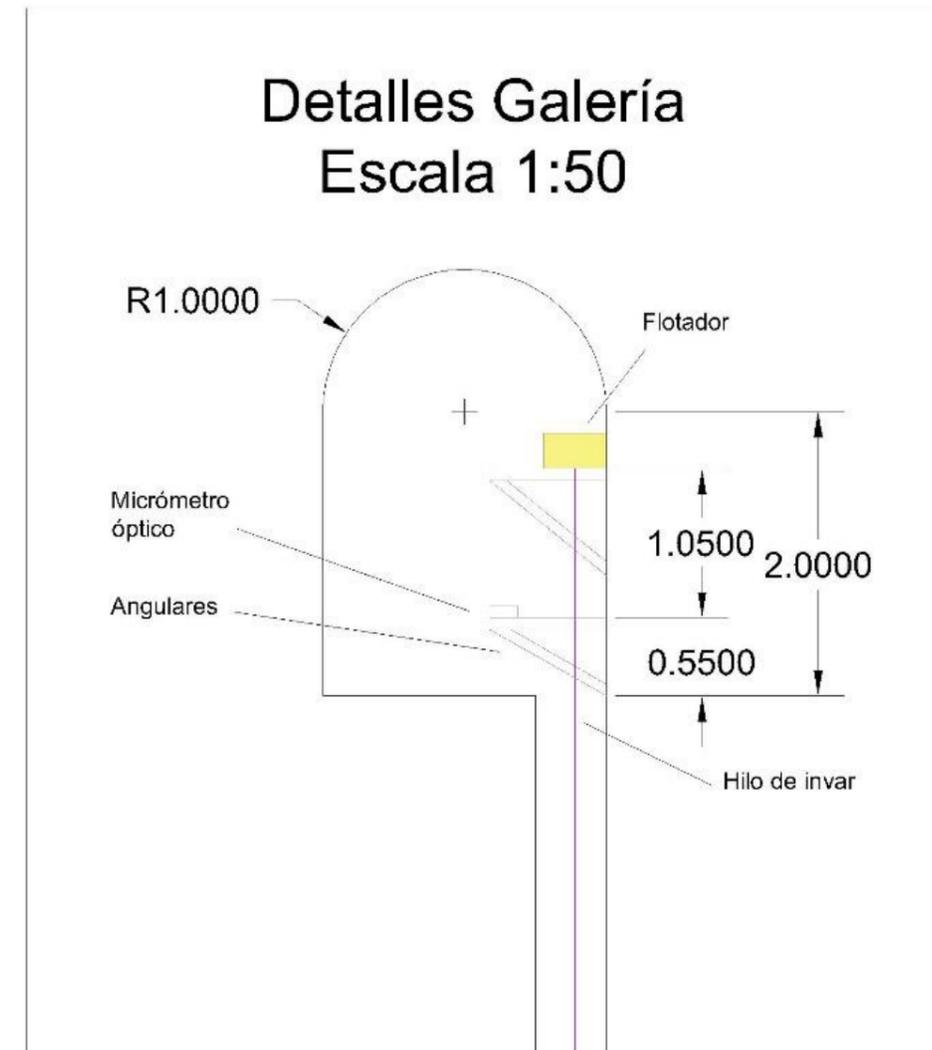
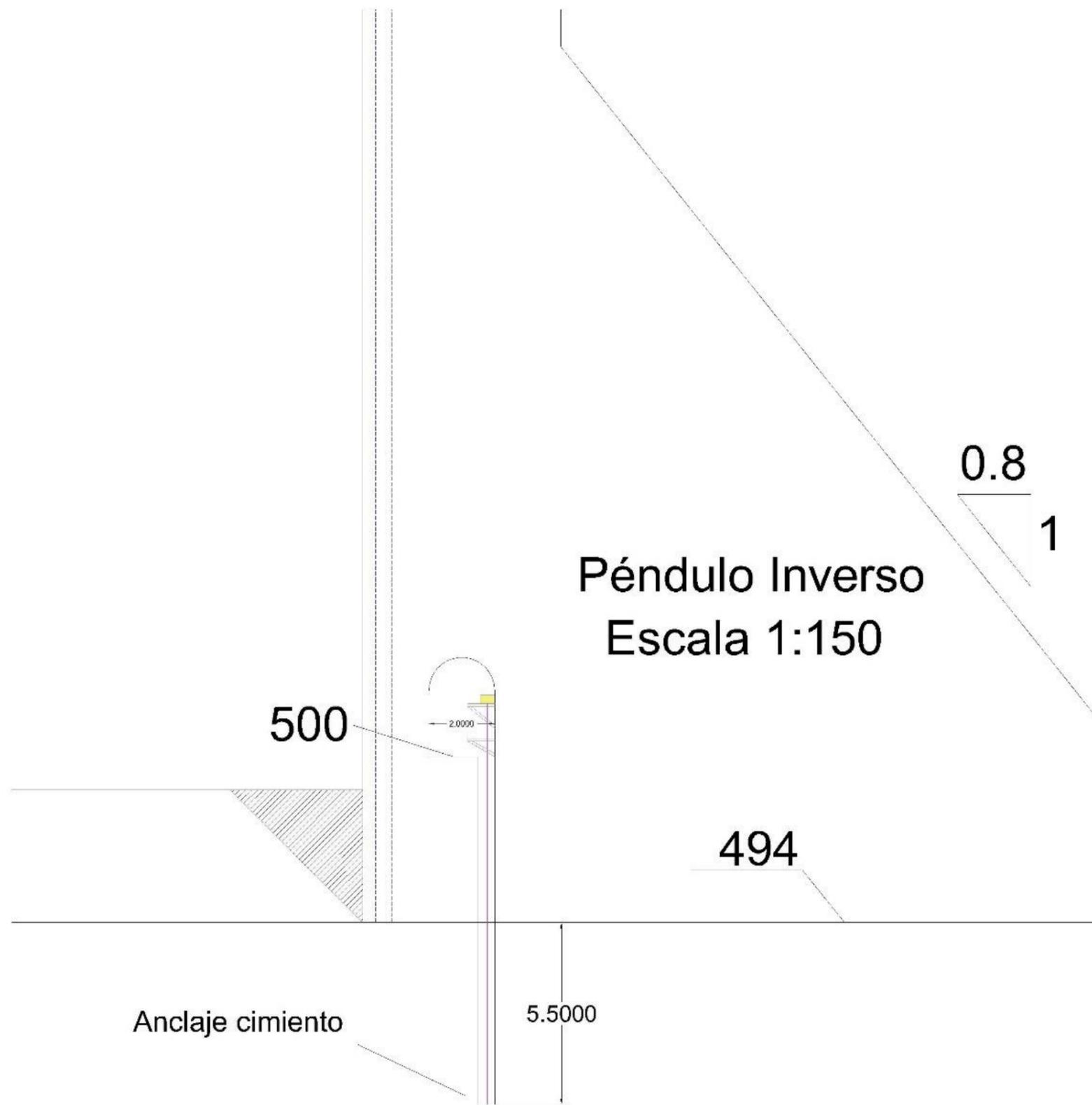
En el caso del péndulo directo, este está constituido por un hilo de invar con una plomada en su parte final. El péndulo irá anclado a la coronación de la presa, por lo tanto medirá los cabeceos de esta. Para evitar errores en la medida se coloca una cámara de metacrilato llena de aceite, de tal forma que se evita el péndulo se mueve por acción de fuerzas de corrientes de aire.

En el caso del péndulo inverso, el péndulo está constituido por un hilo de invar que termina en unos flotadores que flotan en una balsa de aceite. Estos péndulos van anclados en el cimiento y por lo tanto miden los movimientos del cimiento en relación con la presa.

En ambos casos, el hilo de invar va rodeado por un tubo de PVC. En el hueco dejado por este tubo se colocará una placa de acero de unos 4 mm de espesor, dejando suficiente agujero para el paso del hilo de invar. El hueco será de unos 50-60 mm.

498





## Referencia Bibliográfica de Anexos

- Alcaraz, F. (2013). Bioclimatología. En *Geobotánica*. Murcia.
- Alva, J., & Castillo, J. (1993). Peligro Sísmico en el Perú. En *VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Recuperado de [http://www.jorgealvahurtado.com/files/redacis15\\_a.pdf](http://www.jorgealvahurtado.com/files/redacis15_a.pdf)
- Alva, J., Guzmán, V., & Meneses, J. (1984). Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú. *V Congreso Nacional de Ingeniería Civil*. Recuperado de [http://www.jorgealvahurtado.com/files/redacis17\\_a.pdf](http://www.jorgealvahurtado.com/files/redacis17_a.pdf)
- Alvarez, D., Lagos, A., & Sánchez, J. (1998). Geología de los Cuadrángulos de Juscusbamba y Pólvora. *Carta Geológica Nacional, 119*. Recuperado de <https://hdl.handle.net/20.500.12544/79>
- Autoridad Nacional del Agua. *Resolución Directoral N° 025-2013-ANA-DARH.* , (2013).
- Autoridad Nacional del Agua. *R.J. N° 154-2016-ANA Lineamientos para la Elaboración de Estudios sobre Caudales Ecológicos.* , (2016).
- Autoridad Nacional del Agua. *R.J. N°118-2019-ANA LINEAMIENTOS GENERALES PARA DETERMINAR CAUDALES ECOLÓGICOS.* , (2019).
- Balbás, A. (2005). *Diseño de Balsas de Evaporación para Vertido de Aguas Industriales Procedentes de una Azucarera*. Universidad de Cádiz.
- Chereque, W. (1989). *Hidrología: Para Estudiantes de Ingeniería Civil* (Fondo Editorial PUCP, Ed.). Recuperado de <http://repositorio.pucp.edu.pe/index/bitstream/handle/123456789/28689/hidrologia.pdf>
- Chow, V. Te. (1993). *Hidrología Aplicada*. McGraw Hill.
- Comité Nacional Español de Grandes Presas. (1999). Guía N° 3 Estudios Geológico-Geotécnicos y de Prospección de Materiales. *Guías técnicas de seguridad de presas*.
- Congreso de la República del Perú. *Ley N° 29338, Ley de Recursos Hídricos.* , (2009).
- Congreso de la República del Perú. *Ley N° 30215, Ley de Mecanismos de Retribución por Servicios Ecosistémicos.* , (2014).
- Departamento de la Ciencia de la Atmósfera. (2012). *Clasificación Climática de Koppen*. Montevideo: Facultad de Ciencias -UdelaR.

- Díaz, A. (2011). Índices Climáticos y Bioclimáticos. Recuperado 1 de junio de 2018, de Biogeografía website: <https://biogeografia.net/bioclima03.html>
- Fitzgerald, D. (1886). *Evaporation*. New York: Transactions of the American Society of Mechanical Engineers.
- Garrote, L., & Martín, F. J. (2013). *Dimensionamiento y Optimización de Obras Hidráulicas* (Cuarta ed; Ibergarceta Publicaciones, Ed.). Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Gobierno de Navarra. (s. f.). Clasificación Climática de Papadakis. Recuperado 12 de abril de 2018, de Meteorología y Climatología de Navarra website: <http://meteo.navarra.es/definiciones/papadakis.cfm>
- Gribbin, J. (2017). *Introducción a la Hidráulica e Hidrología con Aplicaciones para la Administración del Agua Pluvial* (Cuarta ed; Cengage Learning Editores, Ed.). Ciudad de México: McGraw-Hill.
- Instituto de Estudios Internacionales. (2015). Informe Sión y Santa Rosa de Mishoyo: los nuevos cambios en San Martín. Recuperado 4 de mayo de 2018, de <http://idei.pucp.edu.pe/informe-sion-y-santa-rosa-de-mishoyo-los-nuevos-cambios-en-san-martin/>
- Instituto Geográfico Nacional de España. (s. f.). *Evapotranspiración Potencial (ETP) Media Anual*. Madrid: Instituto Geográfico Nacional de España.
- Instituto Geográfico Nacional del Perú. (2018). Estaciones de rastreo permanente. Recuperado 3 de julio de 2018, de [http://regpmoc.ign.gob.pe/rastreo\\_permanente/index.php](http://regpmoc.ign.gob.pe/rastreo_permanente/index.php)
- Instituto Nacional de Estadísticas e Informática. (s. f.). Microdatos. Recuperado 24 de febrero de 2018, de Base de Datos website: <http://inei.inei.gob.pe/microdatos/>
- Meyer, A. (1915). Computing Run-Off From Rainfall and other Physical Data. *American Society of Civil Engineers*, 41(3), 549-648.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. <https://doi.org/10.1038/embor.2012.128>
- Ministerio del Ambiente. (2015a). Guía de Inventario de la Fauna Silvestre. *Ministerio del Ambiente*. Recuperado de <http://www.minam.gob.pe/patrimonio-natural/wp->

- content/uploads/sites/6/2013/10/GUÃ-A-DE-FAUNA-SILVESTRE.compressed.pdf
- Ministerio del Ambiente. (2015b). Guía de Inventario de la Flora y Vegetación. *Ministerio del Ambiente*. Recuperado de <http://www.minam.gob.pe/patrimonio-natural/wp-content/uploads/sites/6/2013/10/GUÃ-A-DE-FAUNA-SILVESTRE.compressed.pdf>
- Muñoz, D. (2015). *Recursos Hidráulicos*. Recuperado de <https://www.wuolah.com/apuntes-de-Recursos-Hidraulicos?centerId=211&studyId=265&course=5&tab=todos>
- Papadakis, J. (1960). *Geografía Agrícola Mundial* (Primera ed). Barcelona: Salvat Editores.
- Ramírez, J. M. (2015). *Uso Actual de las Tierras*. Moyobamba: Zonificación Ecológica Económica de la Región San Martín.
- Sánchez, F. J. (2018). Las guías técnicas y el control de avenidas en el río La Leche (Lambayeque, Perú). *Comité Nacional Español de Grandes Presas*.
- Servicio Nacional de Áreas Protegidas por el Estado. (s. f.). Parque Nacional del Río Abiseo. Recuperado 4 de mayo de 2019, de Zona Turismo website: <http://www.sernanp.gob.pe/del-rio-abiseo>
- Servicio Nacional de Áreas Protegidas por el Estado. (2010). ¿Qué es una Reserva de Biósfera? Recuperado 3 de febrero de 2019, de Nuestras Áreas Naturales Protegidas website: <http://www.sernanp.gob.pe/reservas-de-biosfera>
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”. , Diario Oficial El Peruano § (2016).
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú. (s. f.-a). Datos Hidrometeorológicos. Recuperado 4 de febrero de 2018, de Datos website: <https://www.senamhi.gob.pe/?&p=estaciones>
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú. (s. f.-b). Mapa Climático del Perú. Recuperado 15 de junio de 2018, de Clima website: <https://www.senamhi.gob.pe/?p=mapa-climatico-del-peru>
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú. (2015a). Estimación de la Evapotranspiración de Referencia (FAO - 56 Penman-Monteith) con Limitados Datos Climáticos en la Cuenca Andina Amazónica Peruana. *Revista peruana geo-atmosférica RPGA*, 4, 31-43. Recuperado de [www.senamhi.gob.pe%5Crpga](http://www.senamhi.gob.pe%5Crpga)
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú. (2015b). *Generación de una Base*

*de Datos de Evapotranspiración Grillada y de Alta Resolución a Nivel Nacional (1981-2014)*. Lima: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú.

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú. (2017). Clasificación Climática. Recuperado 1 de agosto de 2018, de Infraestructura de datos Espaciales del SENAMHI website:

[http://idesepe.senamhi.gob.pe/portalidesepe/idesepe\\_tema\\_caracterizacion\\_climatica.jsp](http://idesepe.senamhi.gob.pe/portalidesepe/idesepe_tema_caracterizacion_climatica.jsp)

United States Bureau of Reclamation. (1976). *Design of Gravity Dams* (United States Department of the Interior, Ed.). Recuperado de

<https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/mands/mands-pdfs/GravityDams.pdf>

United States Bureau of Reclamation. (1987). *Design of Small Dams* (Tercera ed; United States Department of the Interior, Ed.). Recuperado de

<https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/mands/mands-pdfs/SmallDams.pdf>

World Meteorological Organization. (2009). *Manual on Estimation of Probable Maximum Precipitation(PMP)*.

