

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL BAJO ACCIONES
ESTÁTICAS**

PRESA DE HORMIGÓN RÍO HONDO

Autor:

Sarti García, Matías Sebastián

Dirección de tesis:

Dra. Ing. Carina Caballero

INGENIERIA CIVIL

Neuquén, Mayo de 2019

RESUMEN

La presa de hormigón Río Hondo se encuentra fundada sobre estratos limo-arcillosos, irregularmente interrumpidos por lentes limo-arenosas de 1 a 2 metros de potencia. Estas lentes están obrando como vaso comunicante de presiones artesianas, provenientes de acuíferos confinados cuyo origen, distribución y comportamiento se desconocen. Sin embargo, se han observado ligeros incrementos de presión de poros en la última década. Las sucesivas observaciones realizadas por el panel de consultores independientes, ha motivado la necesidad de estudiar que alteraciones introducen dichas presiones en la condición de estabilidad de la estructura, y si las superficies de falla se emplazan en planos profundos de la fundación.

El presente trabajo se concentra en determinar los factores de seguridad global al deslizamiento de la presa de hormigón Río Hondo, bajo acciones estáticas; y también establecer si las superficies de falla asociadas, transcurren en las inmediaciones del contacto presa-fundación o en superficies profundas. Así mismo se ha estudiado la forma de las zonas de falla asociadas al estado de condición inestable de cada escenario (límite de resistencia).

Se han elaborado modelos numéricos bidimensionales que representan las cuatro secciones tipo, y se han calibrado ajustando la presión de poros a aquellas registradas por el sistema de auscultación (Piezómetros). Finalmente se determinó el factor de seguridad a la estabilidad por el método de reducción paramétrica (SSRM – Shear strength reduction method), estableciendo la forma de las superficies de falla y la distribución de vectores de desplazamiento asociados.

PALABRAS CLAVE

Presas, Gravedad, Deslizamiento, Falla, Estabilidad, SSRM, Fundación, Presión artesianas,
Acuífero confinado

ABSTRACT

The Río Hondo concrete dam is founded on silt-clayey strata. This strata is irregularly interrupted by silt-sandy lens (1 to 2 meters of thickness) that are acting as communicating vessels of artesian pressures. This pressure is coming from confined aquifers whose origin, distribution and behavior are unknown. Never the less, the foundation pore pressure have been slightly incremented in the last decade. The successive observations made by the panel of independent consultants, has motivated the need to study which alterations introduce these pressures in the condition of the structure Stability, and if the fault surface it finally locates in deep foundation planes.

The present work it focuces in the determination of the global sliding dams factors of security under static actions. It has been studied the shape of the failure zones to establish if the associated fault surfaces belongs in the neighborhood of dam-foundation contact or thru deep surfaces.

Two-dimensional numerical models have been developed to represent the four type sections and they have been calibrated by adjusting the pore pressure to those registered by the auscultation system (Piezometers). Finally, the stability factor was determined by the parametric Reduction method (SSRM - Shear strength reduction method), establishing the shape of the fault surfaces and the distribution of associated displacement vectors.

KEYWORDS

Dams, Gravity, Sliding, Failure, Estability, SSRM, Foundation, Artesian preassure, Confined aquifer.

AGRADECIMIENTOS

A la familia, les agradezco la posibilidad de acercarme a esta casa de altos estudios y poder generar el crecimiento personal y la amplitud mental necesarios, para que en el futuro nunca falte el pan en mi mesa ...su mesa. A mi madre, gracias por enseñarme a llevar la vida adelante con la tenacidad responsabilidad y el compromiso que siempre te caracterizaron, allí aprendí a no perder de vista mis objetivos sin importar las circunstancias. A mi padre, gracias por enseñarme que uno debe hacer con pasión aquello que le hace feliz y desistir con todo éxito de aquello que no; contigo aprendí que el número de obstáculos que la vida proponga es irrelevante, pues por más que pretendan acometerme impacientes, todos terminarán superándose de a uno por vez. A mi hermano, me siento privilegiado de tener un compañero desinteresado honesto y honrado, de palabra sencilla y concreta, de corazón oportuno y prudente.

A los amigos, a aquellos que intentando juntos me vieran caer y detuvieran su paso para levantarme y cuestionarse porque, a aquellos que de vez en cuando pidieran mi ayuda cuando no supieran que hacer, a todos ellos agradezco el interés por compartir en mi vida y permitirme ser parte de su tiempo.

A los profesores Adriana Pernich, Javier Buraschi, y Francisco Giuliani, gracias por haberme orientado en la especialidad, y por haber sembrado la pasión por esta carrera inspirando ese sentido de superación personal en la materia.

A quienes conformaran mi ámbito de trabajo, a todos y a cada integrante de Reding, agradezco por enseñarme y permitir que fuera parte, como también de permitirme desarrollar el presente trabajo.

A mi directora en este trabajo, gracias por reafirmar que nunca habrá excelencia sin exigencia, y por darme en silencio la confianza y el apoyo recibidos.

Finalmente, al amor transitado, le adeudo el cuidado y el haber construido gran parte del hombre que hoy puedo ser.

Sin duda alguna, esto también les pertenece. Con afecto,

Matías

ÍNDICE

CAPITULO I – INTRODUCCIÓN	
APARTADO 1.	INTRODUCCIÓN..... 1
1.1	Fundamentación del trabajo..... 1
1.2	Objetivos y alcance del trabajo..... 2
1.3	Estructura del documento 3
CAPÍTULO II – ANTECEDENTES	
APARTADO 2.	DOCUMENTACIÓN ANTECEDENTE..... 5
2.1	Documentos de proyecto 5
2.2	Informes de consultoría y estudios antecedentes..... 9
CAPÍTULO III – BASES TEÓRICAS	
APARTADO 3.	MODELACIÓN NUMÉRICA 15
3.1	FLAC – Fast Lagrangian Analisis of Continua 15
CAPÍTULO IV – CASO DE ESTUDIO	
APARTADO 4.	DESCRIPCIÓN DE LA FÍSICA 28
4.1	Descripción del caso de estudio y sus condicionantes 28
4.2	Escenarios de verificación 30
4.3	Requerimientos de estabilidad..... 31
APARTADO 5.	MODELOS DE ANÁLISIS 31
5.1	Introducción..... 31
5.2	Geometría y zonificación..... 33
5.3	Materiales 38
5.4	Solicitaciones y condiciones de vínculo 45
APARTADO 6.	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN, SIMULACIÓN Y CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS 53
6.1	Calibración de los modelos hidráulicos..... 53
6.2	Análisis de estabilidad 56
CAPÍTULO V – RESULTADOS	
APARTADO 7.	RESULTADOS 58
7.1	Del procedimiento de calibración..... 58
7.2	Factor de seguridad al deslizamiento en planos profundos 63
APARTADO 8.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD 68
8.1	Sensibilidad de respuesta a la condición de borde artesiana 68

8.2	Sensibilidad de respuesta a los parámetros geotécnicos.....	79
-----	---	----

CAPÍTULO VI – CONCLUSIONES

APARTADO 9.	CONCLUSIONES	81
APARTADO 10.	LÍNEAS DE TRABAJO FUTURO.....	83
APARTADO 11.	REFERENCIAS	84

CAPÍTULO VII – ANEXOS

ANEXO I.	REGÍSTROS DE PERFORACIÓN Y ENSAYOS GEOTÉCNICOS
ANEXO II.	SINTESIS DE CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

CAPÍTULO 1
INTRODUCCIÓN

APARTADO 1. INTRODUCCIÓN

El agua es un recurso indispensable para la vida, y desde esta concepción se han utilizado técnicas para captarla transportarla y almacenarla. El devenir de los años ha derivado en el desarrollo de las tecnologías actuales de diseño, construcción y explotación de aprovechamientos hidroeléctricos.

1.1 Fundamentación del trabajo

A lo largo de la historia, la rotura de presas ha sido un fenómeno accidental, pero con graves consecuencias sobre la economía y las vidas humanas. Las ondas de rotura producidas por incidentes de este tipo en una presa ocasionan impactos de gran magnitud.

De acuerdo con los datos del Comité Internacional de Grandes Presas (Comité de la Interpretación Estadística de Rotura de Presas, 1996 – Figura 1.1), dentro del tipo de presas de hormigón, el modo principal de fallo ha sido el deslizamiento (> 25%). Si bien el incremento de subpresiones es un motivo de menor incidencia, hay que mencionar que el proceso se asocia a fallos en los sistemas de alivio y drenaje, no a incremento de presión artésiana.

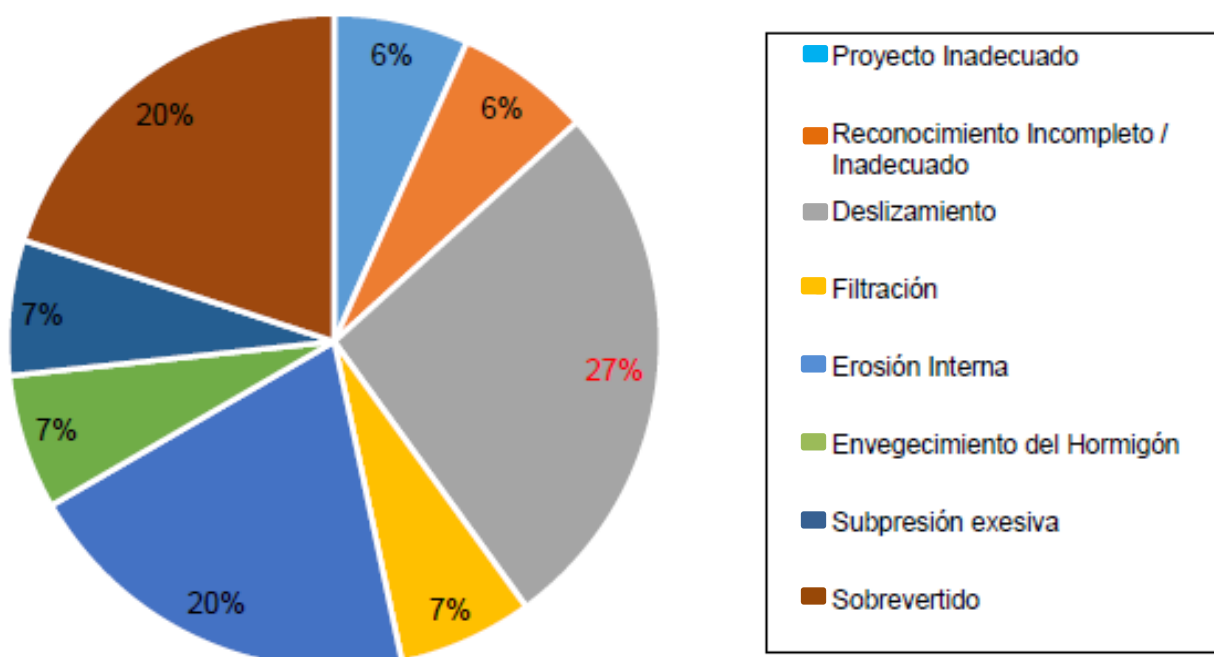


Figura 1.1: Estadística de la causa de rotura de presas de hormigón. Comité de la Interpretación Estadística de Rotura de Presas, 1996

Si bien este problema ha sido tratado durante muchos años, por propietarios técnicos e investigadores, sigue suscitando investigaciones y trabajos específicos y es objeto de atención por diversos organismos internacionales. Como ejemplo de estos trabajos se pueden enumerar el estudio comparativo elaborado por el USACE, que abordaba las metodologías de evaluación de la

estabilidad de presas de hormigón con especial énfasis en la influencia de la subpresión (US Army Corps of Engineers, 2000). También diversos comités del ICOLD han abordado el tema por medio de informes del “Working Group on Uplift Pressures under Concrete Dams” (Ruggeri, G. 2004).

Los parámetros que gobiernan la estabilidad son, por un lado, la subpresión, y por el otro, la resistencia y deformabilidad en el plano de deslizamiento analizado. Por resistencia se entiende no sólo la resistencia al corte, sino también la resistencia a la tracción en el plano analizado y la resistencia a compresión del terreno.

En el valor de la subpresión influyen el nivel de embalse y el nivel de restitución, y la presencia de artesianos en la zona de fundación de la presa; como también la distribución espacial de permeabilidades del terreno, y la presencia de pantallas de impermeabilización y sistemas de alivio de presión y drenaje.

La presa de hormigón Río Hondo se encuentra fundada sobre estratos limo-arcillosos, irregularmente interrumpidos por lentes limo-arenosas de 1 a 2 metros de potencia. Estas lentes están obrando como vaso comunicante de presiones artesianas, provenientes de acuíferos confinados termales que subyacen el área donde se emplaza la presa. Si bien se desconoce el origen, la distribución de presiones artesianas y a que responde su comportamiento, se observó que los niveles piezométricos de fundación se encuentran alterados por este condicionante subyacente, cuyos valores máximos resultan superiores al máximo nivel de embalse. En los últimos 10 años, los registros de auscultación han indicado velocidades de incremento constante en estos niveles piezométricos, con mayores niveles piezométricos en profundidad que en superficie. Este fenómeno podría partir la existencia de superficies de falla críticas por planos de mayor profundidad, motivo del presente estudio.

1.2 Objetivos y alcance del trabajo

El objetivo general del trabajo es obtener los factores de seguridad de estabilidad al deslizamiento, bajo acciones estáticas, de los módulos de típicos de la presa de hormigón Río Hondo; **concentrando la atención en aquella sección con menor margen de seguridad;** utilizando herramientas disponibles en la actualidad.

Para lograr el objetivo precedente, se propone alcanzar objetivos específicos que están vinculados principalmente a conocimientos de las asignaturas Estabilidad, Mecánica de suelos, Fundaciones, Máquinas Hidráulicas y Aprovechamientos Hidroeléctricos, y Métodos Computacionales, a saber:

- Estudiar la documentación antecedente;

- Investigar metodologías de cálculo numérico vigentes –SSRM: Shear strength reduction method-;
- Elaborar y calibrar modelos bidimensionales de simulación con la caracterización geotécnica y la respuesta de los parámetros de auscultación disponibles (presión de poros), en los distintos planos de la fundación;
- Determinar la distribución de presión de poros existente de la fundación;
- Realizar un análisis de estabilidad límite por el método de reducción paramétrico, estableciendo los factores de seguridad mínimos y las potenciales superficies de falla asociadas;
- Caracterizar los mecanismos de deformación o desplazamiento en condiciones inestables;
- Realizar el análisis de sensibilidad correspondiente.

1.3 Estructura del documento

Este trabajo se ha estructurado en siete capítulos bien diferenciados, donde se detalla el trabajo realizado.

En el *Capítulo I. Introducción*, se hace una revisión de la importancia del estudio de la seguridad de presas, la fundamentación que motiva este trabajo y el alcance del mismo, y una síntesis estructural del documento (Apartado 1).

En el *Capítulo II. Antecedentes*. Se cita sintéticamente toda aquella información, correspondiente a informes y documentación antecedente que resulta útil como información de entrada al presente trabajo (Apartado 2).

En el *Capítulo III. Bases teóricas*. Se plantean las bases teóricas del método matemático utilizado (Apartado 3).

En el *Capítulo IV. Caso de estudio*. Se expone en este apartado una descripción de la presa y sus condicionantes, los escenarios de verificación y los requisitos de estabilidad (Apartado 4); la caracterización de los modelos de simulación, y la descripción de las solicitaciones y condiciones de vínculo adoptadas (Apartado 5); y el procedimiento de simulación y calibración de los modelos elaborados, y una descripción del análisis de estabilidad realizado (Apartado 6).

En el *Capítulo V. Resultados*. Se presentan los resultados (Apartado 7), y un análisis de sensibilidad de los parámetros de entrada y las acciones que han inducido incertidumbre (Apartado 8).

En la *Parte VI. Conclusiones*. Se exponen una síntesis del trabajo realizado y las conclusiones de mayor relevancia (Apartado 9); y un detalle de las potenciales líneas de trabajo futuro (Capítulo 10).

Finalmente, en la *Parte VII. Referencias*. Se enlistan los documentos de referencia utilizados para el desarrollo del presente trabajo (Apartado 11).

Este documento se completa con 2 apéndices, donde se adjuntan los resultados de los registros de perforación y ensayos geotécnicos realizados durante la época de proyecto (Anexo 1), y se sintetizan los esquemas de caracterización geotécnica adoptados (Anexo 2).

CAPÍTULO 2
ANTECEDENTES

APARTADO 2. DOCUMENTACIÓN ANTECEDENTE

En este apartado se citan las observaciones y recomendaciones más importantes de los documentos precedentes al presente estudio.

2.1 Documentos de proyecto

2.1.1 Societa Edison, Milano, Año 1959. “Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Proyecto constructivo, Anexo N°59, Asentamientos de las arcillas de fundación del tramo de hormigón”. Panedile Argentina S.A.

- *El dique es un cierre mixto compuesto por un tramo de hormigón fundado en una formación arcillosa y dos tramos laterales de tierra apoyados en la parte central, en arenas limosas y en las márgenes sobre un limo de características similares a un Loess limo-arenoso.*
- *Aproximadamente en la prog 2500 se ha construido un tramo central de hormigón armado, en el cual se han ubicado los vertederos de superficie, los descargadores de fondo, las válvulas de derivación para riego y la central hidroeléctrica.*
- *De las perforaciones realizadas hasta 30m de profundidad, se detecta un manto superficial de arena de 2 a 4m de espesor (removido durante la construcción de la obra) y un estrato inferior arcilloso interrumpido en distintas cotas por horizontes arenosos de espesor irregular y en ocasiones por napas artesianas generalmente termales.*
- *Los resultados de ensayos indican que el banco de arcilla se clasifica como CL o CH, con más de 50 golpes de SPT. El LL se encuentra entre 30 y 50, mientras que el IP entre 15 y 30. El material pasa 100% por el tamiz #4 y entre 80 y 100% por el tamiz #200. Los ensayos de compresión triaxial no drenados sobre muestras saturadas dan un valor máximo de resistencia al corte de 6.4kg/cm².*
- *El contacto con ambas presas de materiales sueltos se materializa mediante estribos huecos de hormigón que se introducen en el terraplén, prolongados hacia aguas arriba y abajo mediante muros de ala de contención.*
- *La fundación de los elementos tipo analizados consisten en una losa de 1.8m de espesor fundados en cota 246msnm con sendos dientes de 3m de espesor que penetran hasta la cota 239msnm en el manto arcilloso. Aguas arriba de los dientes hay colocados dos filtros longitudinales que descargan en la pileta de quietamiento.*
- *Aguas arriba de la obra de hormigón se asegura el cierre hermético del contacto del blanket ubicado entre los muros de ala y el hormigón del dique, mediante la inserción de una losa de hormigón armado de 20m de largo en el interior del blanket, empalmada en forma de cuello de cisne en el contacto con la estructura del dique.*

2.1.2 *Societa Edison, Milano, Año 1959. “Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Proyecto constructivo, Anexo N° 61, Memoria técnica adicional presa de hormigón”. Panedile Argentina S.A.*

- *Se realizaron 21 perforaciones de aproximadamente 20m de profundidad, 7 distribuidas a lo largo del eje de la presa y 14 en el perímetro de emplazamiento de la presa de hormigón.*
- *En estas perforaciones se determinó el nivel freático, y se realizaron ensayos SPT y extracción de testigos cada un metro para la determinación de límites plásticos y clasificación granulométrica.*
- *Adicionalmente se realizaron 2 perforaciones más (D1 Y D2) de 4” de diámetro que alcanzan los 30m de profundidad y sobre las cuales se realizaron ensayos de consolidación y compresibilidad edométrica.*
- *En términos generales en estas perforaciones existe un espesor de arena de 5 a 6m, el diente de fundación alcanza los 11m de profundidad introduciéndose unos 6m en la arcilla subyacente. Este último estrato alcanza profundidades de 20m, a partir de allí a veces es interrumpida por bancos arenosos en distintas cotas, de horizonte y espesor muy irregular, y otras veces, por napas artesianas termales.*
- *Se adoptó $Q_u=4\text{kg/cm}^2$ como valor de presión solicitante límite admisible para el terreno examinado, como consecuencia de que es un valor superado por el 91% de las muestras ensayadas (140 de 154). Superficialmente este valor oscila entre 11.40 y 14.80Kg/cm².*
- *Como conclusión se destaca que el grado de seguridad es satisfactorio en lo referente a la rotura por compresión del terreno de fundación.*
 - *Redes de flujo*
- *Para determinar la red de flujo se asumió una permeabilidad de 10^{-2} a 10^{-3}cm/s para la arena y de 10^{-6} a 10^{-8}cm/s para la arcilla. Se realizaron dos estudios asumiendo relaciones de permeabilidad horizontal y vertical igual a 1 y 10.*
- *Como resultado se observó que la presa de hormigón altera la red de flujo en el plano horizontal, cuya extensión alcanza los 800m en el ancho.*
 - *Estabilidad*
- *Al resbalamiento. Se realizan las verificaciones considerando hipótesis de construcción y llenado instantáneo (suposición desfavorable).*
- *Esta verificación se ha realizado en la cota 239msnm. Un deslizamiento en planos superiores implicaría la rotura de los dientes de hormigón, los cuales aún en correspondencia con la galería de drenaje, presentan una sección total del hormigón capaz de resistir la presión hidrostática.*

- *La resistencia al corte resultante para la arcilla derivada de los ensayos triaxiales rápidos y despreciando el pequeño ángulo de fricción, se adoptó igual a 2kg/cm^2 ($Q_u/2$).*
- *Las tensiones principales solicitantes, para condición de embalse lleno para el elemento tipo es de 3.037kg/cm^2 , mientras que para el elemento tipo de la central en su segunda fase es de 3.51kg/cm^2 .*
- *Con tales solicitaciones verticales, y con los coeficientes de resbalamiento reales, se podría tolerar un valor límite de cohesión residual aproximadamente la mitad del valor real (1.125 y 1.115kg/cm^2 respectivamente). Pudiendo afirmar que existe un buen grado de seguridad con respecto a la estabilidad al deslizamiento, y que no sería aconsejable disminuirla aliviando la estructura de hormigón.*

- **Obras de drenaje**

- *Del perfil geológico del río Dulce se desprende que la estratificación del subsuelo es prevalentemente horizontal con alternación muy irregular de estratos de diferente permeabilidad y con presencia de napas artesianas.*
- *Luego del llenado del dique, la presión hidrostática en el interior de los estratos profundos más permeables (y también AB del dique) alcanzará valores mucho mayores que los primeramente existentes, engendrando un movimiento de filtración de abajo hacia la superficie del terreno natural atravesando los estratos menos permeables situados en el recorrido.*
- *Para esto serán necesario realizar pozos de drenaje, para conducir las filtraciones a través de los estratos impermeables y reducir la subpresión y el gradiente de percolación a valores seguros.*

2.1.3 Proyecto Constructivo. Dique de Hormigón. Memoria Técnica. Anexo 58. Anexo 61. Documento MT10. Dique de Hormigón. Memoria Técnica Adicional.

- *“Como hipótesis en el marco del proyecto se consideró la posibilidad que, luego del llenado del embalse, los niveles de presión neutra en el interior de los estratos profundos más permeables pudieran incrementarse en forma significativa sobre los ya preexistentes, engendrándose así un escurrimiento en sentido ascendente con el riesgo de falla del estrato arcilloso superior y desarrollo de fenómenos de levantamiento al pie que podrían comprometer la seguridad del dique. En base a estas hipótesis se dispuso la construcción de 38 pozos alivio de 25 a 30 m de profundidad, de 0.25 m. de diámetro y con una separación de aproximadamente 5 m”.*
- *“Siguiendo los criterios de diseño enunciados por los proyectistas puede asumirse que el encamisado se desarrollaría a través de los estratos arcillosos, hasta alcanzar los estratos permeables y con agua a presión que los subyacen.”*

- *“Como lo describe el Ing. Moretto, para prevenir fenómenos de erosión que podrían producirse por efecto de la separación entre la presa y el blanket se instaló, aguas arriba del primer diente de fundación, un dren longitudinal constituido por material de filtro y un caño colector de 0.40m. de diámetro.”*

2.1.4 *Societa Edison, Milano, Año 1973. “Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Proyecto constructivo, Anexo N°58, Memoria técnica, Estructuras de hormigón”. Panedile Argentina S.A.*

- *La distancia entre ejes de los contrafuertes de elementos tipo ha sido calculada de manera que resultara nulo, en planos horizontales, el momento transmitido por el paramento de AA a los mismos contrafuertes. No estando ellos sometidos a fatigas de flexión en el plano horizontal.*
- *Definiendo vanos principales de 7m de ancho interior (con excepción de los dos que albergan la casa de máquinas), y vanos intermedios de 5.6m respectivamente donde se encuentran las juntas.*
- *La hipótesis más importante y delicada es la de la rigidez de las fundaciones, es decir de la distribución trapecial de las solicitaciones sobre el terreno a lo largo de planos perpendiculares al eje del dique y de distribución uniforme en planos paralelos al mismo.*
- *El diagrama de empujes hidrostáticos se ha construido fijando el pelo libre en 274msnm AA y 251.5msnm AB (asociado a una descarga de 1700m³/s). Se consideró como subpresión al valor dado por el nivel de agua en la pileta de aquietamiento de AB (cota 251.50msnm).*
- *Para la zona de AA cubierta por el blanket se ha supuesto una variación lineal de la presión a lo largo del espesor del tapiz impermeable. Desde un valor dado por el nivel de AA sobre el plano superior hasta el nivel de AB en el plano inferior.*
- *En las verificaciones globales se ha considerado los modos de deslizamiento y volcamiento respectivamente.*
- *Se han realizado verificaciones del elemento tipo de la central (1ra y 2da etapa) y con embalse vacío, alcanzando factores de seguridad muy poco inferiores a 3.*
- *Los cálculos realizados se han efectuado en una sección ubicada a la cota 239msnm (11m bajo el NTN), por lo tanto, existen de antemano solicitaciones del orden de 2kg/cm².*
- *El coeficiente de deslizamiento resulta de toda manera ampliamente cauteloso.*
- *El cálculo de las tensiones internas del elemento tipo se ha realizado considerando las hipótesis de equilibrio elástico de los diques de gravedad (estado plano de tensiones; hipótesis de Navier de conservación de secciones planas; linealidad entre tensión y deformación).*
- *Se utilizan las mismas hipótesis para ambos dientes (AA y AB).*

- *En la determinación de las redes de filtraciones, las subpresiones halladas tienen validez únicamente para el caso en que el sistema de drenaje pierda eficiencia con el tiempo.*

2.2 Informes de consultoría y estudios antecedentes

2.2.1.1 Octavo congreso argentino de Mecánica de Suelos y Fundaciones (1984) – Conferencia del Ingeniero Moretto

- *“El contacto de la obra de hormigón con la solera impermeable constituye el lugar más crítico de la presa de Río Hondo. Su rotura podría tener consecuencias gravísimas por la puesta en juego de la estabilidad al deslizamiento al crearse una fuerte subpresión debajo de la platea de fundación del dique, y además dar origen a una posible acción de sifonaje que condujese a la destrucción de la presa a través del dique de tierra en las proximidades de la obra de hormigón.”*
- *“Para cubrir esta eventualidad se adoptaron las siguientes precauciones:*
 - a) En el contacto con la obra de hormigón la solera impermeable se asentó sobre un filtro graduado de 20 metros de longitud terminado en un dren que está directamente conectado por medio de cañerías con el nivel aguas abajo del dique.”*
 - En el caso de un asentamiento diferencial o de un sismo, que agrietase la solera, el filtro graduado sirve de freno al arrastre de partículas y tiende a auto-sellar las grietas. El dren, por su parte, impide que aumente de golpe la subpresión debajo de la platea de fundación y la mantiene al nivel de aguas abajo.”*
 - b) “Para el supuesto de que por razones imprevisibles fallara este mecanismo, en la misma extensión de 20 m. se ha embebido dentro de la solera impermeable una lámina que se inicia con forma de cuello de cisne. Esta lámina es sumamente flexible, al flexionar desarrolla un agrietamiento dividido en finísimas fisuras y solo puede romperse por tracción.”*

2.2.1.2 RED Ingeniería S.R.L., Julio 2005. “Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Proyecto de adecuación sistema de drenaje de la presa de hormigón”. Hidroeléctrica Río Hondo S.A.

- Criterios generales de funcionamiento del sistema de drenaje*
- *“El sistema concebido bajo las pautas de proyecto tuvo como objetivo brindar la posibilidad de una salida directa hacia la restitución a todos los caudales colectados tanto por el dren de aguas arriba como por los pozos de alivio. Para ello, se ideó un complejo sistema de conexiones y válvulas que permitían direccionar la descarga de los pozos de alivio hacia el desagote del dren principal o bien hacia la galería inferior descargando sobre la solera de los intervanos y de allí a la galería a través de un conducto de 0.40 m de diámetro.”*

- *“...este sistema se encuentra en buena parte fuera de servicio, particularmente en los módulos donde se alojan las válvulas Howell Bunger, en donde la descarga de los pozos se realiza directamente hacia la galería -a través de rejilla de descarga de aguas arriba- debido a la rotura de los conductos de vinculación.”*
- *“A fin de asegurar condiciones de servicio adecuadas durante la ocurrencia de una emergencia tal como la apertura de una vía de filtración en el contacto blanket-presa de hormigón se considera recomendable realizar un conjunto de adecuaciones que permitan manejar los caudales drenados de acuerdo a los siguientes criterios:”*
 - a) *“Dren de aguas arriba: El sistema a implementar debe asegurar la descarga directa hacia la restitución ya que en caso de ocurrencia de una anomalía como la mencionada, podría generarse una comunicación entre el embalse y el dren colector incrementándose los caudales a valores significativos, dependiendo de la eficiencia del cuello de cisne. En este marco, resulta imprescindible asegurar que los mismos sean evacuados hacia la restitución en forma natural, sin intervención de elemento mecánico alguno.”*
 - b) *“Sistemas de Pozos de Alivio: se entiende como objetivo primario la necesidad de asegurar la independencia de la descarga de los pozos respecto del funcionamiento del dren de aguas arriba. En efecto, tal como se mencionó en el punto anterior, en caso de generarse una rotura del contacto blanket-presa los caudales del conducto de desagüe podrían resultar significativos, alcanzando muy probablemente el punto de descarga a través de las válvulas clapetas. Esto podría dar lugar, en aquellos módulos en donde el conducto discurre sobre la solera inferior (5 a 10), a un incremento de presión en su interior, con la posibilidad de inyectar agua hacia los pozos a través de las cámaras de conexión.”*

2.2.1.3 Instituto de Investigaciones Antisísmicas “Ing. Aldo Bruschi” U.N.S.J., Julio 2008.

“Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Verificación de las condiciones de estabilidad de la presa de materiales sueltos y hormigón”. Hidroeléctrica Río Hondo S.A.

- *Estabilidad bajo cargas estáticas*
- *“Para el perfil analizado en la presa de hormigón se determinaron las subpresiones asumiendo flujo en medio poroso y una cota de nivel de embalse de 272.0msnm (NEMN), y restitución en la cota 249.5msnm. La fundación se caracterizó como arcilla dura, y el cálculo se realizó en dos etapas, en la primera se considera el funcionamiento normal del sistema de drenaje (Escenario 01) y en la segunda se considera una pérdida de eficiencia de un orden de magnitud (escenario 02-02).”*
- *“La superficie de falla analizada involucra solo arcilla dura en la cota 239msnm, plano de fundación de los dientes, y el empuje pasivo aguas abajo del mismo.”*

- *“El análisis de estabilidad indica estabilidad frente a acciones estáticas ($FS_{min}=3.1$).”*
- 2.2.1.4 *Dr. Ing. Giovanni Lombardi; Ing. O. Vardé, septiembre 2008. “Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Cuarta auditoría técnica de los consultores independientes” Hidroeléctrica Río Hondo S.A.*
- *“Durante el último periodo se nota un leve aumento de las presiones de poros en la fundación (~0.5 m). Algunos datos tienen explicación con la modificación de la instrumentación, otros se suponen que sean relacionados a la capa hidrotermal, sin que todavía este hecho pueda ser verificado directamente por lo menos en esta fecha.”*
- 2.2.1.5 *Dr. Ing. Giovanni Lombardi; Ing. O. Vardé, septiembre 2011. “Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Quinta auditoría técnica de los consultores independientes” Hidroeléctrica Río Hondo S.A.*
- *“Si bien existen cálculos estructurales de la obra establecidos al momento del diseño de la misma, parece ser necesario desarrollar un cierto número de análisis adicionales que tomen en cuenta las condiciones actuales y futuras de la obra que cambian con el tiempo. Como ejemplo se puede mencionar el asunto de la sub-presión bajo la presa, que aumenta de año a año no solamente inmediatamente por debajo de la losa de cimentación sino también en profundidad.*
 - *“Se puede pensar que la estabilidad de la estructura haya sido evaluada en la hipótesis de un deslizamiento a lo largo de una superficie que pasa por la base de la presa.”*
 - *“Si la presión neutra en la fundación aumenta, es bien posible que el caso crítico no sea más el antedicho, sino un deslizamiento según una superficie más profunda, donde la sub-presión sería más elevada que el peso del terreno comprendido entre la cimentación de la presa y la antedicha superficie de deslizamiento más profunda.”*
 - *“Podrían también existir condiciones de deslizamiento más desfavorables en antedicha superficie profunda que en la base de la presa.*
 - *Un estudio de estos casos de carga permitiría fijar límites de seguridad o de alarma a la presión medida en profundidad bajo la presa y si acaso decidir la perforación de pozos de drenaje.”*
 - *“...Un tema que requiere posteriores análisis es la verificación y funcionamiento del sistema de pozos de alivio que fueron sometidos a un proceso de limpieza parcial en los 1.30 m de longitud por la imposibilidad de continuar en profundidad y porque el material granular extraído a esa cota se presentaba limpio. Este aspecto que está vinculado con el aumento registrado en los valores piezométricos de instrumentos ubicados en la fundación de la presa, se comenta en mayor extensión en otro capítulo de este informe relativo a la presa de hormigón.”*

- *“...En el interior de la estructura de la presa quedan algunos problemas en relación al sistema de drenaje a aclarar y solucionar.”*

2.2.1.6 *Dott. Ing. Pier F. Bertola; Ing. Oscar A. Vardé. Octubre 2014. “Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Séptima auditoría técnica de los consultores independientes”. Hidroeléctrica Río Hondo S.A.*

- *“...actualmente no se conoce las características de resistencia y los espesores de las varias capas que se encuentran bajo la presa y como se presentan las subpresiones en el acuífero profundo.”*
- *“Este asunto no se ha estudiado, pero debería hacerse analizando en detalle las variaciones de las sub-presiones registradas y hacer cálculos paramétricos que podrían dar indicaciones aproximadas, no exhaustivas.”*

2.2.1.7 *Dott. Ing. Roger Bremen; Ing. Oscar A. Vardé. Octubre 2015. “Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Octava auditoría técnica de los consultores independientes”. Hidroeléctrica Río Hondo S.A.*

- *“...el Ingeniero Pablo Correa ha realizado un estudio de las condiciones de estabilidad de la presa en hormigón.*
- *“...Asumiendo un coeficiente de fricción de 35° para la arena, un nivel de agua en el cuenco amortiguador (cota 251.50msnm crecida máxima), y las presiones actualmente medidas; el coeficiente de seguridad al deslizamiento estimativamente es 2. Resultado comparable a los cálculos originales de la presa.”*
- *“...Debido al artesianismo en la fundación se recomienda verificar la estabilidad en planos de deslizamiento a niveles inferiores (probablemente arcillas consolidadas) con presiones más elevadas.”*

2.2.1.8 *RED Ingeniería S.R.L., diciembre de 2016. “Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Informe anual de auscultación – Período Enero a diciembre 2016”. Hidroeléctrica Río Hondo S.A.*

- *“...Las presiones registradas en los piezómetros más profundos resultan superiores a los ubicados a mayor cota debido a la influencia de las presiones hidrotermales, y durante años se apreció en general un incremento de las presiones en todos los módulos, de baja tasa de desarrollo con una tendencia de estabilización.”*
- *“...La eficiencia de los elementos de estanquidad es satisfactoria, obteniendo presiones aguas arriba de aproximadamente 1/3 de la altura del nivel del lago.”*
- *“...En cuanto a la eficiencia piezométrica de los sectores controlados resulta entre un 35% y un 70%, aumentando en cercanías al contacto entre la presa y la fundación y hacia aguas abajo. Cabe indicar que este parámetro presentó históricamente una marcada estabilidad hasta*

el año 2006, observando en general bajo el eje de la presa una disminución de la eficiencia en el abatimiento de presiones del 5% al 10%.”

- *“...El sistema de drenaje indica que gran parte de los pozos de alivio se encuentran obturados, situación observada en las reiteradas inspecciones visuales dado que no se observa caudal fluyendo de los mismos permaneciendo general en estado húmedo a pesar de las altas presiones registradas en los piezómetros.”*

2.2.1.9 Dott. Ing. Roger Bremen; Ing. Oscar A. Vardé. Mayo 2017. “Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Decima auditoría técnica de consultores independientes”. Hidroeléctrica Río Hondo S.A.

- *“Los NP en la fundación de la presa de hormigón tienen una distribución muy particular debida a la presencia de un acuífero artesiano, superando el valor hidrostático con la profundidad. La influencia del embalse sobre la distribución de presiones de la fundación es reducida.”*
- *“En los últimos años se observa un incremento generalizado de los niveles piezométricos en la fundación de la presa de hormigón (entre 1 y 3mca), cuyo origen se desconoce.”*
- *“La mayoría de las filtraciones en la galería de drenaje se han reducido durante el periodo 2008-2010, sin poder detectar si estas reducciones se deben a menores filtraciones de los pozos de alivio. Como se miden solamente algunas de las filtraciones de los diferentes drenes de la fundación de la presa, no es posible establecer una evolución de las infiltraciones, desconociendo por ejemplo los caudales filtrados por la solera drenante.”*
- *“El problema de las condiciones de estabilidad de la presa de hormigón ha sido objeto de discusiones sin que exista por el momento un estudio satisfactorio al respecto.”*
- *“La presencia de un artesianismo bien difuso en combinación con materiales de fundación con características geotécnicas mediocres obliga a considerar detalladamente el tema. No cabe dudas que las subpresiones asumen una importancia fundamental en las condiciones estabilidad de la obra.”*
- *“El método de análisis propuesto conlleva una progresiva reducción de los parámetros geomecánicos con el fin de identificar los planos de ruptura más desfavorables en las condiciones más críticas. Una vez establecido el mecanismo de ruptura se comparan las características geotécnicas que generan la ruptura con las características efectivas de los suelos que permite evaluar la seguridad al deslizamiento.”*

2.2.1.10 Revisión y sistematización de la información existente

- *La fundación de la presa de hormigón Río Hondo ha sido ha sido caracterizada en etapa de proyecto, según los informes citados en el apartado 2.1.*

- Los estudios de prospección originales se llevaron a cabo entre 1950 y 1960 por la empresa Agua y Energía Eléctrica S.E., estos consistieron en una batería de ensayos SPT con recuperación de testigos y perforaciones de prospección. Inicialmente se realizaron ensayos SPT en tresbolillo a lo largo de la traza del eje de presa a una distancia de 60m aguas arriba (P103 frente al vano N°5 del descargador de fondo derecho) y 60m aguas abajo (P102 contigua a PVI 16.5m hacia MD) que alcanzaron los 20m de profundidad; también se realizaron perforaciones sobre el eje de la presa (P4MD de 25m de profundidad en el sector analizado).
- Posteriormente se realizaron los ensayos SPT (PI a PXIV) en el perímetro del emplazamiento de la estructura de hormigón. Los ensayos PI a PV se encuentran en un alineamiento aproximadamente paralelo al eje de presa unos 120m aguas abajo, en tanto que PVI y PVII se encuentran sobre la margen derecha unos 60m aguas abajo y aguas arriba del eje de presa respectivamente; finalmente PVIII a PXIII se encuentran en un alineamiento aproximadamente paralelo al eje de presa unos 150m aguas arriba del mismo, y PXIV se encuentra sobre la margen izquierda unos 60m aguas arriba del eje de presa (Anexo I).
- Los ensayos SPT mencionados se realizaron con recuperación de testigos cada 1m aproximadamente, sobre los que se determinó la clasificación granulométrica y las características plásticas (límites de Atterberg) y clasificación Casagrande.
- Adicionalmente a estos ensayos se realizaron, también dos perforaciones (D1 y D2 de 30 y 39m de profundidad respectivamente) de 4 pulgadas con recuperación de testigos cada 50cm, sobre estas muestras se determinó clasificación granulométrica, características plásticas (límites de Atterberg), clasificación Casagrande, ensayos triaxiales no drenados, y ensayos de consolidación en las arcillas. También se realizaron en estas perforaciones ensayos de permeabilidad en algunos limos arcillosos.
- En el Anexo I se organiza la caracterización geotécnica disponible al momento de proyectada la obra; inclusive se destacan los estratos con presencia de acuíferos confinados, su cota de nivel piezométrico y en algunos casos la temperatura del agua.

CAPÍTULO III
BASES TEÓRICAS

APARTADO 3. MODELACIÓN NUMÉRICA

A continuación, se describe el método matemático utilizado para la modelación numérica del sistema presa-fundación.

3.1 FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua

3.1.1 Introducción

FLAC es un software basado en el método numérico de diferencias finitas, que de acuerdo al problema que se desee modelar y conociendo los valores iniciales y los de borde, resuelve un set de ecuaciones diferenciales para determinar principalmente esfuerzos y deformaciones en suelo, roca y otros materiales. La lógica utilizada consiste en reemplazar directamente las ecuaciones que gobiernan el problema por una expresión algebraica escrita en términos de las variables de campo en puntos discretos del espacio (como por ejemplo esfuerzos, desplazamientos). Estos puntos están controlados por la especificación de una grilla que utiliza el método de volumen finito expuesto por Wilkins (1964) para realizar el cálculo.

La solución corresponde a un método explícito denominado esquema de tiempo – marcha que resuelve las ecuaciones algebraicas en cada paso. El procedimiento consiste primero en invocar las ecuaciones de movimiento con las que se encuentran las nuevas velocidades y desplazamientos debido a los esfuerzos y a las fuerzas en el sistema. Luego, las tasas de deformación son encontradas a partir de las velocidades, y los nuevos esfuerzos son encontrados a partir de dichas tasas de deformación. Una vez finalizado lo anterior se tienen los nuevos esfuerzos y fuerzas, cerrando así el primer ciclo de cálculo. En la Figura 3.1 se puede visualizar de forma correcta este proceso donde, en cada una de las estaciones, se actualizan todas las variables de la grilla a partir de valores conocidos que permanecen fijos (no varían en cada uno de estos procesos).

El método explícito, comparado a otros métodos implícitos de elementos finitos, tiene como ventaja principal el que no necesita de iteración alguna en el cálculo de tensiones y deformaciones de un elemento, independiente del modelo constitutivo utilizado. Un cuadro comparativo entre los métodos señalados se muestra en la Tabla 3.1. No obstante, dado que pequeños pasos de tiempo en cada ciclo impiden el traspaso físico de información de un elemento a otro, se debe realizar una gran cantidad de pasos para lograrlo.

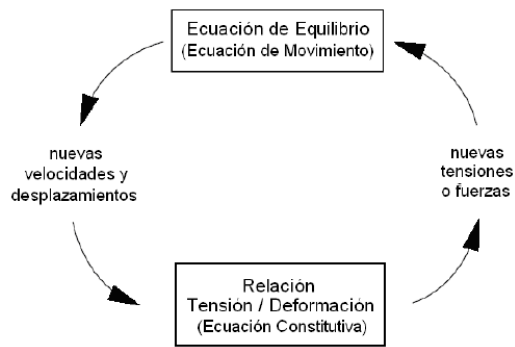


Figura 3.1: Ciclo básico de cálculo, método explícito

Explícito	Implícito
La cantidad de pasos de tiempo debe ser menor que un valor crítico para la estabilidad	La cantidad de pasos de tiempo es arbitraria, con esquemas incondicionalmente estables
Pequeña cantidad de esfuerzo computacional por paso de tiempo	Gran cantidad de esfuerzo computacional por paso de tiempo
No hay amortiguamiento numérico significativo para solución dinámica	El amortiguamiento numérico depende del paso de tiempo actual con esquemas incondicionalmente estables
No se requiere de iteraciones para seguir una ley constitutiva no lineal	El proceso iterativo es necesario para seguir una ley constitutiva no lineal.
Con tal que los criterios de pasos de tiempo se satisfagan siempre, las leyes no lineales son siempre seguidas de manera físicamente válida.	Siempre es necesario demostrar que el procedimiento mencionado es: (a) estable; y (b) sigue el camino físicamente correcto (para problemas sensibles al camino)
Nunca se forman matrices. Los requerimientos de memoria son siempre los mínimos. No hay límites de ancho de banda.	Matrices de rigidez deben ser almacenadas. Se deben encontrar formas de sobrellevar problemas asociados, tales como el ancho de banda. Requerimientos de memoria son amplios.
Dado que nunca se forman matrices, los desplazamientos y las deformaciones son acomodados sin realizar esfuerzos computacionales adicionales.	Esfuerzos computacionales adicionales son necesarios para seguir los grandes desplazamientos y las deformaciones.

Tabla 3.1: Comparación de solución de un método explícito e implícito

3.1.2 Ecuaciones de campo

La solución que FLAC utiliza invoca las ecuaciones de movimiento y relaciones constitutivas. Para transferencia de calor se utiliza la ley de Fourier y para flujo de fluidos en sólidos porosos, la ley de Darcy.

El concepto básico de la aplicación de las ecuaciones de movimiento y equilibrio es el de relacionar la aceleración de una masa con la fuerza aplicada (F), que es una función del tiempo. La Figura 3.2 muestra este concepto.

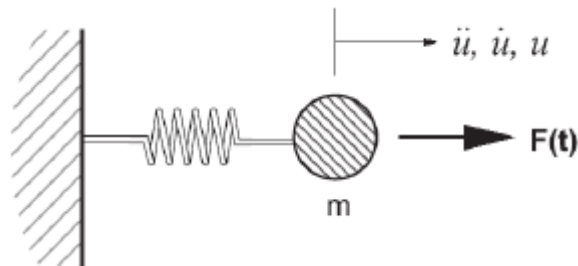


Figura 3.2: Aplicación de una fuerza variable en el tiempo a una masa, resultando en aceleración, velocidad y desplazamiento

Utilizando la segunda ley de Newton para el sistema masa-resorte se obtiene:

$$m \cdot \frac{d\dot{u}}{dt} = F \quad (4.1)$$

Cuando se generaliza este problema a un sistema de muchas fuerzas, la ecuación (4.1) expresa también la condición de equilibrio estático si la aceleración tiende a cero, esto es $\sum F = 0$. Cabe destacar que las otras dos leyes de conservación, de momento y energía, se pueden expresar a partir de la ecuación (4.1) y de las otras dos leyes de Newton.

La generalización de la ley de Newton para un sólido continuo se expresa de la siguiente forma:

$$\rho \cdot \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho \cdot g_i \quad (4.2)$$

donde	ρ	es la densidad de masa
	t	es el tiempo
	x_i	es el vector de coordenadas
	g_i	es la aceleración gravitacional
	σ_{ij}	es la componente del tensor de tensiones

Los subíndices i, j indican la dirección en la componente cartesiana.

Luego, es necesaria la aplicación de otro set de ecuaciones, correspondiente a las de la relación constitutiva para realizar el cálculo tensional y de deformaciones en cada paso de tiempo. La forma de las ecuaciones que se plantean en este nivel corresponde al tipo de modelo constitutivo elegido para el material:

$$\dot{\epsilon}_y = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (4.3)$$

$$\sigma_y := M(\sigma_y, \dot{\epsilon}_y, \kappa) \quad (4.4)$$

donde $\dot{\epsilon}_y$ es la tasa de deformación
 \dot{u}_i es la componente de velocidad
 M es la forma de la relación constitutiva
 κ es un parámetro de historia que puede estar o no estar presente, dependiendo de la ley en particular.
 $:=$ significa "reemplazado por".

Existen además expresiones que contribuyen al tensor de tensiones, en términos de la rotación finita de un elemento para un paso de tiempo cuando se realizan cálculos en el modo de grandes deformaciones.

3.1.3 Formulación numérica

El cuerpo sólido es dividido a través de un entramado o meshing apropiado compuesto de elementos de cuatro aristas. FLAC realiza subdivisiones internas de cada elemento consistentes en dos sets superpuestos conformados por elementos triangulares de deformación constante, como se muestra en la Figura 3.3a.

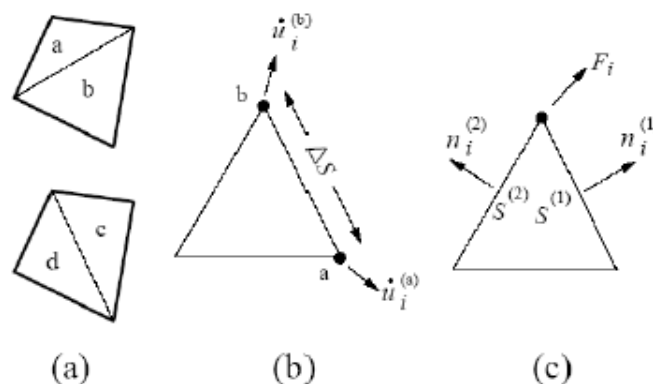


Figura 3.3: (a) Cuadriláteros superpuestos usados en FLAC, (b) Elemento triangular típico con vectores de velocidad, (c) Vector de fuerza nodal

Los cuatro sub-elementos triangulares son a, b, c y d. La componente del esfuerzo desviador de cada triángulo es mantenida de forma independiente, requiriendo así que en cada cuadrilátero se almacenen 16 componentes de tensión (4 por cada componente: σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} , σ_{xy}). Finalmente, el vector de fuerza ejercido en cada nodo se toma como el promedio de los dos vectores ejercidos de cada cuadrilátero.

Sobre un único triángulo se aplican las ecuaciones provenientes de la forma generalizada del teorema de la divergencia de Gauss (Malvern, 1969). La expresión de la ecuación escrita en términos finitos es la siguiente:

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \cdot \sum_r \langle f \rangle \cdot n_i \cdot \Delta s \quad (4.5)$$

Donde i_n , es el vector unitario perpendicular a la superficie, Δs es la longitud de un lado del triángulo y la suma ocurre sobre los tres lados del mismo. f es un escalar, vector ó tensor y $\langle f \rangle$ es el valor promedio sobre el lado del triángulo.

3.1.3.1 Tasas de deformación y deformaciones

La relación (4.5) permite que en un triángulo se pueda escribir la tasa de deformación en términos de las velocidades nodales, substituyendo el vector velocidad promedio de cada lado por f . Así resulta:

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2A} \cdot \sum_r (\dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)}) \cdot n_j \cdot \Delta s \quad (4.6)$$

Donde (a) y (b) son dos nodos consecutivos sobre un lado como lo muestra la Figura 3.3b. De esta forma, es posible encontrar todas las componentes del tensor de tasa de deformación basado en las velocidades nodales (ecuación (4.3)). De manera análoga se puede determinar el tensor de deformaciones reemplazando los desplazamientos en vez de las velocidades nodales.

3.1.3.2 Discretización mixta

Si el patrón de deformación de los elementos dentro de una grilla forma polígonos de más de tres nodos, aparecen formas de combinación de desplazamientos nodales que no producen deformación alguna y, como resultado, la inexistencia de fuerzas resistentes. Por ello, la discretización mixta se deduce de las diferentes discretizaciones de las partes isotrópicas y desviadoras de los tensores de tensión y deformación.

La forma de hacerlo es promediando la deformación volumétrica sobre cada par de triángulos y manteniendo la deformación desviadora constante. En el caso de deformaciones planas, las tasas de deformaciones en los triángulos a y b de la Figura 3.3a se ajustan de la siguiente forma.

$$\dot{e}_m = \frac{\dot{e}_{11}^a + \dot{e}_{22}^a + \dot{e}_{11}^b + \dot{e}_{22}^b}{2} \quad (4.7)$$

$$\begin{aligned} \dot{e}_d^a &= \dot{e}_{11}^a - \dot{e}_{22}^a \\ \dot{e}_d^b &= \dot{e}_{11}^b - \dot{e}_{22}^b \end{aligned} \quad (4.8)$$

Para los triángulos c y d se realiza de forma análoga. La componente e_{12} permanece constante. Para el caso de modelos axisimétricos las 3 deformaciones principales son utilizadas para encontrar el valor promedio, \dot{e}_m .

3.1.3.3 Tensiones a partir de tasas de deformación

La ley constitutiva (ecuación (4.4)) y el ajuste por rotación son utilizadas para encontrar el tensor de tensiones a partir del tensor de deformaciones. Se invoca a la discretización mixta en términos de tensiones para igualar las tensiones isotrópicas entre los dos pares de triángulos, debido a la contribución de áreas.

$$\sigma_0^{(a)} = \sigma_0^{(b)} := \left[\frac{\sigma_0^{(a)} \cdot A^{(a)} + \sigma_0^{(b)} \cdot A^{(b)}}{A^{(a)} + A^{(b)}} \right] \quad (4.9)$$

donde $\sigma_0^{(a)}$ es la tensión isotrópica en el triángulo (a)
 $A^{(a)}$ es el área del triángulo (a).

3.1.3.4 Fuerzas Nodales

Una vez que las tensiones han sido calculadas, cada nodo debe tener asociado una fuerza equivalente. Existen dos aportes de fuerzas en cada uno de estos puntos correspondientes a las contribuciones de cada lado. Así (ver Figura 3.3c):

$$F_i = \frac{1}{2} \cdot \sigma_y \cdot (n_j^{(1)} \cdot S^{(1)} + n_j^{(2)} \cdot S^{(2)}) \quad (4.10)$$

La fuerza final en cada nodo resulta de la suma de los aportes de cada triángulo. Las fuerzas de cada set son finalmente promediadas para entregar la contribución de la fuerza nodal del cuadrilátero.

3.1.3.5 Ecuaciones de Movimiento

En cada nodo se suman todas las fuerzas que contribuyen al punto, provenientes de los cuadriláteros contiguos, entregando la fuerza neta $\sum F_i$. Dicho vector contiene la contribución de las fuerzas debido a condiciones de borde (antes mencionadas) y de fuerzas de cuerpo debido a la gravedad. Las fuerzas gravitacionales son:

$$F_i^{(g)} = g_i \cdot m_g \quad (4.11)$$

Donde m_g es la masa gravitacional en el nodo, definida como la suma de 1/3 de las masas de los triángulos conectados al nodo. Si la zona no existe (es de tipo null) su contribución al vector de fuerzas neta será omitido. Si se encuentra en equilibrio, la fuerza neta, $\sum F_i$ será igual a cero. En cualquier otro caso, el nodo será acelerado de acuerdo a la ley de Newton:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \cdot \frac{\Delta t}{m} \quad (4.12)$$

Para encontrar la respuesta en grandes deformaciones, la ecuación (4.12) es integrada para determinar las nuevas coordenadas del punto:

$$x_i^{(t+\Delta t/2)} = x_i^{(t)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} \cdot \Delta t \quad (4.13)$$

3.1.4 Modelos constitutivos

Un modelo con material null se utiliza para representar material que ha sido removido o excavado.

3.1.4.1 Grupo de modelos elásticos

En este grupo se pueden diferenciar dos modelos:

- Modelo Elástico e Isotrópico
- Modelo Elástico y Transversalmente Isotrópico

El modelo constitutivo más utilizado es el Elástico e Isotrópico. Éste entrega la representación más simple del comportamiento del material. Es válido para materiales homogéneos, isótropos y continuos que exhiban un comportamiento lineal sin histéresis durante la descarga.

3.1.4.2 Grupo de modelos plásticos

- Modelo Drucker – Prager
- Modelo Mohr – Coulomb

- Modelo de diaclasas oblicuas
- Modelo de endurecimiento – ablandamiento
- Modelo bilinear de endurecimiento – ablandamiento y diaclasas oblicuas
- Modelo de doble fluencia
- Modelo Cam – Clay modificado
- Modelo Hoek – Brown

Los modelos de este grupo que son comúnmente aplicados son Mohr – Coulomb, convencionalmente utilizado para representar la evolución de la resistencia al corte en suelos y rocas (superficie de falla lineal); Cam – Clay modificado, que incluye un comportamiento no lineal con regla de flujo asociada, utilizado para modelar comportamiento de arcillas; y Hoek – Brown, que representa la evolución de esfuerzos de la roca hasta la falla (superficie no lineal).

3.1.4.3 Modelos a utilizar en esta tesis

En particular la estructura de suelo representado por los modelos se encuentra en la realidad ya consolidada, y por consiguiente no es necesario considerar el comportamiento ajustado por el modelo Cam – Clay modificado.

Los modelos a utilizados son dos: Elástico e isotrópico y Mohr – Coulomb. Los parámetros que FLAC requiere para efectuar análisis se detallan el APARTADO 5.

Ambos modelos utilizan la formulación elástica que relaciona esfuerzos y deformaciones de forma incremental en cada una de las direcciones para realizar el cálculo. Para cada uno de los modelos recién expuesto, las relaciones que cada uno utiliza, son las que se detallan a continuación.

• Modelo elástico e isotrópico

Para una modelación de simetría axial, el cálculo del incremento de tensiones a partir de los incrementos de deformaciones, es:

$$\begin{aligned}
 \Delta\sigma_{11} &= \alpha_1 \cdot \Delta\varepsilon_{11} + \alpha_2 \cdot (\Delta\varepsilon_{22} + \Delta\varepsilon_{33}) \\
 \Delta\sigma_{22} &= \alpha_1 \cdot \Delta\varepsilon_{22} + \alpha_2 \cdot (\Delta\varepsilon_{11} + \Delta\varepsilon_{33}) \\
 \Delta\sigma_{33} &= \alpha_1 \cdot \Delta\varepsilon_{33} + \alpha_2 \cdot (\Delta\varepsilon_{11} + \Delta\varepsilon_{22}) \\
 \Delta\sigma_{12} &= 2 \cdot G \cdot \Delta\varepsilon_{12} \quad (\Delta\sigma_{12} = \Delta\sigma_{21})
 \end{aligned}
 \tag{4.14}$$

Donde $\alpha_1 = K + \frac{4}{3}G$; $\alpha_2 = K - \frac{2}{3}G$. K corresponde al módulo volumétrico y G corresponde al módulo de corte del material.

• Modelo Mohr – Coulomb

El incremento de las deformaciones principales se descompone en una parte elástica y otra plástica:

$$\Delta \varepsilon_i = \Delta \varepsilon_i^e + \Delta \varepsilon_i^p \quad i=1,2,3 \quad (4.15)$$

Los superíndices e y p se refieren a las componentes elásticas y plásticas de la deformación, siendo la componente plástica no nula en la zona de deformaciones remanentes (fluencia plástica). Así, los incrementos de las tensiones principales en términos de los incrementos de deformaciones resultan similares a los de las ecuaciones (4.14), es decir:

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_1 &= \alpha_1 \cdot \Delta \varepsilon_1^e + \alpha_2 \cdot (\Delta \varepsilon_2^e + \Delta \varepsilon_3^e) \\ \Delta \sigma_2 &= \alpha_1 \cdot \Delta \varepsilon_2^e + \alpha_2 \cdot (\Delta \varepsilon_1^e + \Delta \varepsilon_3^e) \\ \Delta \sigma_3 &= \alpha_1 \cdot \Delta \varepsilon_3^e + \alpha_2 \cdot (\Delta \varepsilon_1^e + \Delta \varepsilon_2^e) \end{aligned} \quad (4.16)$$

Donde α_1 y α_2 son definidos de la misma forma que en la ecuación (4.14).

El modelo de plasticidad de Mohr-Coulomb se usa para materiales (como suelo y roca) que fluyen cuando están sometidos a tensiones de corte, donde la tensión de fluencia depende únicamente de las tensiones principales mínima y máxima. La envolvente de falla de este modelo constitutivo es función de la tensión de corte con un límite por resistencia a tracción, que puede ser definido de manera opcional. La posición de un punto de tensión en la envolvente es controlada por una regla de flujo no asociada para falla por cortante (f^s) y asociada para la falla por tracción (f_t).

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot N_\phi + 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\phi} \quad (4.17)$$

Dónde:

- $N_\phi = (1 + \sin\phi)/(1 - \sin\phi)$;
- σ_1 = tensión principal máxima (negativo para compresión);
- σ_3 = tensión principal mínimo;
- ϕ = ángulo de fricción;
- c = cohesión.

El criterio de falla de Mohr-Coulomb pierde su validez física cuando la tensión normal se vuelve de tracción, por simplicidad se extiende la superficie en la región de tracción hasta el punto en el cual σ_3 iguala la resistencia a la tracción uniaxial σ_t . La tensión mínima nunca puede exceder la resistencia a la tracción, de lo contrario se detectaría la falla por tracción ($f_t > 0$):

$$f_t = \sigma_3 - \sigma_t \quad (4.18)$$

La resistencia a la tracción uniaxial tampoco puede exceder el valor de σ_3 correspondiente al límite inferior de la relación de Mohr-Coulomb, es decir:

$$\sigma_{\max}^t = \frac{c}{\operatorname{tg}(\phi)} \quad (4.19)$$

La resistencia en suelos y rocas es definida como la resistencia a la compresión no confinada q_u . La relación entre q_u y la cohesión y ángulo de fricción está dada por:

$$q_u = 2c \cdot \tan(45 + \phi/2) \quad (4.19a)$$

En la Figura 3.4 se muestra la representación espacial del criterio de falla de Mohr-Coulomb. Si se definen las tensiones principales como $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$, el criterio puede representarse en dos dimensiones σ_1, σ_3 como se muestra en la Figura 3.5.

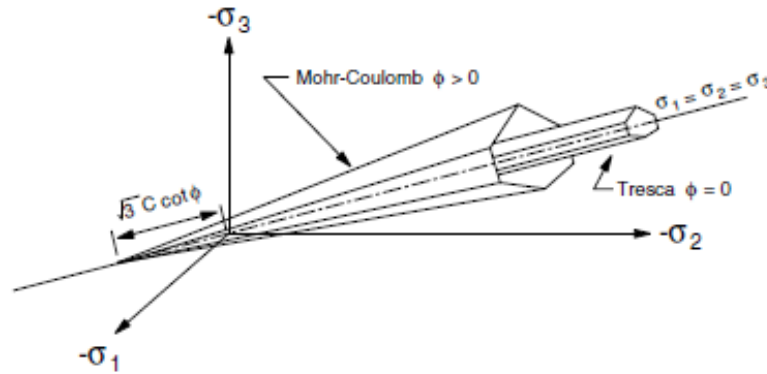


Figura 3.4: Superficie de fluencia en espacio de tensiones principales

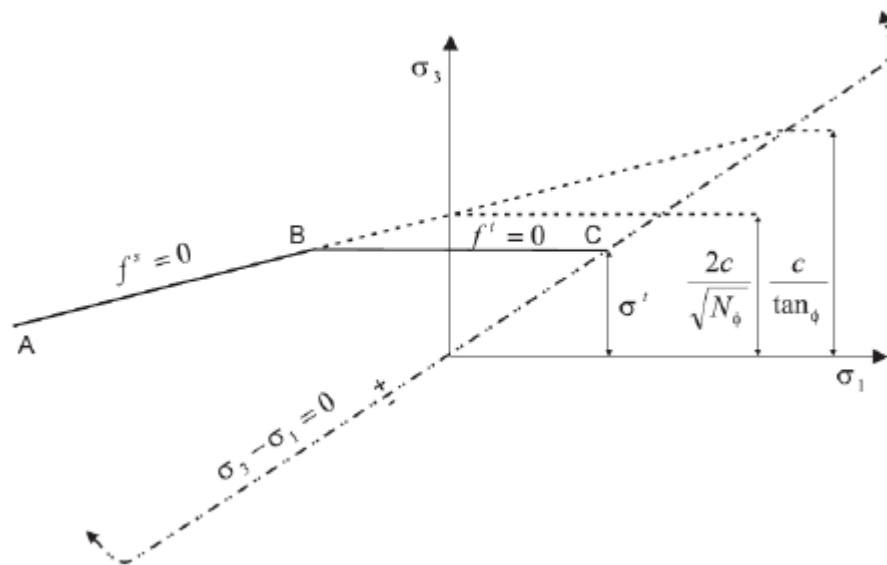


Figura 3.5: Criterio de falla Mohr – Coulomb, Itasca (2015)

Con respecto al comportamiento post-falla del material, el modelo cuenta con la variable “ángulo de dilatancia” (Ψ) para describir el fenómeno de dilatancia por corte. El ángulo de dilatancia está definido como la relación entre el cambio de volumen plástico y la deformación por corte plástica, siendo:

$$\Psi = \tan^{-1} \left(\frac{d\epsilon_v}{d\gamma} \right) \quad (4.19b)$$

Como se mencionó anteriormente, el valor de este parámetro por default es cero, lo cual corresponde con un comportamiento perfectamente plástico del material en fluencia, es decir, sin cambio de volumen asociado.

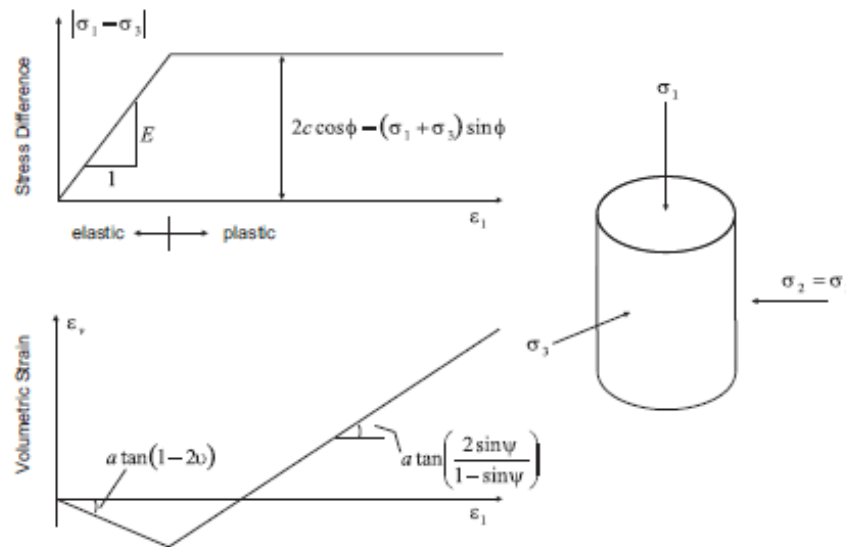


Figura 3.6: Relación idealizada del ángulo de dilatancia para resultados de ensayos triaxiales

3.1.5 Interacción hidráulico – mecánica

FLAC modela el flujo de fluidos a través de un sólido permeable como el suelo. Su modelación puede realizarse tanto de forma independiente a las iteraciones mecánicas como en conjunto con ellas pudiendo captar, con este último concepto, el efecto de la interacción fluido – medio poroso. La formulación acoplada se basa en la teoría de consolidación de Biot.

A continuación, se muestran las expresiones generales que gobiernan este comportamiento.

a) Ley de Transporte

El transporte del fluido se describe con la ley de Darcy de forma generalizada.

$$q_i = -k_y \cdot \hat{k}(s) \cdot \frac{\partial}{\partial x_j} (P - \rho_w \cdot g_k \cdot x_k) \quad (4.20)$$

Donde q_i es el vector de flujo unitario, k_{ij} es el coeficiente de movilidad (tensor de permeabilidad de FLAC), $\hat{k}(s)$ es la permeabilidad relativa que depende de la saturación s , P es la presión del fluido, ρ_w es la densidad de masa del fluido, y g_i son los 2 componentes del vector de gravedad. Para todo tipo de cálculo, la presión del aire es considerada igual a cero.

Se define la equipotencial (o head) como la cantidad $\phi = \frac{(P - \rho_w \times g_i \times x_j)}{(\rho_w \times g)}$, donde g es la norma del vector de gravedad y la presión de cabeza como $P / (\rho_w \times g)$.

b) Leyes de Balance

La relación de balance de la masa del fluido es:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = -\frac{\partial q_i}{\partial x_i} + q_v \quad (4.21)$$

Donde ζ es la variación del contenido de fluido (variación de volumen de fluido por unidad de volumen de material), y q_v es la fuente de intensidad del fluido volumétrico.

El balance de momento tiene la forma:

$$\rho \cdot \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho \cdot g_i \quad (4.22)$$

Donde $\rho = (1 - \eta) \times \rho_s + \eta \times \rho_\omega$ es la densidad volumétrica del sólido; ρ_s y ρ_ω son las densidades del sólido y del fluido respectivamente, y η es la porosidad.

c) *Leyes Constitutivas*

La ecuación de respuesta para el fluido en los poros depende del valor de la saturación.

Para saturación total, $s = 1$, $k_{ij}^{(a)}(s) = k_{ij}$ y el fluido puede sostener una tensión hasta un límite, T_f , descrita más adelante. Para $s = 1$, la ecuación será:

$$\frac{\partial P}{\partial t} = M \cdot \left(\frac{\partial \zeta}{\partial t} - \alpha \cdot \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \right) \quad (4.23)$$

Donde M es el módulo Biot, α es el coeficiente Biot y ε_v es la deformación volumétrica. La relación entre el módulo Biot y el módulo volumétrico drenado del medio poroso, K , y el módulo volumétrico del fluido, K_ω , en función de α y η , es de la siguiente forma:

$$M = \frac{K_\omega}{\eta + (\alpha - \eta) \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{K_\omega}{K}} \quad (4.24)$$

Si la compresibilidad de los granos es despreciable en comparación a la del módulo volumétrico del material drenado ($\alpha = 1$), se tiene:

$$M = \frac{K_\omega}{\eta} \quad (4.25)$$

Si se desea modelar saturación parcial del medio poroso, $s < 1$, la relación constitutiva expresa la saturación en función de la variación del contenido de fluido, y la presión P y la permeabilidad relativa $\hat{k}(s)$ en función de la saturación. Las curvas de retención y permeabilidad relativa que FLAC utiliza se muestran en la Figura 3.7.

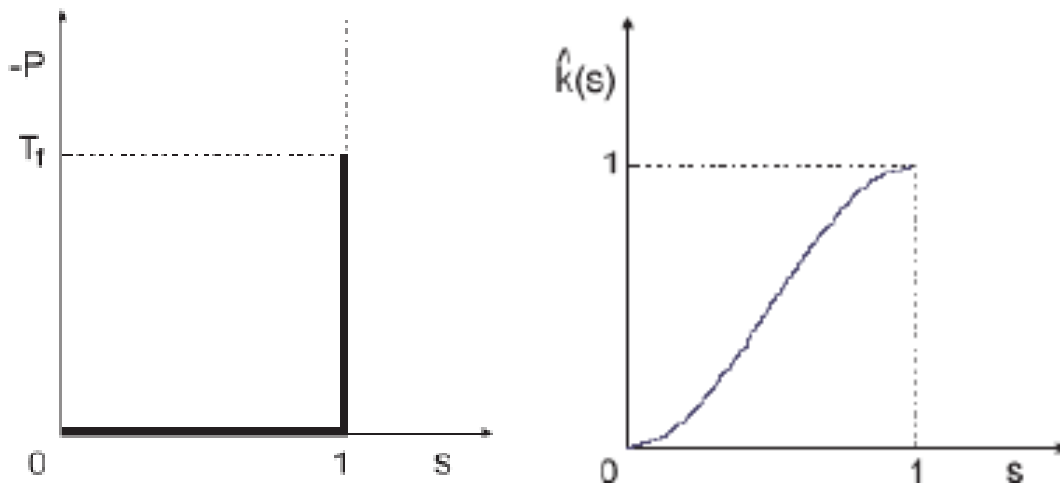


Figura 3.7: Izq.: Curva de retención FLAC; Der.: Permeabilidad relativa en función de la saturación

d) Ecuación de compatibilidad

La relación entre tasa de deformación y gradiente de velocidad, es igual a la ecuación (4.3) planteada por los modelos constitutivos en FLAC.

e) Flujo de Fluido y Condiciones de Borde

Existen 4 tipos de condiciones de borde que pueden ser impuestas: Presión de poros constante, flujo unitario constante, frontera de filtraciones y fronteras impermeables (condición por defecto).

3.1.6 Interfaz

Si bien FLAC dispone de diversas herramientas para modelar contactos entre estructuras representadas por distintos modelos constitutivos (como el contacto presa-fundación), uno de los objetivos del presente trabajo consistía en confirmar si los planos de falla se desarrollaban por superficies profundas en la fundación. Inicialmente se consideró el sistema presa-fundación como un continuo, y no se han observado en los resultados obtenidos, levantamientos en el entorno de aguas arriba que indicaran la necesidad de materializar dicha interfaz; o pudiera esta interfaz introducir un mecanismo global de deformación en condición inestable, diferentes al obtenido como respuesta. Por este motivo no se extenderá el desarrollo de como el software trata el tema.

CAPÍTULO IV

CASO DE ESTUDIO

APARTADO 4. DESCRIPCIÓN DE LA FÍSICA

4.1 Descripción del caso de estudio y sus condicionantes

La represa de Río Hondo se ubicada en la provincia de Santiago del Estero, en las inmediaciones de la ciudad de Termas de Río Hondo. El cierre es de tipo mixto con sendos cierres laterales de materiales sueltos y una estructura central de hormigón que alberga los órganos de evacuación.

La presa de hormigón se emplaza entre las progresivas 2367 y 2574 del cierre, se trata de una estructura aliviada (de contrafuertes) cerrada tanto en el paramento de aguas arriba como en el de aguas abajo, constituyendo un total de 21 rápidas de vertedero con perfil del tipo Creagger. Hacia aguas arriba de la presa se extiende un manto impermeable de limos de baja plasticidad (Blanket), que se prolonga unos 500m hacia el embalse. Para compatibilizar las deformaciones del contacto de esta estructura con la presa de hormigón, y reducir la probabilidad de concentraciones de flujo, se materializó una losa de gran flexibilidad que penetra unos 20m en el Blanket. La presa cuenta con un sistema de pozos de alivio de presión entre el dentellón de aguas arriba y el eje de presa, y un sistema de colección de drenajes tanto delante y detrás del dentellón de aguas arriba como delante del de aguas abajo. Según el registro de auscultación el máximo caudal aforado se encuentra en el dren DG11 (paramento de aguas debajo de la galería de aguas arriba bajo la casa de máquinas) y no superan los 0.5 L/Segundo en coincidencia con los máximos niveles de embalse.

Esta presa se encuentra fundada sobre estratos arcillosos, entre los cuales se distinguen lentes areno-limosas que transmiten presiones artesianas. En la progresiva 400 (correspondiente a la presa de material suelto de MD), existe una surgente con niveles piezométricos superiores al nivel de embalse. En la fundación de la presa, los niveles piezométricos resultan superiores al máximo nivel de restitución, y en los últimos 10 años los registros de auscultación han indicado tendencias de incremento constante en estos niveles piezométricos, con magnitudes mayores en profundidad que en superficie. Esto podría indicar la existencia de superficies de falla críticas por planos profundos, motivo del presente estudio.

En el presente trabajo se verificó la estabilidad global de 4 secciones de la presa de hormigón, correspondiente a los vanos tipo de la estructura. En la Figura 4.1 se señala la ubicación de los perfiles adoptados, las secciones elegidas para el análisis fueron las correspondientes a los vanos N° 2, 4, 9 y 10.

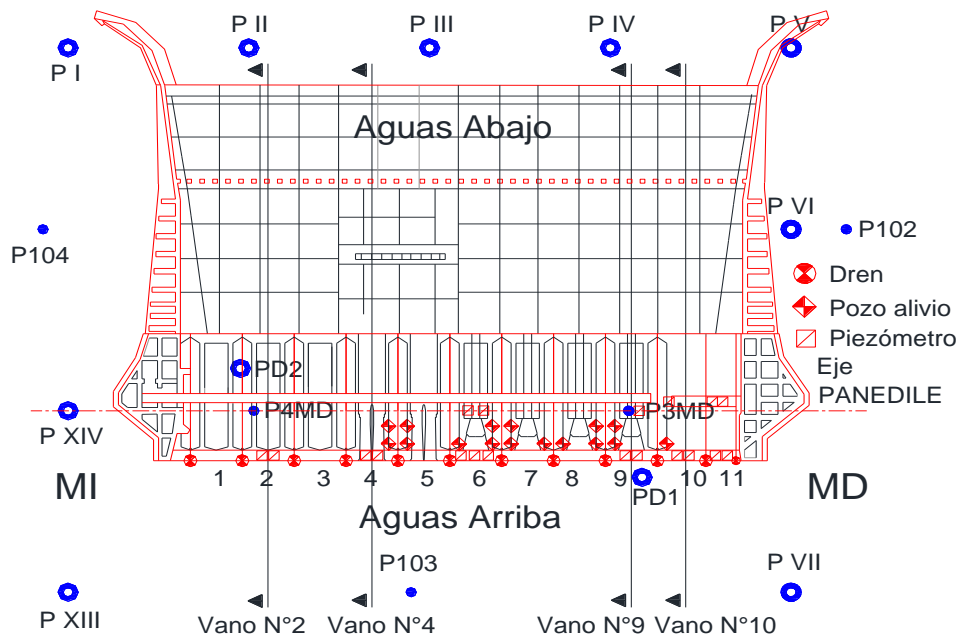


Figura 4.1: Ubicación de los perfiles adoptados

Cada uno de estos perfiles indicados corresponde con una geometría estructural diferente, con distribuciones de masa diferentes, como puede distinguirse en las Figura 4.2 y Figura 4.3.

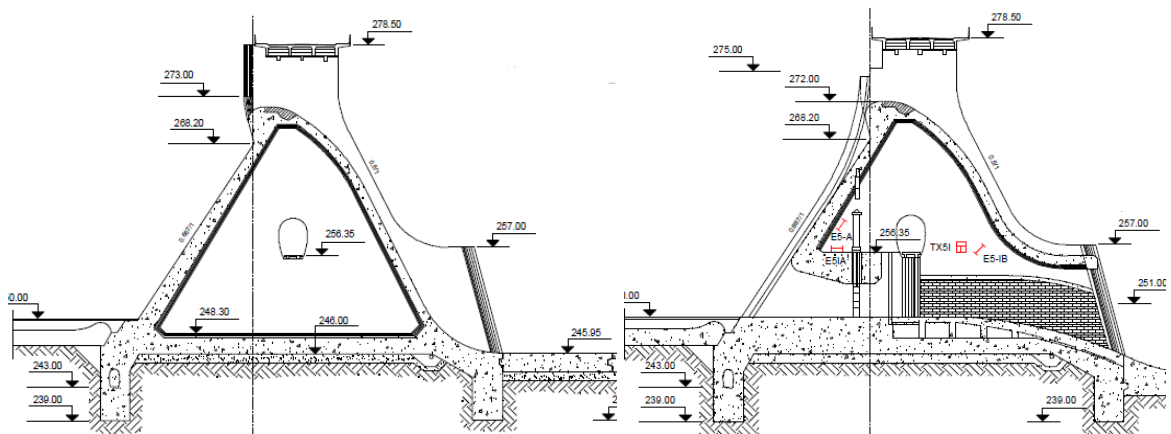


Figura 4.2: Izq.: Vano N°2, Vertedero – Der. Vano N°4, Descargador de fondo

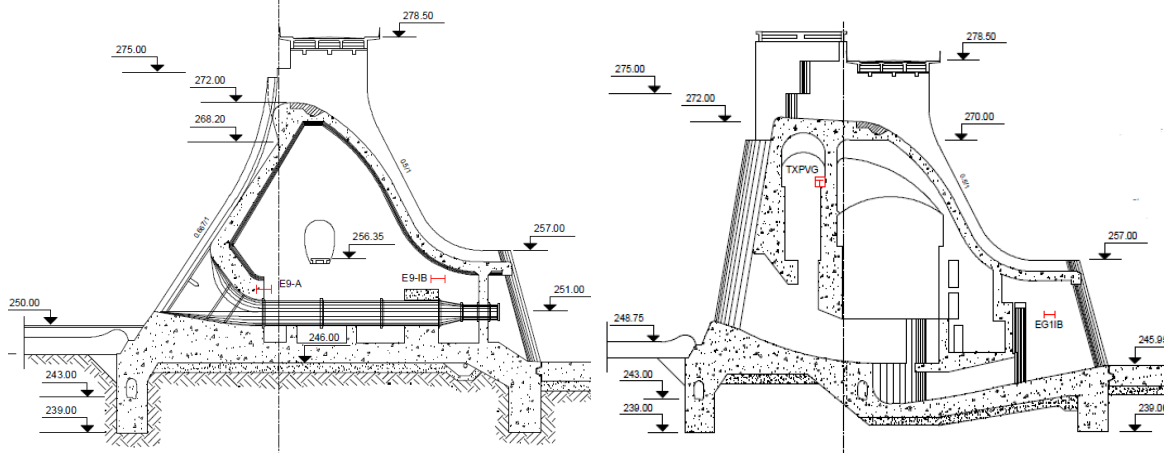


Figura 4.3: Izq.: Vano N°9, Válvulas de riego - Vano N°10, Casa de máquinas

Para cada una de estas secciones existen al menos 2 vanos similares, la definición de vano elegido se realizó considerando los siguientes lineamientos:

- existencia de instrumentación que permita el control piezométrico
- proximidad a las perforaciones con las que se realizó la caracterización geotécnica
- condición artesisiana más desfavorable

En el APARTADO 5, se describen en detalle los modelos elaborados y el criterio de mallado y zonificación.

4.2 Escenarios de verificación

Se verificará la estabilidad de la presa ante los siguientes escenarios:

- Escenario 01, Acciones usuales o de Servicio: resultan aquellas esperables del comportamiento normal de la presa para niveles de embalse no superiores al Nivel Máximo de Operación Normal (NEMN). Para cada uno de los módulos a verificar, los niveles de presiones neutras a adoptar se obtienen a partir de los registros del sistema de Auscultación considerado confiable y actualmente instalado en la fundación de la presa.
- Escenario 02, Acciones poco usuales o excepcionales: corresponde a los siguientes tipos de acciones sobre las estructuras:
 - 02-01: Nivel de Embalse Máximo Extraordinario (NEME-1), considerando una distribución piezométrica basada en la extrapolación de las leyes de respuesta actuales a niveles de embalse iguales al NEME-1.
 - 02-02: Nivel de Embalse Máximo Admisible (NEME-2), considerando una distribución piezométrica basada en la extrapolación de las leyes de respuesta actuales a niveles de embalse iguales al NEME-2.
- Los diferentes escenarios se evaluaron considerando los siguientes niveles de embalse y restitución:
- NEMN: 274.00 msnm. Este nivel corresponde al máximo nivel de embalse en condición de operación normal. La situación piezométrica se estableció en base a los análisis de los registros disponibles de auscultación.
 - NEME-1: 275.00 msnm. Este nivel corresponde al nivel de embalse asociado a la crecida máxima de proyecto.
 - NEME-2: 276.30 msnm. Este nivel corresponde al nivel de embalse máximo admisible, determinado en el apartado 2.3 del Anexo I de la actualización del PADE año 2018 (Documento 179-HI-IF-O-626-Rev00).
 - NR-1: 249.00 msnm. Este nivel corresponde al nivel de restitución en condición de operación normal.

- NR-2: 251.50 msnm. Este nivel corresponde al nivel de restitución de proyecto, asociado a una descarga de 1700m³/s, indicado en la ref. [2].

4.3 Requerimientos de estabilidad

A continuación, se resumen los requisitos de estabilidad, en términos de los factores de seguridad (FS) mínimos requeridos para la presa de hormigón Río Hondo.

- Escenarios usuales (Escenarios tipo 1) FSLim = 1.5
- Escenarios extremos (Escenarios tipo 2) FSLim = 1.3
- Determinación de FOS (Cond. Inestable) FSLim = 1

APARTADO 5. MODELOS DE ANÁLISIS

El análisis se realiza en base a un modelo computacional bidimensional considerando un estado plano de tensiones y deformaciones, comprendiendo la estructura de hormigón y una extensión de la fundación que se considera representativa.

En todos los casos se modelará el hormigón estructural como impermeable e inalterado (comportamiento lineal-elástico), mientras que los estratos de suelo serán representados con un comportamiento del tipo elasto-plástico no lineal.

5.1 Introducción

Los parámetros geotécnicos que participan de las verificaciones de estabilidad de la presa corresponden a un modelo que simula un medio continuo, cuya constitutiva obedece la ley de comportamiento de Mohr-Coulomb.

Como en los documentos de obra disponibles se encuentran calculados los parámetros resistentes no drenados (ϕ_u y c_u), es que estos se determinaron en función de las tensiones principales σ_1 y σ_3 (a 1, 3 y 5 kg/cm² de presión de confinamiento). Se adoptará aquellos círculos de Mohr que concluían en una conservadora resistencia al corte.

En el caso en que fueren materiales exclusivamente cohesivos se consideró el ángulo de fricción nulo, mientras que en aquellos sectores netamente granulares (solera drenante) fue la cohesión la que se adopta = 0.

Durante las etapas constructivas se realizaron ensayos in situ, desmontando la cobertura vegetal sobre la margen derecha y materializando piletos para verificar la permeabilidad de los préstamos limosos de baja plasticidad con que se conformarían la estructura de blanket (manta impermeable de aguas arriba).

Al momento de la construcción de la presa se reconocía la presencia de lentes areno-limosas saturadas con presiones que alcanzan y en algún caso supera el nivel de restitución.

En el anexo I se encuentra disponible la información antecedente utilizada para la realización del presente trabajo, mientras que en el anexo II se realiza una síntesis esquemática de la estratificación definida en tanto que se detallan en el apartado 5.3 los parámetros adoptados en el modelo.

Debido a la naturaleza de la geometría de la presa de hormigón, las secciones fueron modeladas en 2 dimensiones, utilizando el software FLAC v8.0. Los perfiles estudiados son los indicados en el apartado 4.1.

El estudio de estabilidad global de la fundación se realizó considerando el conjunto presa-fundación como unidad, con el fin de determinar si se observaban levantamientos del sector próximo al diente de aguas arriba que pudieran indicar pérdidas de contacto de la interfaz (no materializada), y de no ser así determinar el factor de seguridad al deslizamiento profundo, por la formación de alguna superficie de debilidad en este sector.

El estudio se llevó a cabo de manera desacoplada, sin considerar las alteraciones que sucederían en la red de flujo como consecuencia de las deformaciones asociadas a los empujes existentes. Determinándose en el siguiente orden:

- 1° Estados de tensión elástica inicial por construcción de la obra,
- 2° Presión de poros en el equilibrio hidráulico de un medio poroso ideal (sin deformación asociada),
- 3° Estado tensión y deformación plasto-elástico como consecuencia de las cargas de empuje solicitantes y el estado de presión de poros pre-obtenido.

Se consideró cada estrato de la fundación como un material poroso isótropo equivalente tipo Mohr-Coulomb caracterizado por los parámetros resistentes mencionados en la introducción de este apartado, se debe considerar que como los estudios de prospección no alcanzan la profundidad requerida por el modelo se ha adoptado extender el último estrato en profundidad hasta la frontera inferior del modelo. A falta de mayor precisión el hormigón de la presa se define como un H24, al cual se le fijan propiedades elásticas y elevados parámetros de resistencia, de manera de asegurar su comportamiento elástico en este análisis.

Si bien existe una evidente discontinuidad en el contacto presa-fundación, debido a la inexistencia de levantamientos observados en el diente de aguas arriba en los primeros modelos elaborados, no se consideró necesario modelarla.

Dado el análisis desacoplado, se asignó por separado la presión de poro (como carga de presión en términos hidráulicos) y el empuje (como carga de presión en términos mecánicos). La primera fue aplicada solamente en las superficies de contacto del medio poroso-agua pues el

hormigón de la presa fue modelado como un medio impermeable, mientras que la segunda se aplicó en todo el perímetro de contacto con el agua, en ambos casos tanto aguas arriba como aguas abajo.

El mallado de cada sección modelada se elaboró de un modo tal que las geometrías permanezcan lo más sencillas posibles, aunque esto implicara rescindir el perfecto ajuste a las curvaturas reales de las secciones. Esta premisa garantizó modelos de geometrías numéricamente estables, compuestas por zonas cuadriláteras con relaciones de aspecto inferiores a 10 (preferentemente inferiores a 3 para reducir los errores de cálculo).

5.2 Geometría y zonificación

Los modelos bidimensionales desarrollados alcanzaron una extensión superficial máxima de 110m de alto y 180m de largo (dirección AA-AB). En ambas direcciones mencionadas, se definió la extensión de la fundación de manera que las condiciones de borde (tanto hidráulicas como mecánicas) no alterasen una respuesta esperable del modelo. De este modo se alcanzó aproximadamente los 78m de profundidad con respecto a la cota de referencia de 250.00msnm (nivel de tapiz impermeable terminado); mientras que, en la dirección de AA-AB, la fundación se extendió como máximo 75m hacia AA y aproximadamente 105m hacia AB respecto al eje de presa (Eje PANEDILE).

Como puede observarse en la Figura 5.1 a Figura 5.7 (impares) no se ha modelado el vano de galería en ninguna de las secciones.

En los ANEXOS I y II del presente trabajo, se puede observar con mayor detalle la estratigrafía y el esquema de caracterización geotécnica adoptados para la fundación de cada sección estudiada, y un detalle de los resultados de los ensayos realizados sobre las muestras obtenidas en las tareas de prospección (época de proyecto).

En base al método de cargas tributarias, se han considerado bandas con un grosor acorde al espesor de la losa, donde se asigna uniformemente la carga distribuida sobre el espesor medio de los contrafuertes. Es por este motivo que en la estructura de hormigón se distinguen dos zonas con densidades de hormigón diferentes, en el APARTADO 5.3.1 se detallan las densidades adoptadas. Así mismo se consideró como efecto estabilizante el hormigón de la losa del cuenco dissipador.

La zonificación designada en la fundación de cada modelo elaborado, fue adoptada considerando el criterio que se define a través de los siguientes lineamientos:

- Distinción de las lentes granulares en los medios cohesivos;
- Los parámetros resistentes de las lentes se uniformaron en todas las secciones modeladas.
- Distinción entre medios cohesivos de alta y baja plasticidad;

- Distinción mediante segmentación de parámetros resistentes en suelos cohesivos, en bandas de 0.10-0.20MPa, 0.20-0.30MPa y 0.30-0.40MPa, adoptando para las zonas de cada banda un promedio general del parámetro;
- Distinción en profundidad de los incrementos de densidad del suelo, según resulta caracterizado por los ensayos de las perforaciones más próximas a cada sección.

En la Figura 5.2 a Figura 5.8 (pares) se expone la zonificación de materiales adoptada, el mallado definitivo, y la geometría finalmente representada en el modelo elaborado utilizando el software FLAC v8.0.

5.2.1 Vano N°2 – Sección tipo Vertedero

En esta sección se consideró el volumen de suelo colocado en interior del vano con una densidad de 1600kg/m^3 .

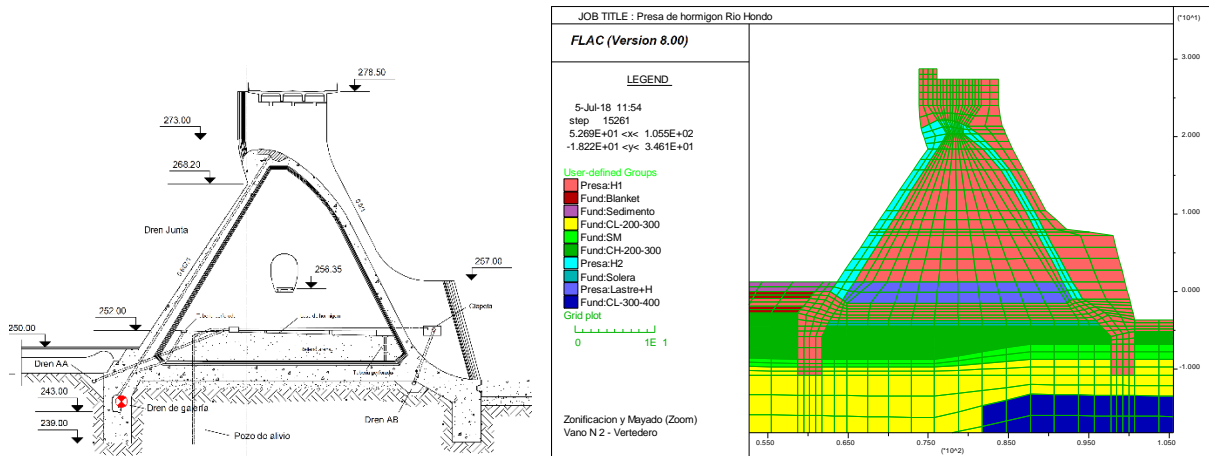


Figura 5.1: Vano N°2, sección tipo Vertedero – Geometría conforme a obra y modelada

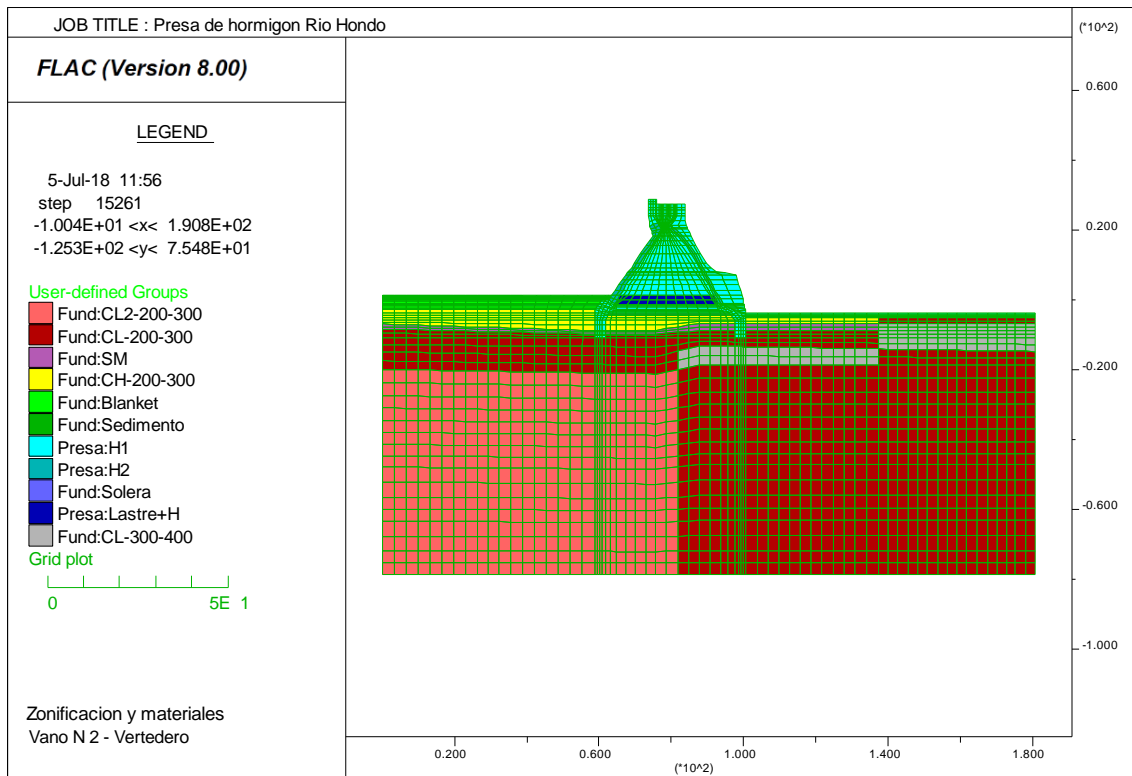


Figura 5.2: Vano N°2, sección tipo Vertedero – Zonificación modelada (metros)

5.2.2 Vano N°4 – Sección tipo Descargador de fondo

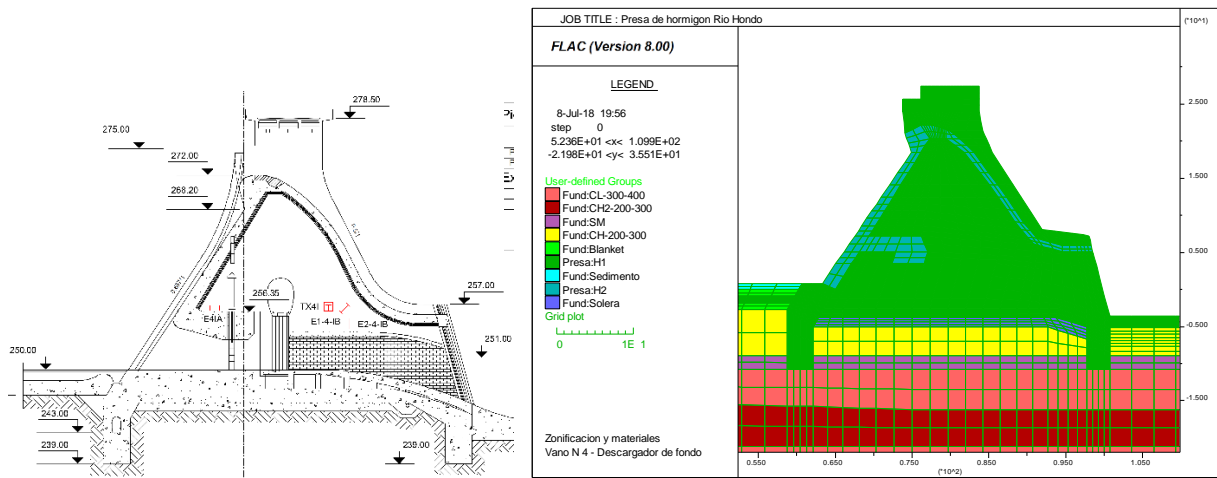


Figura 5.3: Vano N°4, sección tipo Descargador de fondo – Geometría conforme a obra y modelada

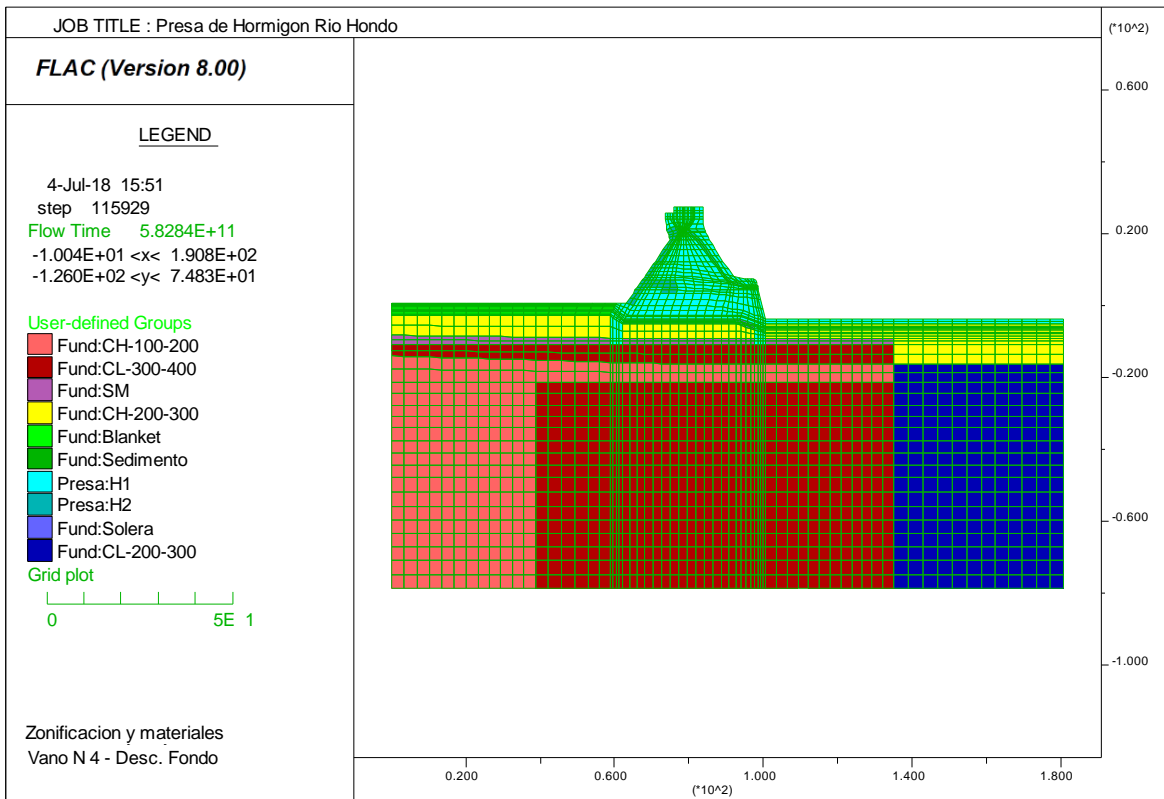


Figura 5.4: Vano N°4, sección tipo Descargador de fondo – Zonificación modelada (metros)

5.2.3 Vano N°9 – Sección tipo Válvula de riego

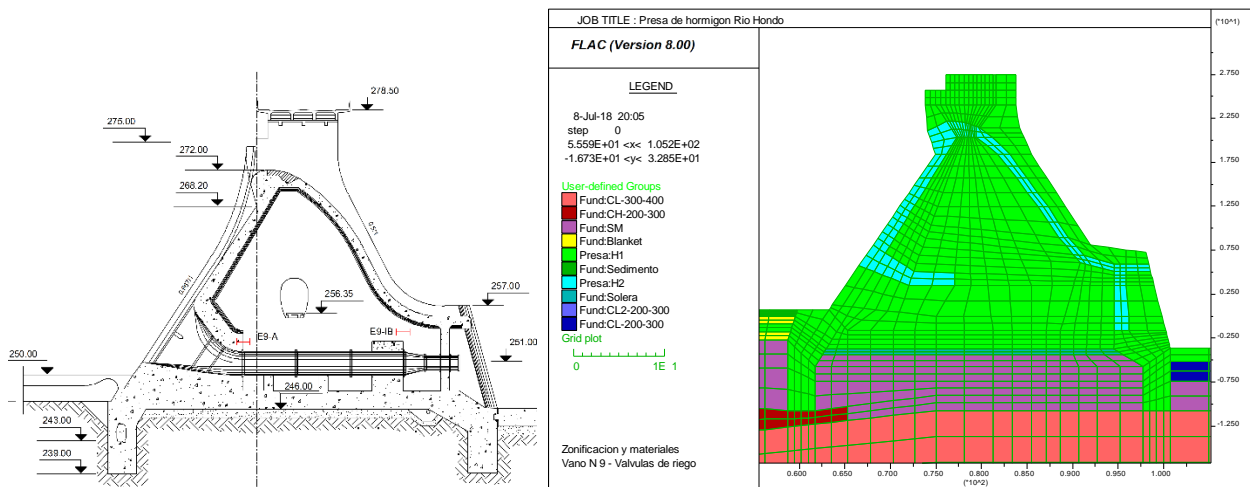


Figura 5.5: Vano N°9, sección tipo Válvula de riego – Geometría conforme a obra y modelada

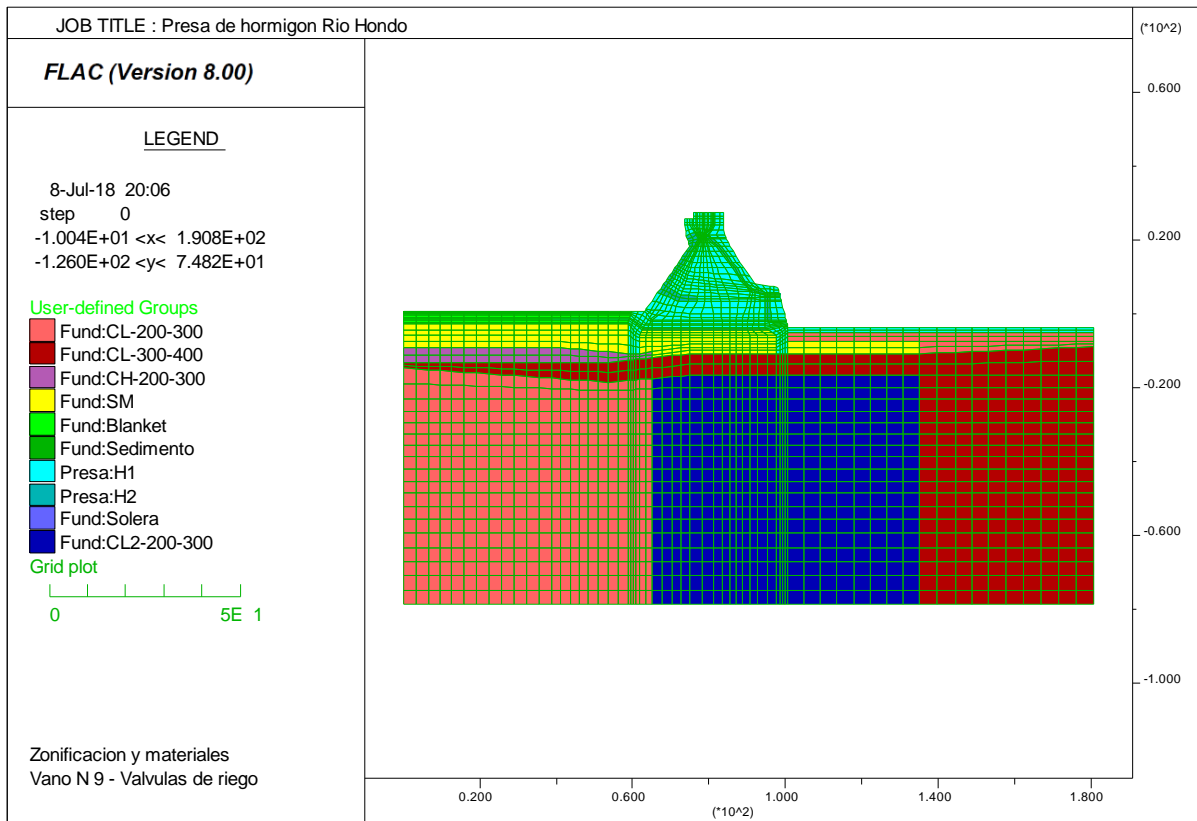


Figura 5.6: Vano N°9, sección tipo Válvula de riego – Zonificación modelada (metros)

5.2.4 Vano N°10 – Sección tipo Casa de máquinas

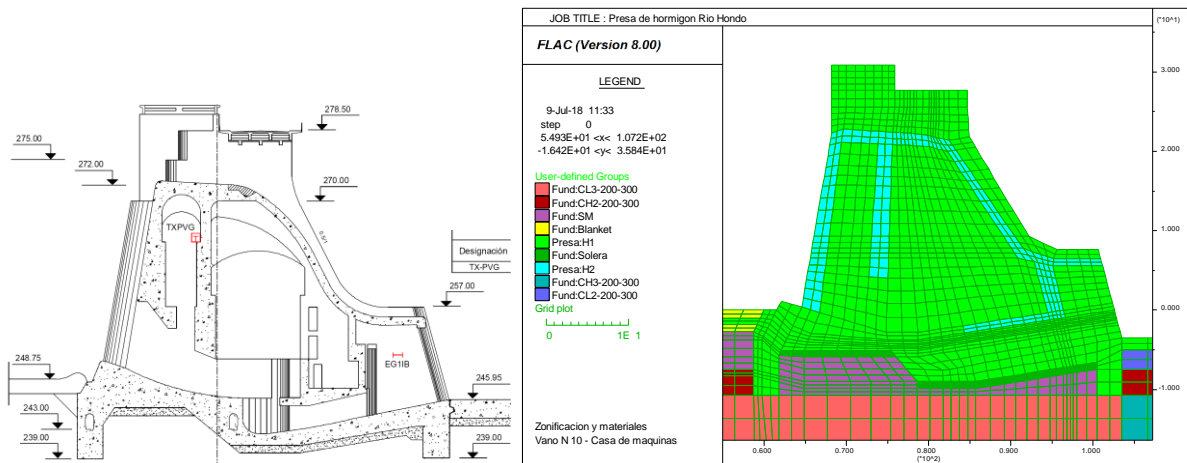


Figura 5.7: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas – Geometría conforme a obra y modelada

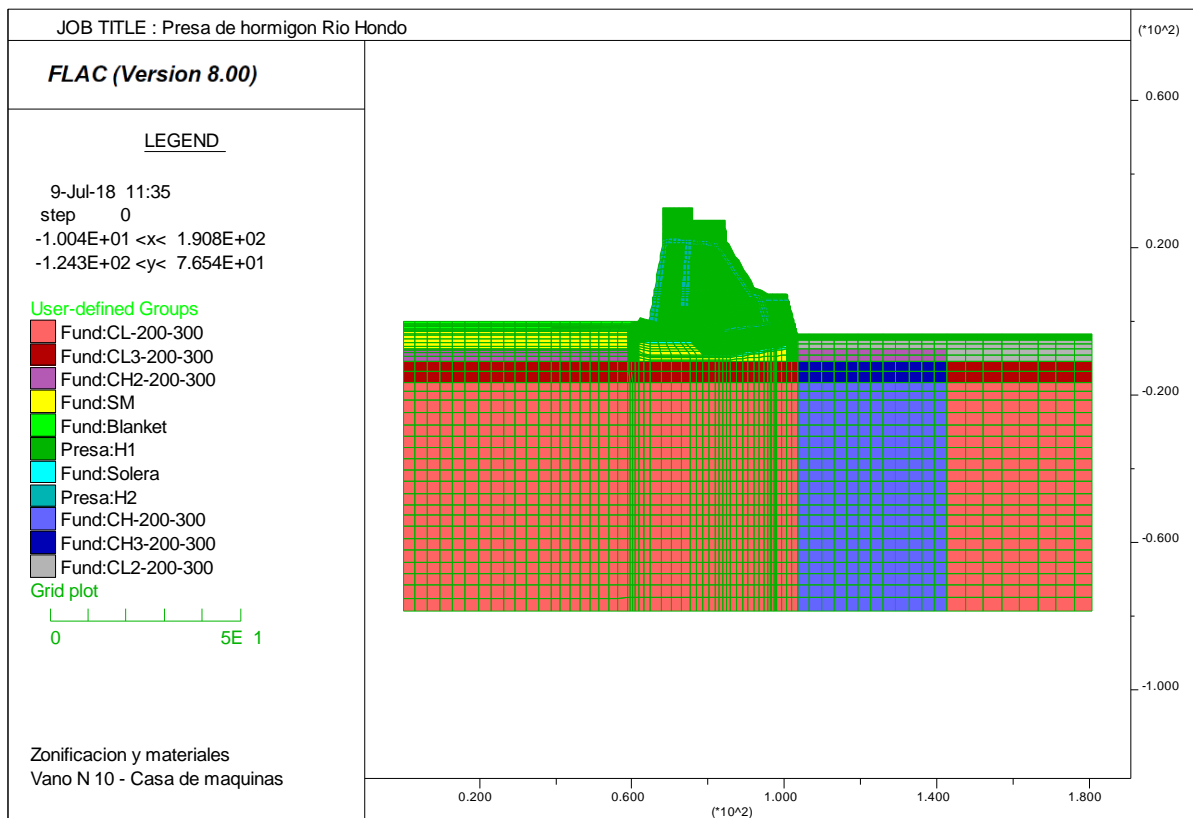


Figura 5.8: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas – Zonificación modelada (metros)

5.3 Materiales

En base a los lineamientos aplicados para definir la zonificación mencionada en el APARTADO 5.2, se definió la siguiente caracterización geotécnica e hidráulica de los materiales establecidos.

5.3.1 Peso propio

El modelo computacional incorpora automáticamente los pesos propios de cada uno de los suelos definidos y del hormigón de la presa, como magnitudes másicas a los elementos del mallado que se ajustan de acuerdo a las densidades y a la aceleración gravitatoria.

Como fuere mencionado, para considerar las masas de hormigón suspendidas y transferidas a la fundación a través de los tabiques, en el mallado de la presa de hormigón se ha asignado densidades diferentes en las zonificaciones discriminadas (ver Tabla 5.1).

En base al estudio batimetría disponible y las cotas de manto impermeable (blanket) terminado de proyecto, se estimó que el espesor de sedimentos depositados aguas arriba de la presa presenta su máximo en los vanos de margen izquierda y se reduce a cero en las secciones de la casa de máquinas. Los valores calculados son de 1.30m en el vano N°2, 0.80m en el vano N°4, 0.70m en el vano N°9 respectivamente, y nulo en el vano N°10. Este depósito sedimentario se incorpora en los modelos como un estrato más supra yacente al manto impermeable (blanket).

En la Tabla 5.1 se detalla la densidad adoptada para aquellos materiales que resultan coincidentes en todos los modelos elaborados, mientras que en la Tabla 5.2 a Tabla 5.5 se especifica la densidad adoptada para cada material particular de cada modelo.

Densidades adoptadas		
Denominación	Tipo de material	(Kg/m ³)
H1	H°A°	2400
H2		18600
Agua	Agua	1000
Sedimento	Suelo	1600
Solera (GW)		1800
Blanket		1600

Tabla 5.1: Densidades generales aplicadas en todos los modelos

Como puede verificarse en los registros de perforación D1 y D2, existe una diferencia sustancial desde la época de proyecto en las densidades entre la margen derecha y la margen izquierda, donde en la margen derecha se observa cierto incremento general de la densidad con la profundidad no visible en la margen izquierda (Perforación D2).

Densidades adoptadas		
Denominación	Tipo de material	(Kg/m ³)
SM (Limo arenoso)	Suelo (*)	1700
CL-200-300		1600
CL2-200-300		
CL-300-400		
CH-200-300		
(*) Ref. perforacion D2		

Tabla 5.2: Vano N°2, sección tipo Vertedero – Densidades aplicadas al modelo

Densidades adoptadas		
Denominación	Tipo de material	(Kg/m ³)
SM (Limo arenoso)	Suelo (*)	1700
CL-200-300		1600
CL-300-400		
CH-200-300		
CH2-200-300		
(*) Ref. perforacion D2		

Tabla 5.3: Vano N°4, sección tipo Descargador de fondo – Densidades aplicadas al modelo

Densidades adoptadas		
Denominación	Tipo de material	(Kg/m ³)
SM (Limo arenoso)	Suelo (*)	1700
CL-200-300		1700
CL2-200-300		1900
CL-300-400		1700
CH-200-300		1600
(*) Ref. perforacion D1		

Tabla 5.4: Vano N°9, sección tipo Válvula de riego – Densidades aplicadas al modelo

Densidades adoptadas		
Denominación	Tipo de material	(Kg/m ³)
SM (Limo arenoso)	Suelo (*)	1700
CL-200-300		1900
CL2-200-300		1600
CL3-200-300		1700
CH-200-300		1900
CH2-200-300		1600
CH3-200-300		1700
(*) Ref. perforacion D1		

Tabla 5.5: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas – Densidades aplicadas al modelo

5.3.2 Parámetros resistentes

En la Tabla 5.6 a la Tabla 5.7 se detallan los parámetros característicos de los materiales comunes a todos los modelos, mientras que en la Tabla 5.8 a la Tabla 5.11 se presentan aquellos correspondientes a los suelos de cada sección modelada.

Parametros resistentes adoptados			
Denominación	Tipo de material	E (MPa)	ν (Adim.)
H1	H°A°	32,0	0,2
H2			

Tabla 5.6: Parámetros resistentes del H°A° asignados en todos los modelos

Parametros geotécnicos adoptados			
Denominación	Tipo de material	C (MPa)	Φ (ang. Fric. Int.)
Sedimento	Suelo	0	27
Solera (GW)		0	33
Blanket		0,05	30

Tabla 5.7: Parámetros geotécnicos asignados a materiales comunes a todos los modelos

Parámetros geotécnicos adoptados			
Denominación	Tipo de material	C (MPa)	Φ (ang. Fric. Int.)
SM (Limo arenoso)	Suelo	0	27
CL-200-300		0,238	0
CL2-200-300		0,281	0
CL-300-400		0,314	0
CH-200-300		0,221	0

Tabla 5.8: Vano N°2, sección tipo Vertedero – Parámetros resistentes

Parámetros geotécnicos adoptados			
Denominación	Tipo de material	C (MPa)	Φ (ang. Fric. Int.)
SM (Limo arenoso)	Suelo	0	27
CL-200-300		0,283	0
CL-300-400		0,32	0
CH-200-300		0,239	0
CH2-200-300		0,22	0

Tabla 5.9: Vano N°4, sección tipo Descargador de fondo – Parámetros resistentes

Parámetros geotécnicos adoptados			
Denominación	Tipo de material	C (MPa)	Φ (ang. Fric. Int.)
SM (Limo arenoso)	Suelo	0	27
CL-200-300		0,245	0
CL2-200-300		0,245	0
CL-300-400		0,31	0
CH-200-300		0,226	0

Tabla 5.10: Vano N°9, sección tipo Válvula de riego – Parámetros resistentes

Parámetros geotécnicos adoptados			
Denominación	Tipo de material	C (MPa)	Φ (ang. Fric. Int.)
SM (Limo arenoso)	Suelo	0	27
CL-200-300		0,301	0
CL2-200-300		0,29	0
CL3-200-300		0,29	0
CH-200-300		0,3	0
CH2-200-300		0,285	0
CH3-200-300		0,285	0

Tabla 5.11: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas – Parámetros resistentes

5.3.3 Permeabilidades

La configuración de las permeabilidades surge como resultado de la calibración de los modelos, y resulta uno de los parámetros de entrada para los cálculos de estabilidad y la determinación de los factores de seguridad. En las Figura 5.9 a Figura 5.12 se detallan los órdenes

de magnitud y las extensiones resultantes, y en las Tabla 5.12 a Tabla 5.15 se exponen la equivalencia de unidades.

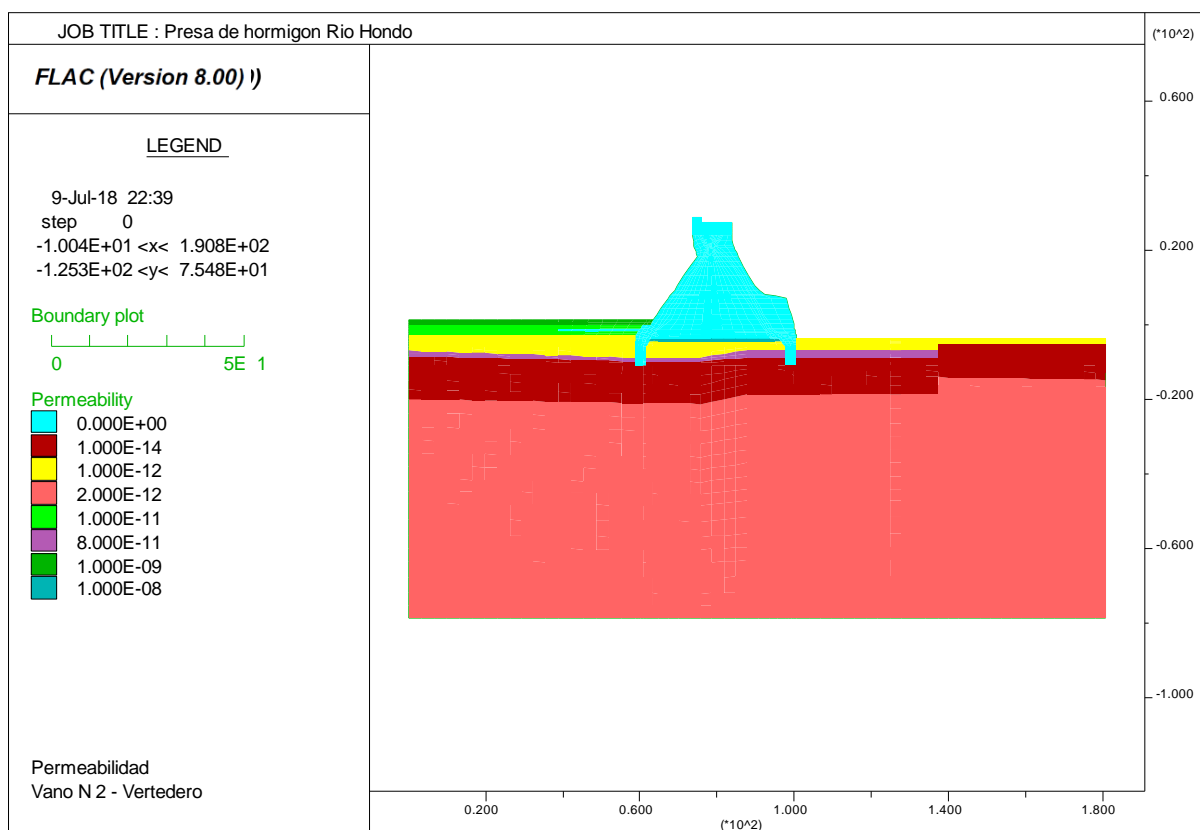


Figura 5.9: Vano N°2, sección tipo Vertedero ($m^2/(pa \times s)/1 \times 10^6 \approx (cm/s)$)

Vano N°2			
Permeabilidades adoptadas			Rango de clasificación (cm/s)*
Denominación	(Pa/m ² xs)	(cm/s)	
SM (Limo arenoso)	8.00E-11	8.00E-05	1E-8 a 1E-5
Sedimento (Arena limosa)	1.00E-09	1.00E-03	1E-3 a 1E-2
Blanket (ML-CL)	1.00E-11	1.00E-05	1E-8 a 1E-5
CL-200-300	1.2E-12 a 1E-13	1.2E-6 a 1E-7	1E-10 a 1E-6
CL2-200-300			
CL-300-400			
CH-200-300			
Solera drenante (GW-SW)	1.00E-08	1.00E-02	1E-2 a 10
(*) Según Coduto 1999			

Tabla 5.12: Vano N°2, sección tipo Vertedero – Permeabilidades adoptadas (equivalencias)

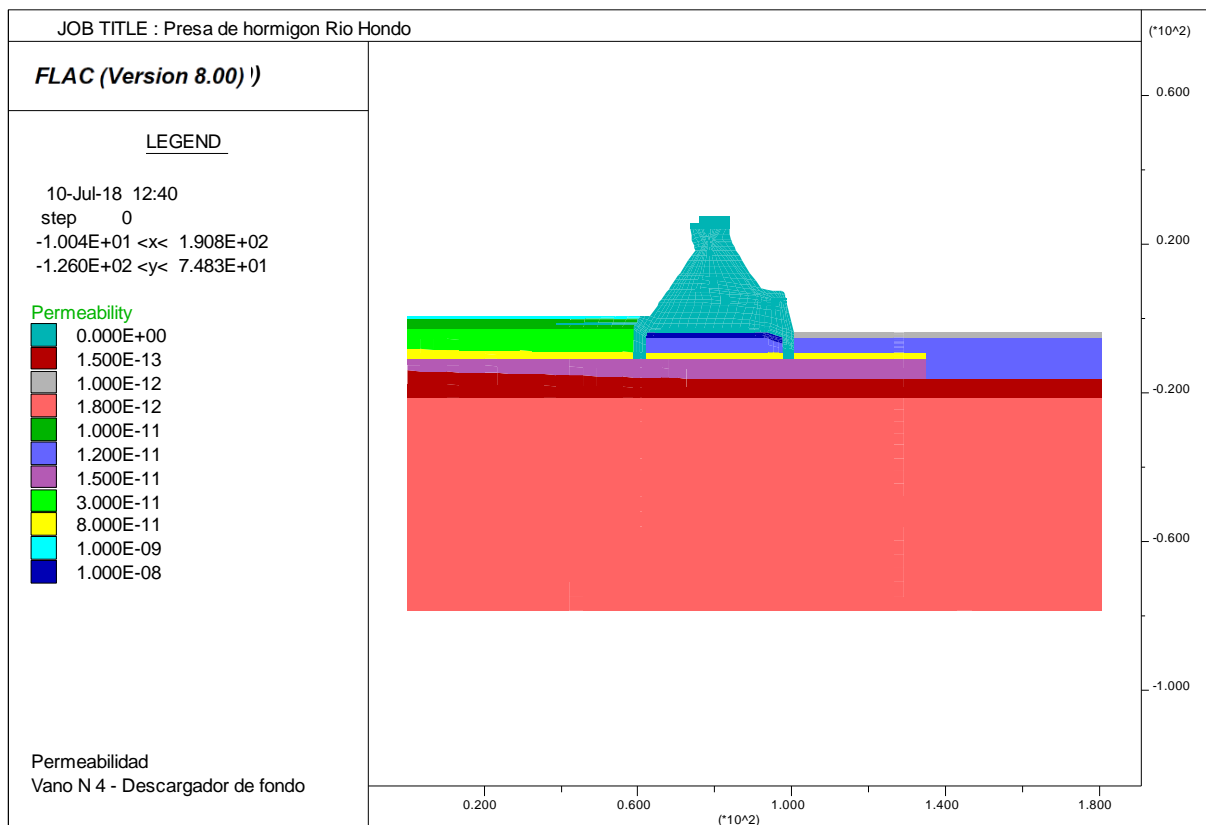


Figura 5.10: Vano N°4, sección tipo Descargador de fondo ($m^2/(pa \times s)/1 \times 10^6 \approx (cm/s)$)

Vano N°4			
Permeabilidades adoptadas			Rango de clasificación (cm/s)*
Denominación	(Pa/m ² x s)	(cm/s)	
SM (Limo arenoso)	8.00E-11	8.00E-05	1E-8 a 1E-5
Sedimento (Arena limosa)	1.00E-09	1.00E-03	1E-3 a 1E-2
Blanket (ML-CL)	1.00E-11	1.00E-05	1E-8 a 1E-5
CL-200-300	1.8E-12 a 1.9E-13	1.8E-6 a 1.9E-7	1E-10 a 1E-6
CL-300-400			
CH-200-300			
CH2-200-300			
Solera drenante (GW-SW)	1.00E-08	1.00E-02	1E-2 a 10
(*) Según Coduto 1999			

Tabla 5.13: Vano N°4, sección tipo Descargador de fondo – Permeabilidades adoptadas (equivalencias)

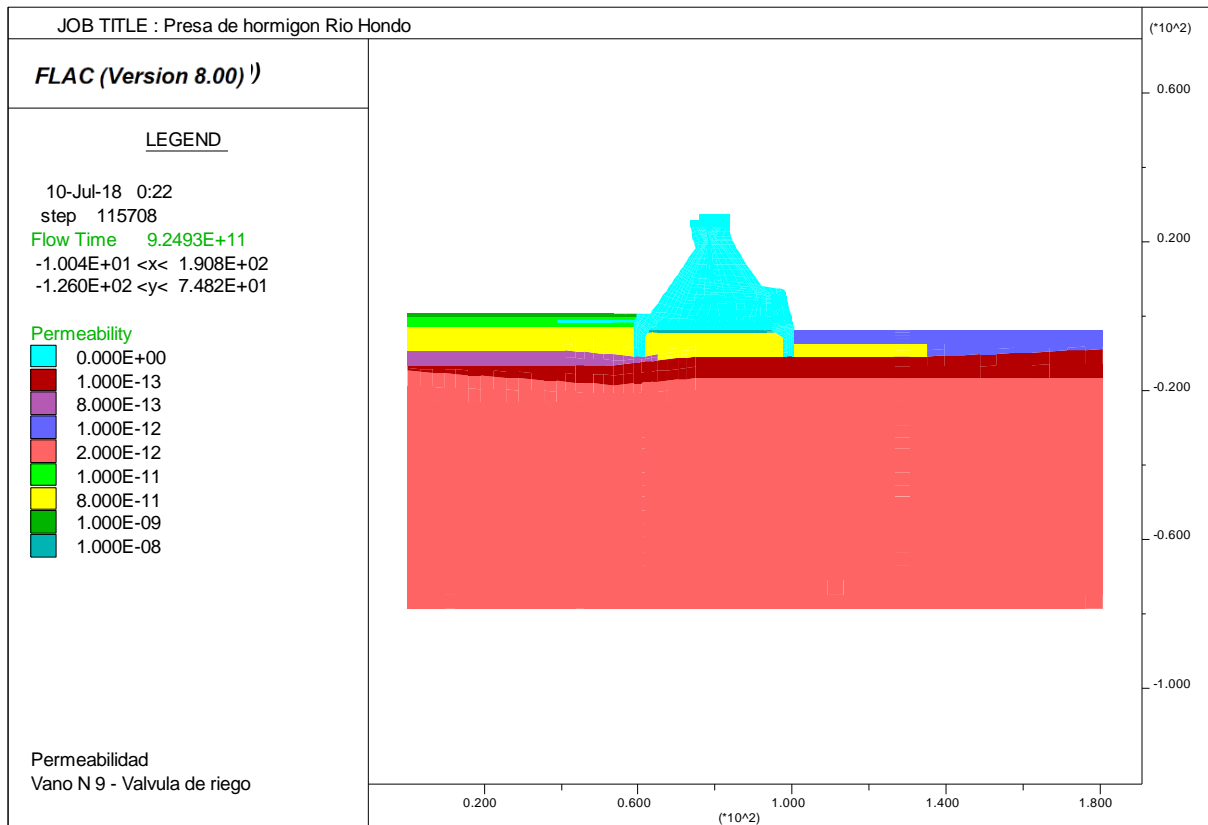


Figura 5.11: Vano N°9, sección tipo Válvula de riego ($m^2/(pa \times s)/1 \times 10^6 \approx (cm/s)$)

Vano N°9			
Permeabilidades adoptadas			Rango de clasificación (cm/s)*
Denominación	(Pa/m ² xs)	(cm/s)	
SM (Limo arenoso)	8.00E-11	8.00E-05	1E-8 a 1E-5
Sedimento (Arena limosa)	1.00E-09	1.00E-03	1E-3 a 1E-2
Blanket (ML-CL)	1.00E-11	1.00E-05	1E-8 a 1E-5
CL-200-300	1E-12 a 1E-13	1E-6 a 1E-7	1E-10 a 1E-6
CL2-200-300			
CL-300-400			
CH-200-300			
Solera drenante (GW-SW)	1.00E-08	1.00E-02	1E-2 a 10
(*) Según Coduto 1999			

Tabla 5.14: Vano N°9, sección tipo Válvula de riego – Permeabilidades adoptadas (equivalencias)

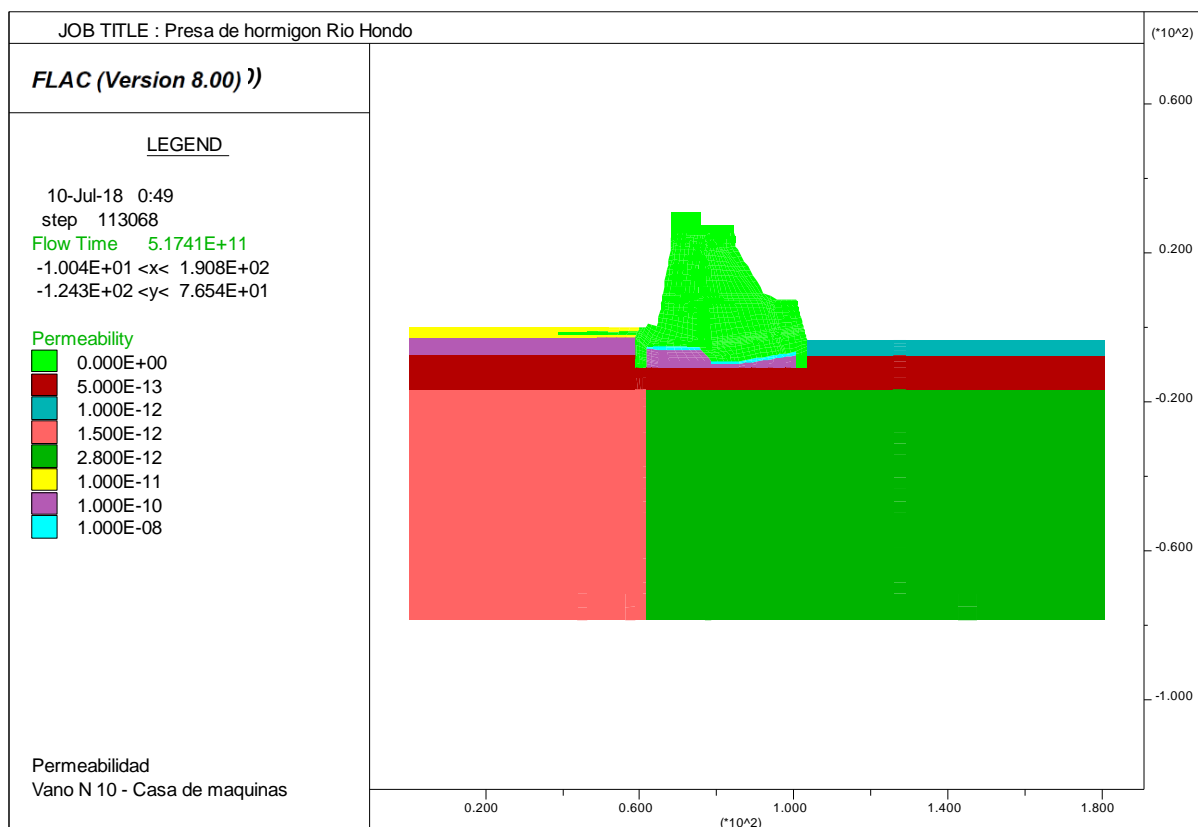


Figura 5.12: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas ($m^2/(pa \times s)/1 \times 10^6 \approx (cm/s)$)

Vano N°10			
Permeabilidades adoptadas			Rango de clasificación (cm/s)*
Denominación	(Pa/m ² xs)	(cm/s)	
SM (Limo arenoso)	1.00E-10	1.00E-04	1E-8 a 1E-5
Sedimento (Arena limosa)	1.00E-09	1.00E-03	1E-3 a 1E-2
Blanket (ML-CL)	1.00E-11	1.00E-05	1E-8 a 1E-5
CL-200-300	1.5E-12 a 5E-13	1.5E-6 a 5E-7	1E-10 a 1E-6
CL2-200-300			
CL3-200-300			
CH-200-300			
CH2-200-300			
CH3-200-300			
Solera drenante (GW-SW)	1.00E-08	1.00E-02	1E-2 a 10
(*) Según Coduto 1999			

Tabla 5.15: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas – Permeabilidades adoptadas (equivalencias)

5.4 Solicitaciones y condiciones de vínculo

En todos los modelos realizados tanto las solicitaciones como las condiciones de vínculo, fueron generadas y aplicadas en los nodos de la grilla del mismo modo, por este motivo se presentan solo algunas salidas de los vanos analizados.

Como condiciones de vínculo se aplicaron restricciones al desplazamiento en la dirección Y (vertical) en la frontera inferior, y en la dirección X (Horizontal) en sendas fronteras laterales (tanto AA como AB), y restricción en ambas direcciones en los encuentros entre fronteras laterales e inferior (Figura 5.13 a Figura 5.16).

En función de los niveles de embalse y las cargas hidráulicas de cada escenario y cada geometría modelada, se determinó el empuje hidrostático del agua sobre la presa, y tanto la acción mecánica (carga distribuida) como hidráulica (presión de poro) fueron introducidos al modelo como condición de contorno en la frontera superior (Figura 5.17 a Figura 5.20). Se consideró aceptable distribuir las acciones mencionadas con el módulo máximo correspondiente a cada escenario en el mismo desarrollo geométrico de modelo, para garantizar elementos de grilla con relaciones entre el lado mayor y menor por debajo del límite aceptable por el software (1:4 ideal, a 1:10 máximo), y de este modo evitar introducir errores significativos de cálculo en los resultados obtenidos.

5.4.1 Condiciones de vínculo

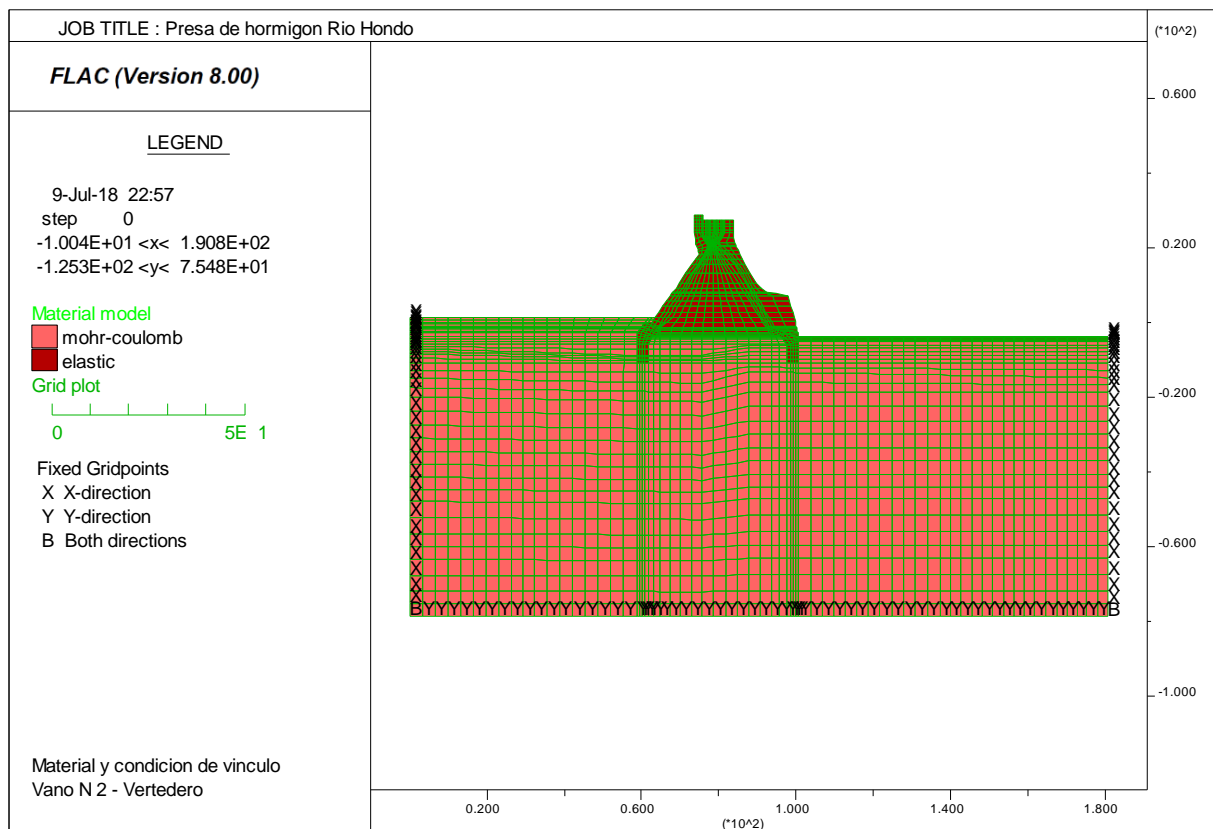


Figura 5.13: Vano N°2, sección tipo Vertedero (unidades en metros)

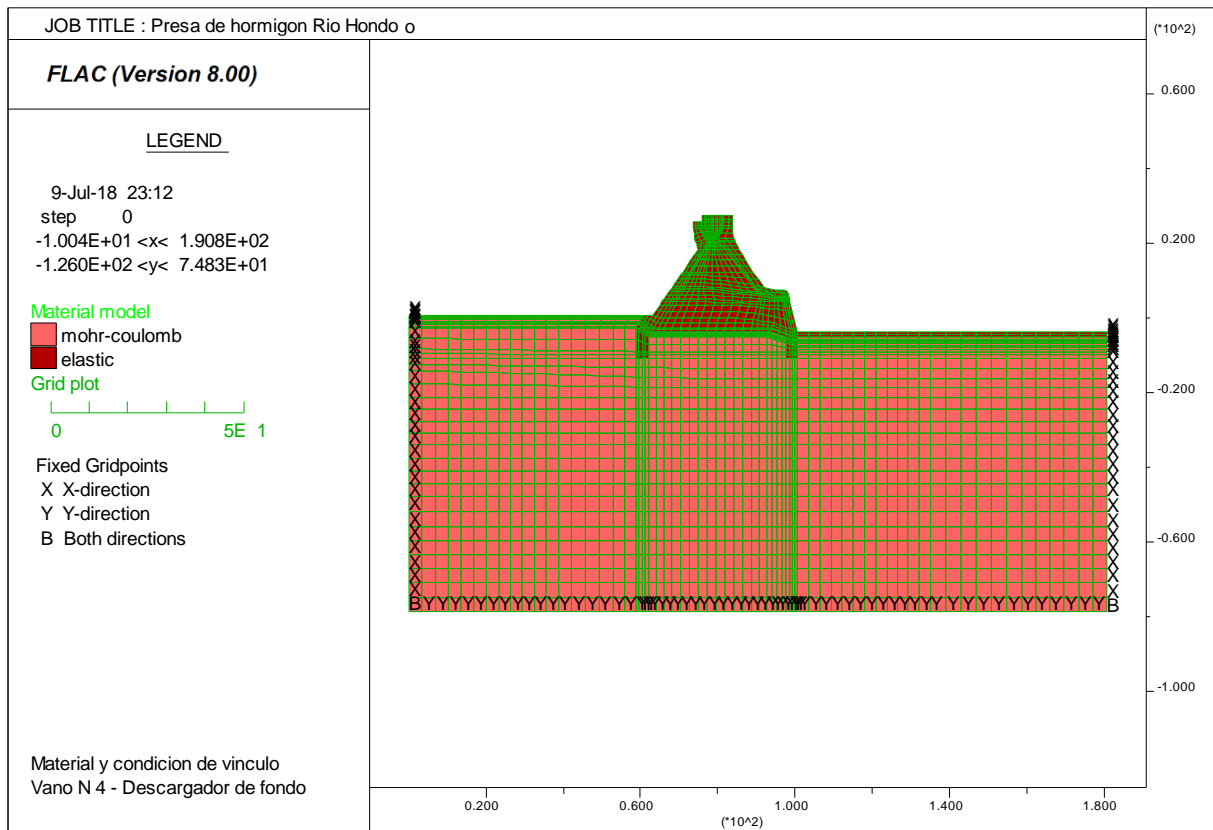


Figura 5.14: Vano N°4, sección tipo Descargador de fondo (unidades en metros)

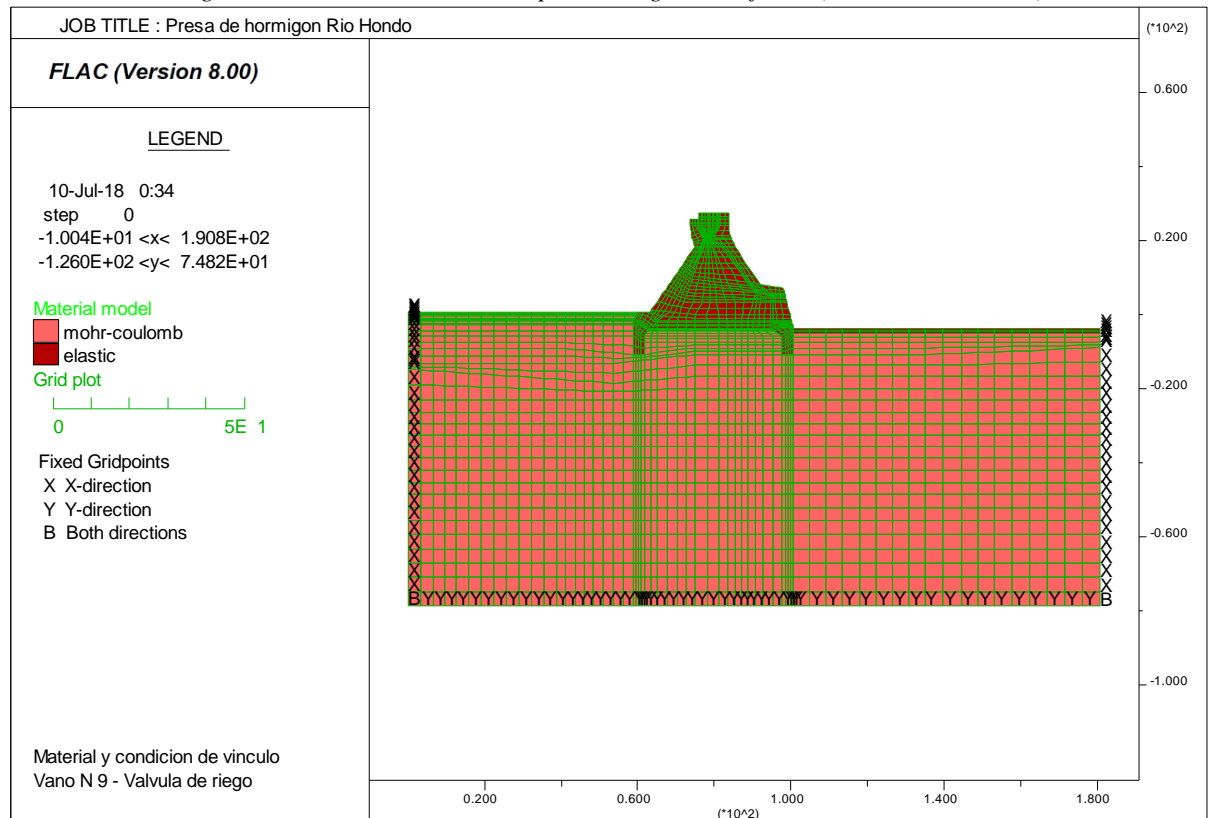


Figura 5.15: Vano N°9, sección tipo Válvula de riego (unidades en metros)

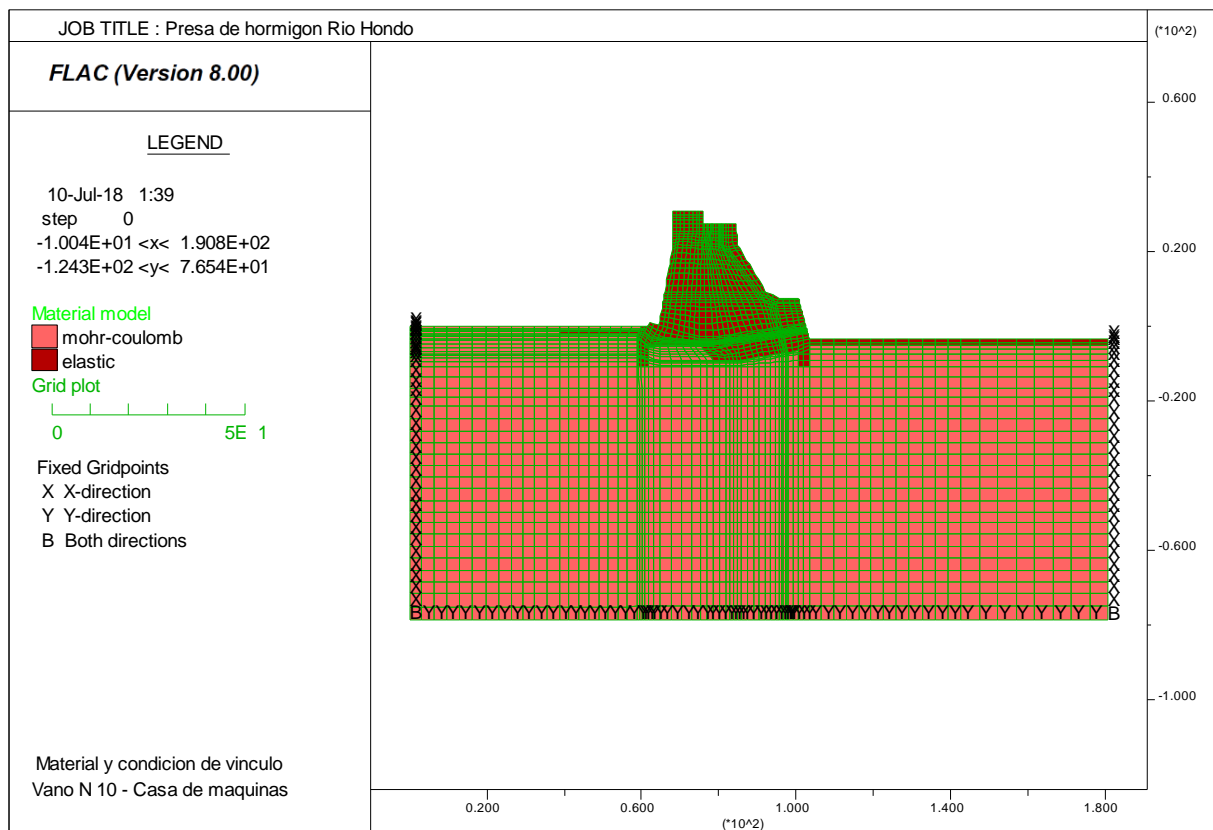


Figura 5.16: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas (unidades en metros)

5.4.2 Condición de borde mecánica – Presión de empuje

En este apartado se detalla cómo se introduce en cada sección modelada la distribución de presión mecánica asociada al empuje generado por el peso del agua, tanto en el sector de aguas arriba debida al embalse, como en el de aguas abajo debido a la restitución. En las cuatro secciones analizadas se ha realizado la aplicación de las cargas del mismo modo, por este motivo solamente se expondrán las figuras correspondientes a los vanos N° 2 (Tipo vertedero) y N°10 (Tipo central hidroeléctrica).

Se aplicó la acción mecánica como una carga de presión de distribución triangular en los paramentos de aguas arriba y aguas abajo de hormigón de cada modelo, y de distribución uniforme en la superficie del estrato de sedimento de aguas arriba y de la losa del cuenco amortiguador de aguas abajo (siempre como condición de borde).

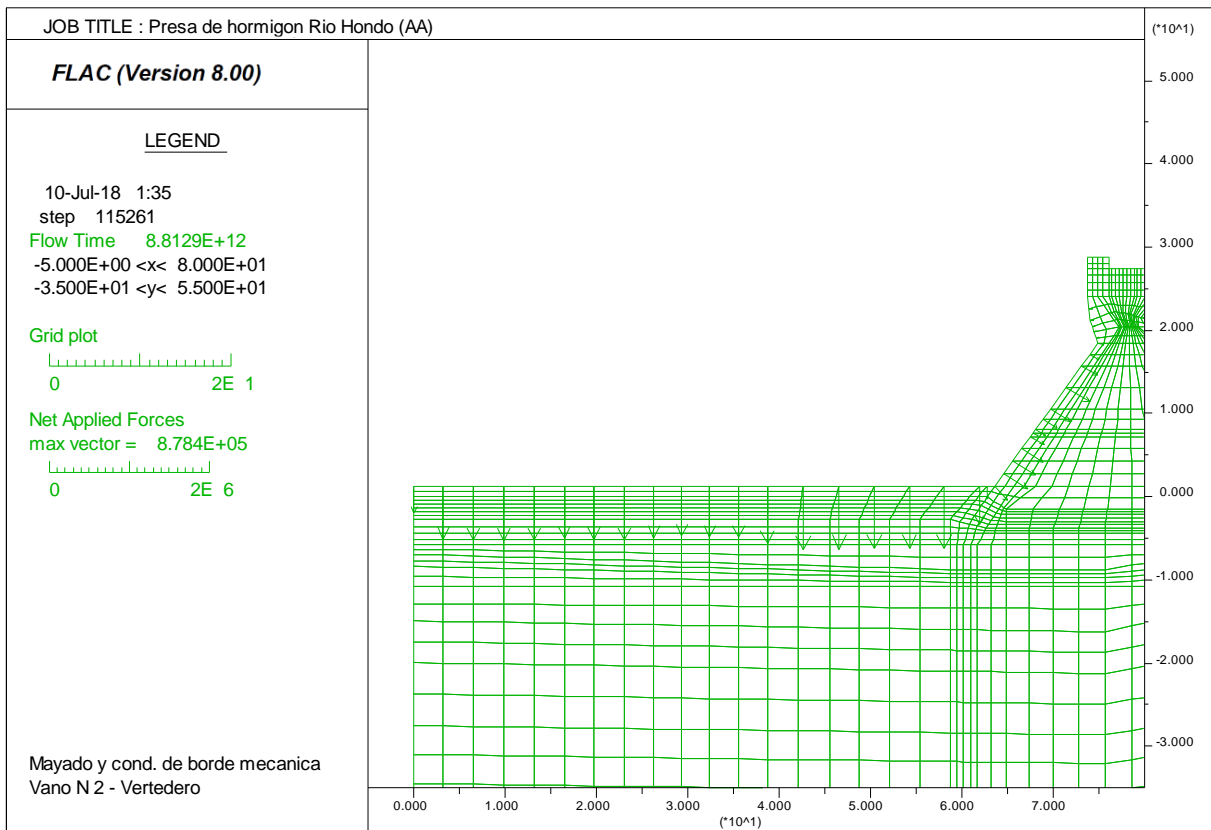


Figura 5.17: Vano N°2, sección tipo Vertedero – Sector de aguas arriba (unidades en Pascal)

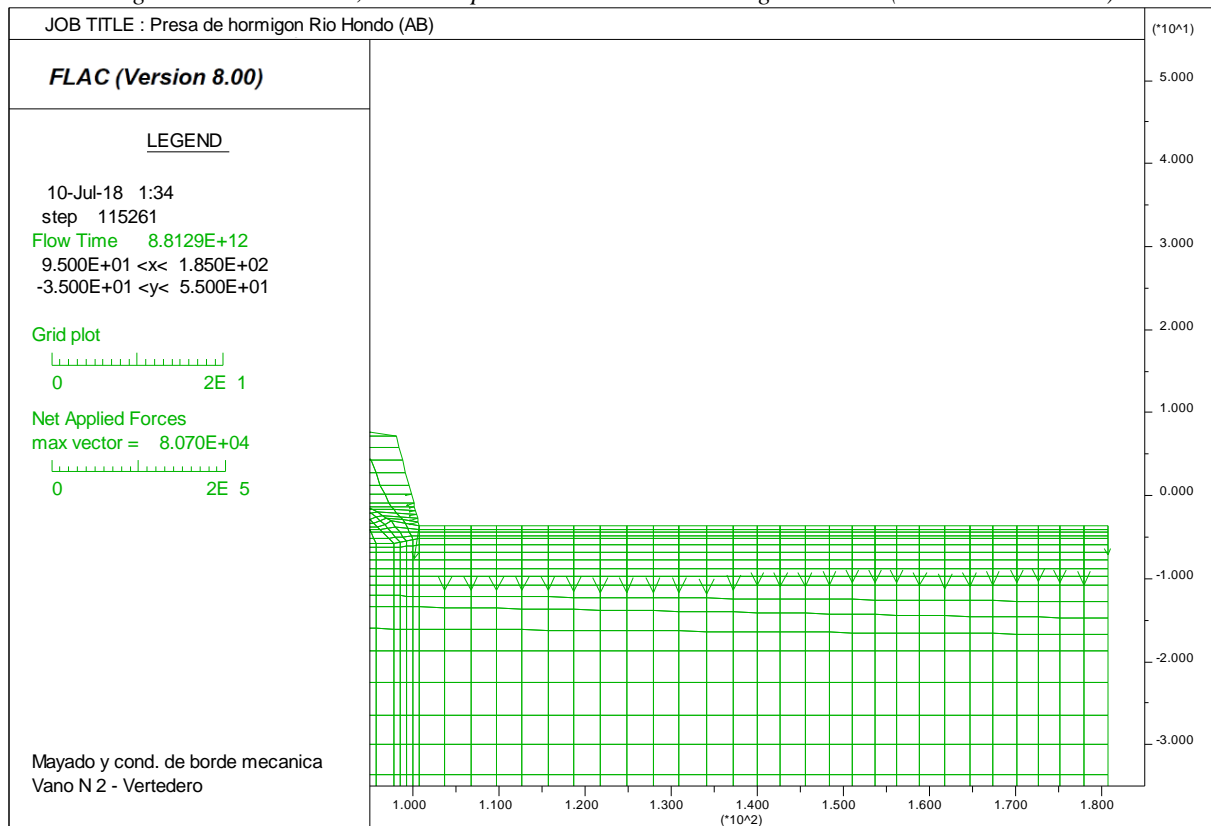


Figura 5.18: Vano N°2, sección tipo Vertedero – Sector de aguas abajo (unidades en Pascal)

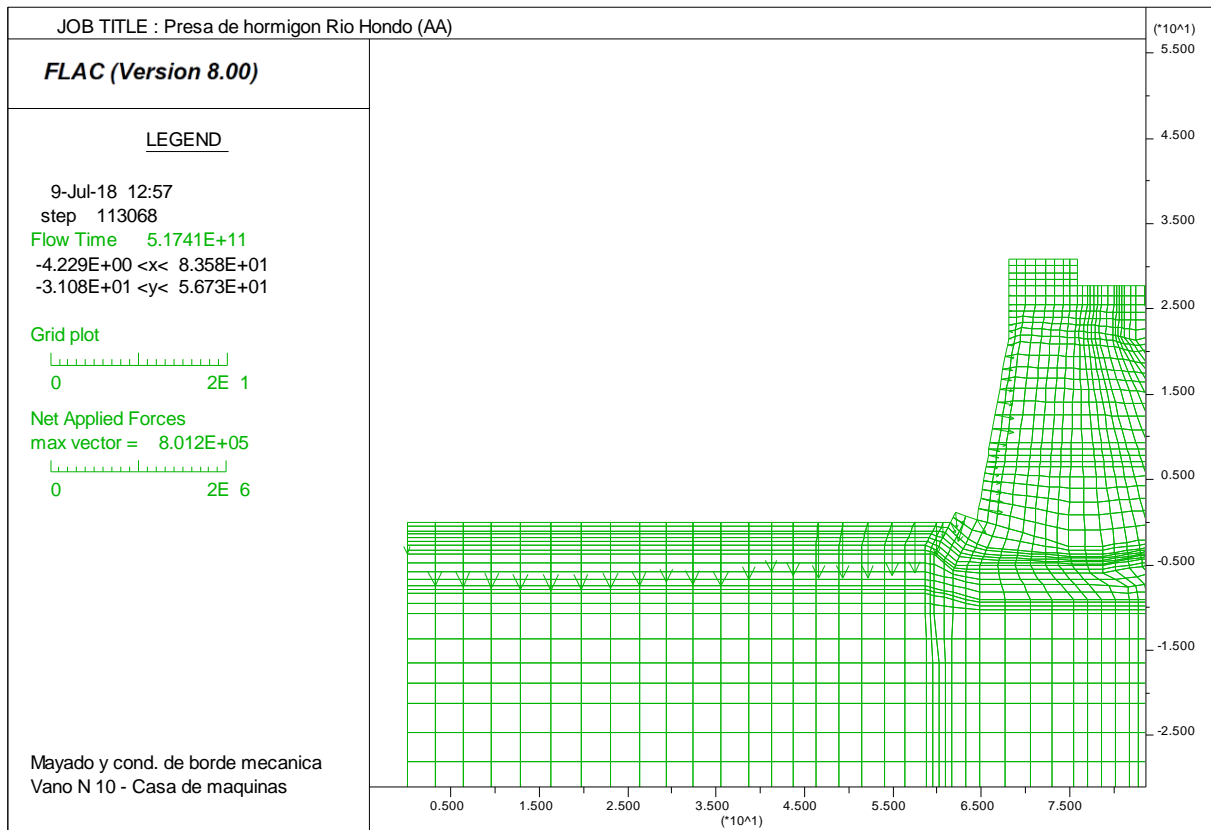


Figura 5.19: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas – Sector de aguas arriba (unidades en Pascal)

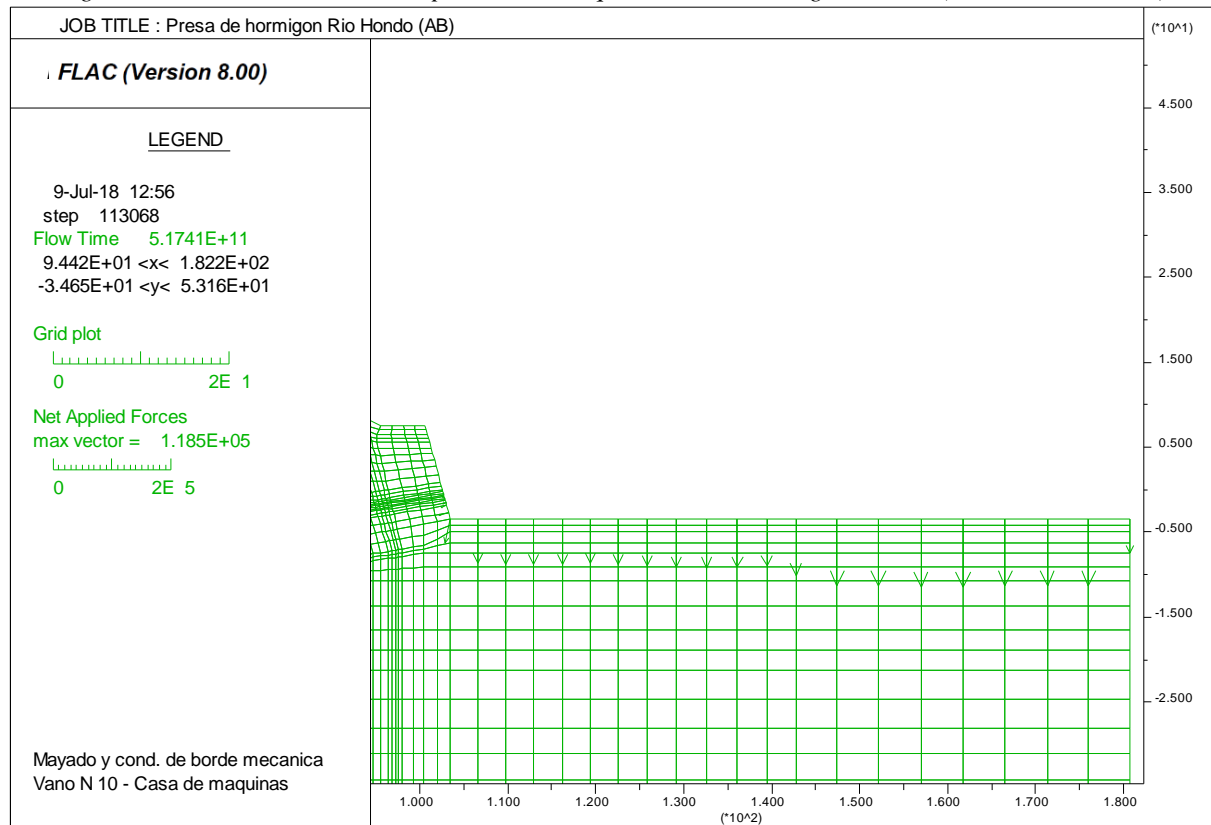


Figura 5.20: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas – Sector de aguas abajo (unidades en Pascal)

5.4.3 Condición de borde hidráulica – Presión de poros

Por su parte la acción hidráulica desarrollada por los niveles de embalse y restitución, también se introducen al modelo como presión de poro uniformemente distribuida asignada únicamente sobre la frontera superior de los modelos, es decir sobre el estrato superior de aguas arriba y sobre la losa del cuenco amortiguador de aguas abajo.

La presión artesiana se incorporó en los modelos a partir de una condición de contorno aplicada en toda la frontera inferior, a modo de presión de poros uniformemente distribuida (Tabla 5.16). Como estas magnitudes también fueron parte resultante de la calibración de los modelos, en el apartado 6.1 se detalla el procedimiento utilizado.

Presion artesiana aplicada en la frontera inferior		
Denominación del modelo	(Pa)	(Msnm equiv.)
V2 - Vertedero ETS	849000	257,94
V4 - Dfondo EST	850000	258,05
V9 - Dfondo EST	806000	253,56
V10 - Dfondo EST (*)	920000	265,18
	1000000	273,34

(*) Mayor presion hacia aguas abajo del dentellon de AA

Tabla 5.16: Condición de contorno aplicada en la frontera inferior de los modelos

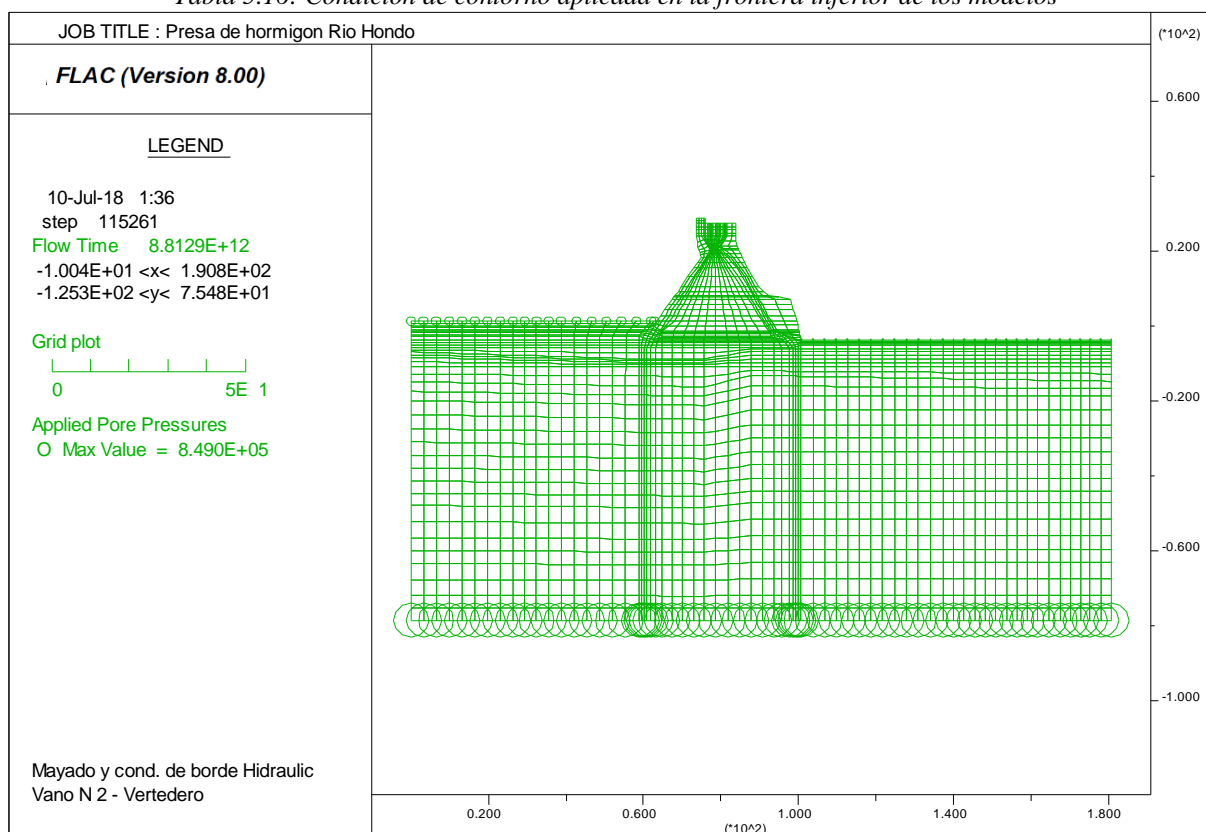


Figura 5.21: Vano N°2, sección tipo Vertedero (unidades en Pascal)

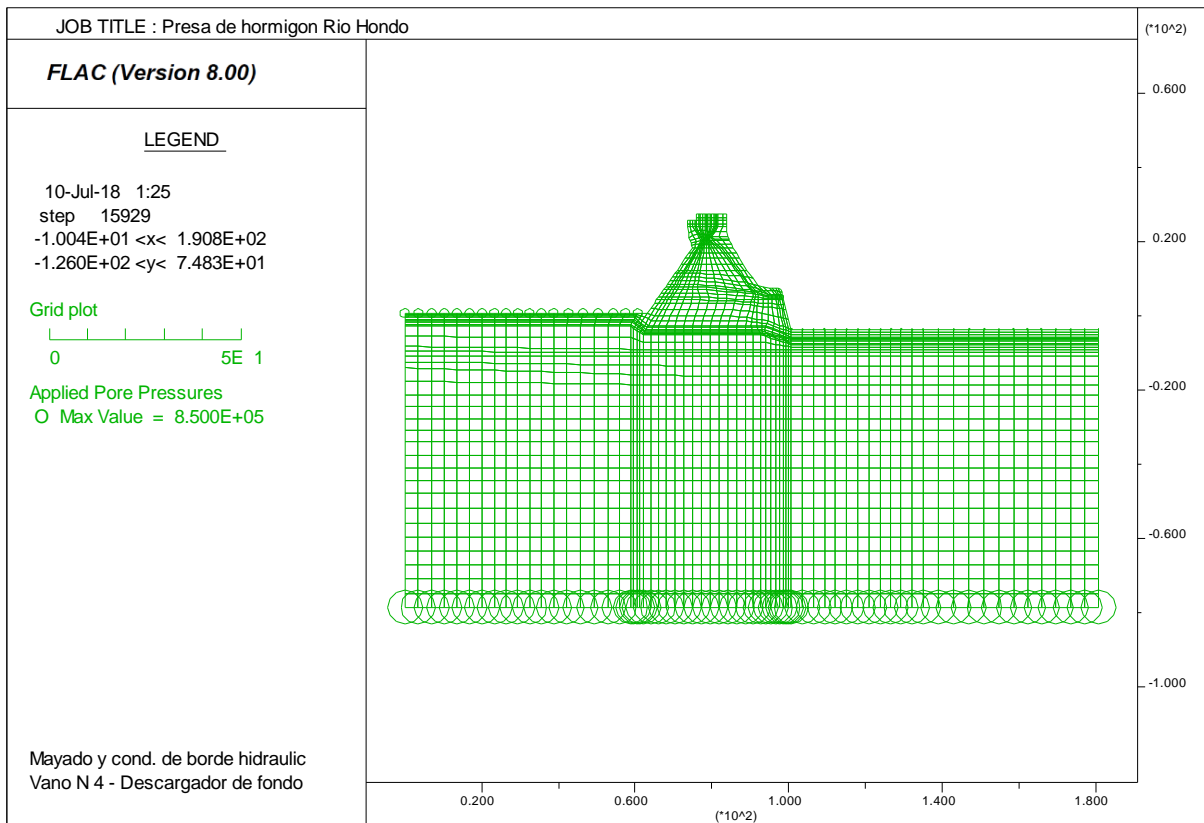


Figura 5.22: Vano N°4, sección tipo Descargador de fondo (Pascal)

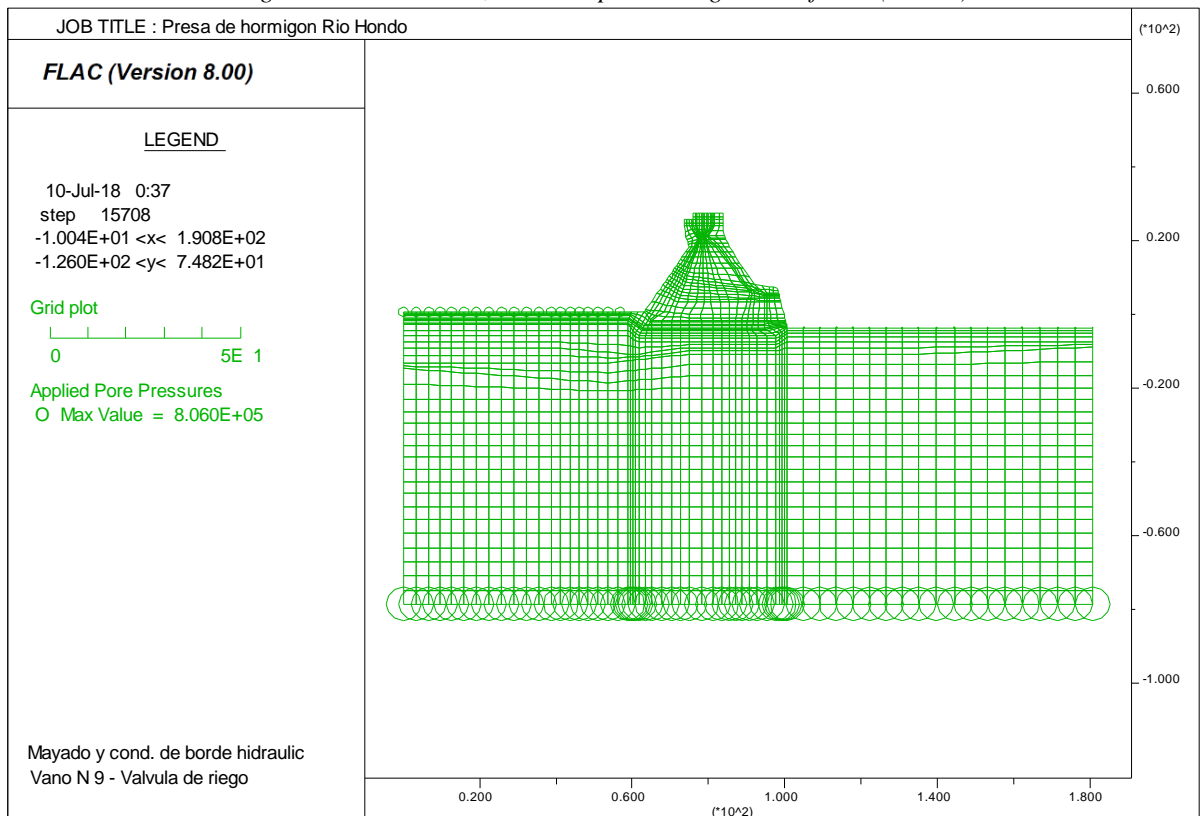


Figura 5.23: Vano N°9, sección tipo Válvula de riego (Pascal)

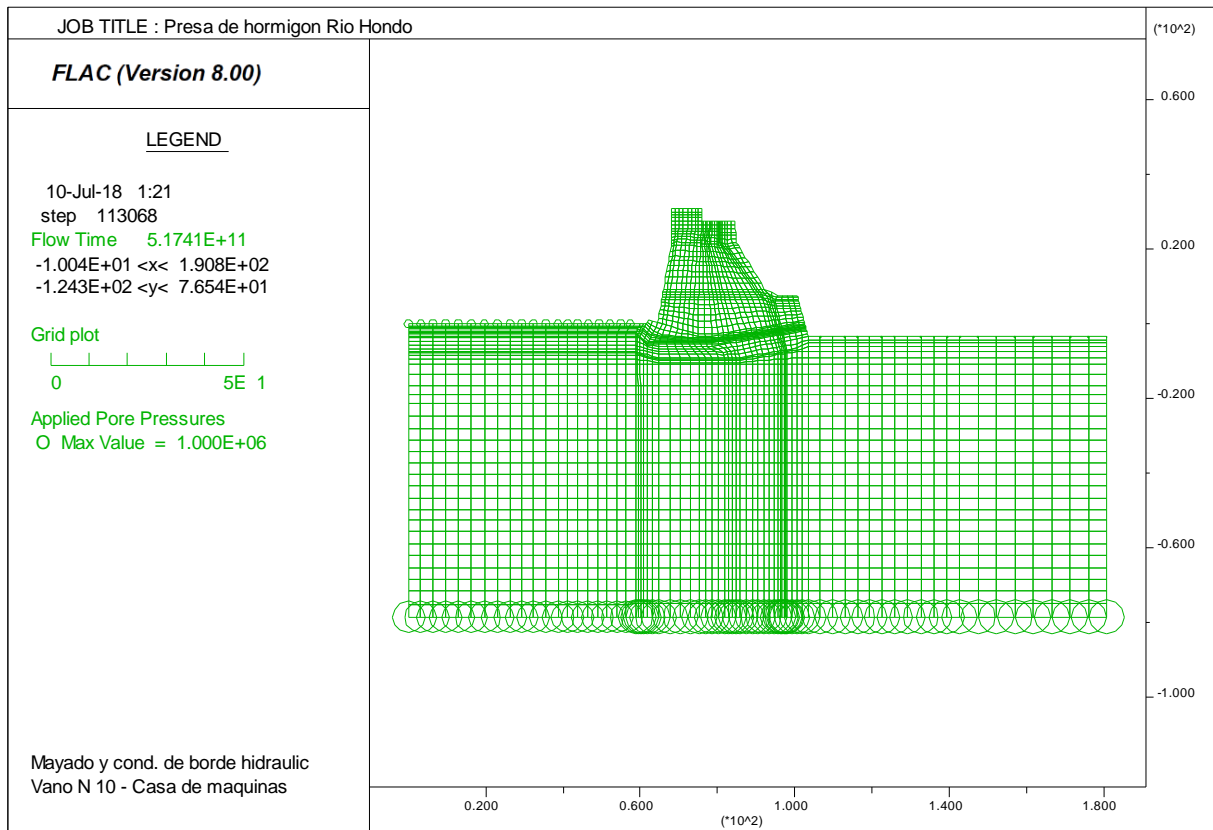


Figura 5.24: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas (Pascal)

APARTADO 6. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN, SIMULACIÓN Y CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS

En una primera instancia se generaron modelos de simulación para calibración de las presiones, permeabilidades y condiciones de contorno, una vez ajustados estos parámetros y definidas redes de flujo coherentes, se procedió a completar la construcción de los modelos aplicando las acciones mecánicas como fuere mencionado. Finalmente se ejecutaron las etapas de cálculo donde se define la distribución de deformaciones y los factores de seguridad al deslizamiento.

6.1 Calibración de los modelos hidráulicos

En base a la información existente en los registros de perforación se elaboró una síntesis planimétrica con la ubicación los puntos de presión artesiana detectados. Esta información corresponde a un escenario previo a la construcción de la obra.

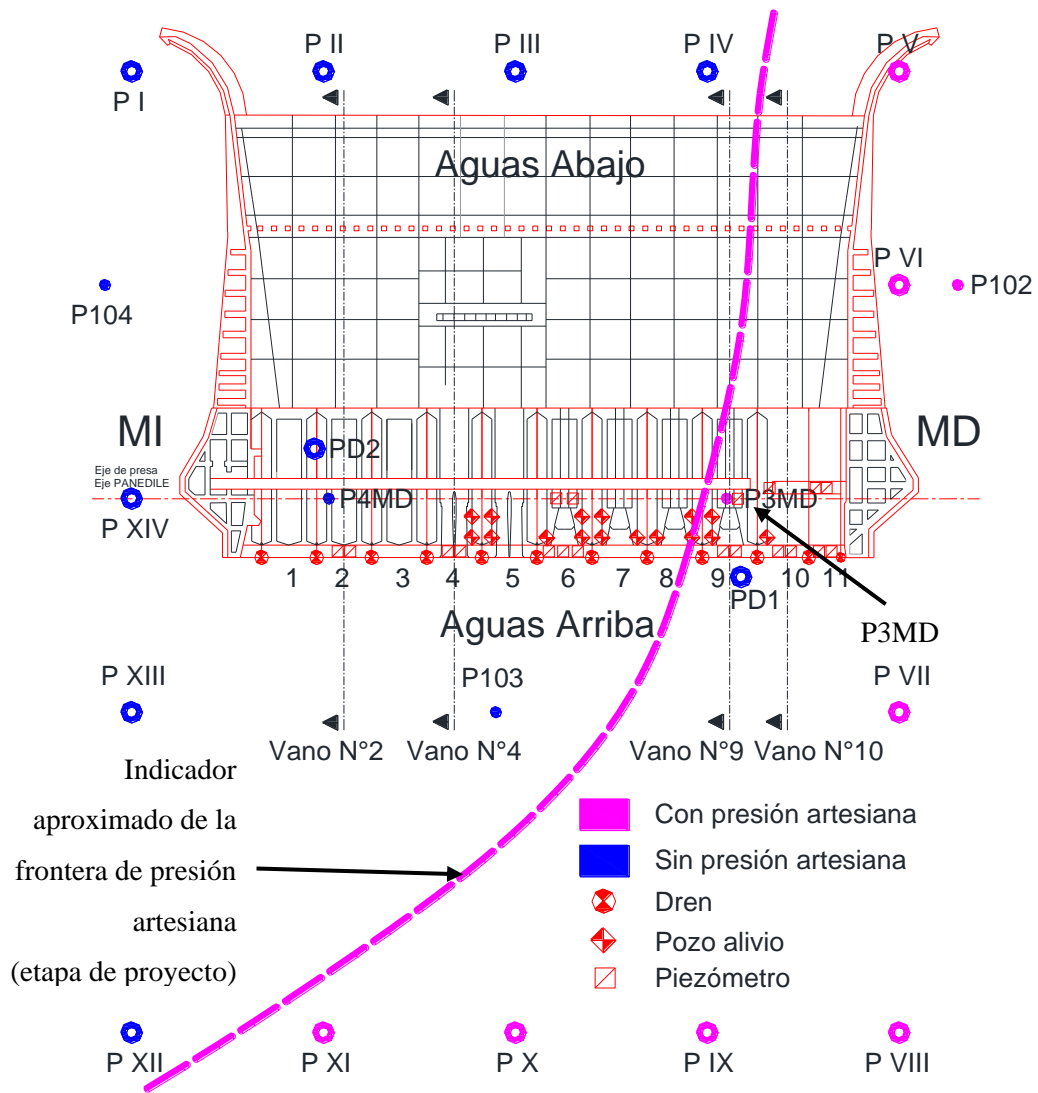


Figura 6.1: Presa de hormigón Río Hondo –Puntos detectados de presión artesiana (proyecto)

En la Figura 6.1 se observa que durante la etapa de proyecto, las secciones más próximas al estribo de margen izquierda (Vanos N°2 y 4), presentaron solo un foco de presión artesiana. En el Vano N°9 (Sección tipo Válvula de riego) se observó un segundo foco de presión artesiana ubicado por detrás del diente de aguas arriba, próximo al eje de presa.

Si bien no hay registros de perforaciones en el alineamiento del vano N°10 (Sección tipo Casa de máquinas), se adoptó la distribución de presiones artesianas registradas en el estribo de margen derecha, abarcando desde 120m aguas arriba del eje de presa hasta 120m aguas abajo del mismo. Los niveles piezométricos registrados presentaron una amplitud de 9mca (en etapas de proyecto), cuyo máximo se detectó entre el eje de presa y los primeros 60m del cuenco dissipador.

En función de la situación descrita en los párrafos anteriores, se procedió de manera distintiva para la calibración del modelo del vano N°10 con respecto a los otros tres mencionados.

6.1.1 Vanos N°2, 4 y 9 – Secciones tipo Vertedero, Descargador de fondo, y Válvula de riego

En estos vanos se calibraron las permeabilidades y la condición de contorno artesiana en simultáneo. Se adoptó como criterio, respetar los siguientes lineamientos:

- Ajustar las presiones de poro en los múltiples puntos de ubicación de las cámaras piezométricas, con una tolerancia inferior a la precisión del instrumental que emite las lecturas de auscultación ($\pm 0.50\text{mca}$);
- Introduciendo una condición de contorno que emule la presión artesiana en la frontera inferior del modelo e induzca permeabilidades coherentes al suelo calificado durante la etapa de proyecto;
- Una vez alcanzado este estadio de calibración se corroboró si la presión de poro en los puntos donde se detectó la presión artesiana era consistente con el nivel piezométrico allí registrado durante la etapa de prospección previa al proyecto.

A partir de este trabajo se llegó a las redes de flujo, distribuciones de presión neutra, y permeabilidades finales, para cada uno de los vanos mencionados que se detallan en la Figura 7.1 a Figura 7.8.

6.1.2 Vano N° 10 – Sección tipo Casa de máquinas

Las presiones artesianas en el estribo de margen derecha eran mucho más dispersas que en las tres secciones anteriormente mencionadas, y resultó imposible de calibrar con una presión uniforme en la frontera inferior, pues las permeabilidades eran inconsistentes con la clasificación disponible como antecedente al trabajo. Por este motivo, adoptando el mismo criterio anterior, se realizó una calibración iterativa entre dos modelos.

En el primer modelo se representó la zonificación estratigráfica a partir de los resultados de las prospecciones, discriminando los puntos de ubicación donde se hizo contacto con los acuíferos confinados (situación previa a la construcción). Mientras que en el segundo modelo se reemplazó los primeros estratos por el blanket y la losa del cuenco amortiguador, y se adecuó la zonificación incorporando la estructura del vano de hormigón y los depósitos de sedimento de aguas arriba.

El proceso iterativo inició en el primer modelo asumiendo un orden de permeabilidades para la zonificación de suelo definida (siempre coincidente entre ambos modelos), y se ajustó la presión de poro para que el nivel piezométrico en los puntos de contacto con el o los acuíferos confinados fuere coincidente con el nivel registrado; y a su vez encontrar un nivel freático definido por debajo del nivel de terreno natural. Con esta condición de contorno artesiana se da inicio a la calibración del modelo que contiene a la presa y la presión hidrostática de embalse, y se ajustan las

permeabilidades para representar las presiones registradas en las cámaras piezométricas según la tolerancia mencionada ($\pm 0.50\text{mca}$).

Con esta nueva disposición de permeabilidades se ingresó en el primer modelo y se ajustó nuevamente la condición de contorno artesiana en la frontera inferior, y así consecuentemente hasta converger los niveles piezométricos de ambos modelos, y garantizar adicionalmente lo siguiente:

- Una condición de contorno artesiana que tenga el mínimo número de escalones de presión posible a lo largo de la frontera inferior, cuyo máximo resulte menor al nivel de embalse máximo históricamente registrado.

En función de lo mencionado se obtuvo como resultado lo expuesto en el apartado 7.1.

6.2 Análisis de estabilidad

Finalizada la etapa de calibración de las presiones de poro, se incorporaron las solicitaciones y condiciones de borde asociadas cada escenario planteado en el apartado 4.3, y se procedió al cálculo de las condiciones de estabilidad y los factores de seguridad asociados a cada escenario, siguiendo los siguientes pasos o steps de modelación:

- Definición de la geometría, generación de la grilla (o mayado) y zonificación;
- Aplicación de las condiciones de vínculo;
- Asignación de las propiedades másicas y resistentes de los materiales asociados a cada zona;
- Asignación de las permeabilidades determinadas en los modelos de calibración;
- Definición de los puntos de control piezométrico y de deformaciones;
- Cálculo elástico de tensiones y deformaciones;
 - Anulación de deformación y velocidad de movimiento inicial;

En esta instancia se ha simulado el estado tensional remanente luego de construida la presa, se asume como punto de partida que la consolidación primaria ya ha tomado lugar previo a la construcción de la obra.

- Asignación de las propiedades del agua;
 - Densidad y módulo de compresibilidad

En este step se considera al agua con la densidad tradicional expuesta en el apartado 5.3.1 y con un módulo de compresibilidad elevado para despreciar los efectos generados por la interacción suelo-agua en la definición de la red de infiltración. Ejecutado de igual modo en la calibración.

- Asignación de cargas hidráulicas de embalse, restitución, y artesianas, como condición de presión de poro en las fronteras superior de AA y AB, e inferior.

- Análisis desacoplado – 1ra etapa: Cálculo hidráulico de la distribución de presiones de poro en la fundación.

En este step se hizo uso de dos funciones específicas para acelerar la convergencia en la resolución de la ecuación diferencial que representa el flujo en medio poroso cuando el medio es de baja permeabilidad. Una de ellas introduce al medio poroso un estado de saturación inicial sin asignar presión de poro, mientras que la otra es un acelerante de convergencia.

- Asignación de cargas mecánicas asociadas a la presión de empuje del embalse y la restitución, como condición de frontera superior (AA y AB).
- Redefinición de las propiedades del agua;
 - Módulo de compresibilidad

En este step se considera el agua como absolutamente deformable, y se permitió que el escurrimiento limitado por las permeabilidades asignadas, no introduzca variaciones al estado tensional pre-calculado en la primera etapa del análisis desacoplado.

- Análisis desacoplado – 2da etapa: Cálculo plástico de tensiones y deformaciones remanentes;
- Método de reducción paramétrica: Determinación del FOS

CAPÍTULO V

RESULTADOS

APARTADO 7. RESULTADOS

A continuación, se presentan las presiones resultantes del ajuste de la calibración realizada para la cota de embalse 274.00msnm correspondiente al año 2017, y su verificación para la cota 272.00msnm correspondiente a enero del mismo año.

En los apartados 7.1.1 y 7.1.2 se ilustran las redes de flujo obtenidas en el entorno mediato al contacto presa-fundación, y la distribución de las presiones de poro.

Finalmente, en el apartado 7.2 se presentan los resultados que derivaron del análisis de estabilidad, objetivo del presente trabajo.

7.1 Del procedimiento de calibración

Concluida la calibración de los modelos descrito en el apartado 6.1, se realizaron simulaciones con una carga de embalse menor (272.00msnm) y se verifico que las presiones obtenidas se encontraron dentro de la tolerancia mencionada, y nunca por debajo del valor registrado durante las tareas de auscultación (Tabla 7.1 y Tabla 7.2).

Calibración de los modelos elaborados NE = 274,00msnm / NR = 249,00msnm				
Instrumento	Cota de ubicación en modelo (msnm)	NP Modelado (msnm)	NP Medido Ausc. (*) (msnm)	Δ
PH-2A-233	233,99	254,60	254,24	0,36
PH-2A-228	228,99	257,31	257,15	0,16
PH-4A-233	234,24	253,89	253,66	0,22
PH-4A-227	228,81	256,69	256,66	0,03
PH-9A-233	234,17	254,31	254,55	-0,24
PH-9A-228	228,81	254,65	253,75	0,90
PH-9B-231	231,00	257,53	257,44	0,09
PH-10A-233	233,49	257,86	258,14	-0,28
PH-10A-229	228,81	259,15	258,68	0,47
PH-10B-231	231,00	258,97	259,1	-0,13

(*) Los datos medidos corresponden al periodo abril-mayo de 2017

Tabla 7.1: Calibración de las presiones de poro en la fundación de los modelos

Calibración de los modelos elaborados NE = 272,00msnm / NR = 249,00msnm				
Instrumento	Cota de ubicación en modelo (msnm)	NP Modelado (msnm)	NP Medido Ausc. (*) (msnm)	Δ
PH-2A-233	233,99	254,53	253,74	0,79
PH-2A-228	228,99	256,93	256,65	0,28
PH-4A-233	234,24	253,31	252,86	0,45
PH-4A-227	228,81	256,37	255,86	0,51
PH-9A-233	234,17	253,82	253,25	0,57
PH-9A-228	228,81	254,30	253,5	0,80
PH-9B-231	231,00	257,34	256,44	0,90
PH-10A-233	233,49	257,47	257,14	0,33
PH-10A-229	228,81	258,76	258,18	0,58
PH-10B-231	231,00	258,79	258,11	0,68

(*) Los datos medidos corresponden al periodo enero de 2017

Tabla 7.2: Verificación de presiones de poro calibradas en la fundación de los modelos

7.1.1 Redes de flujo

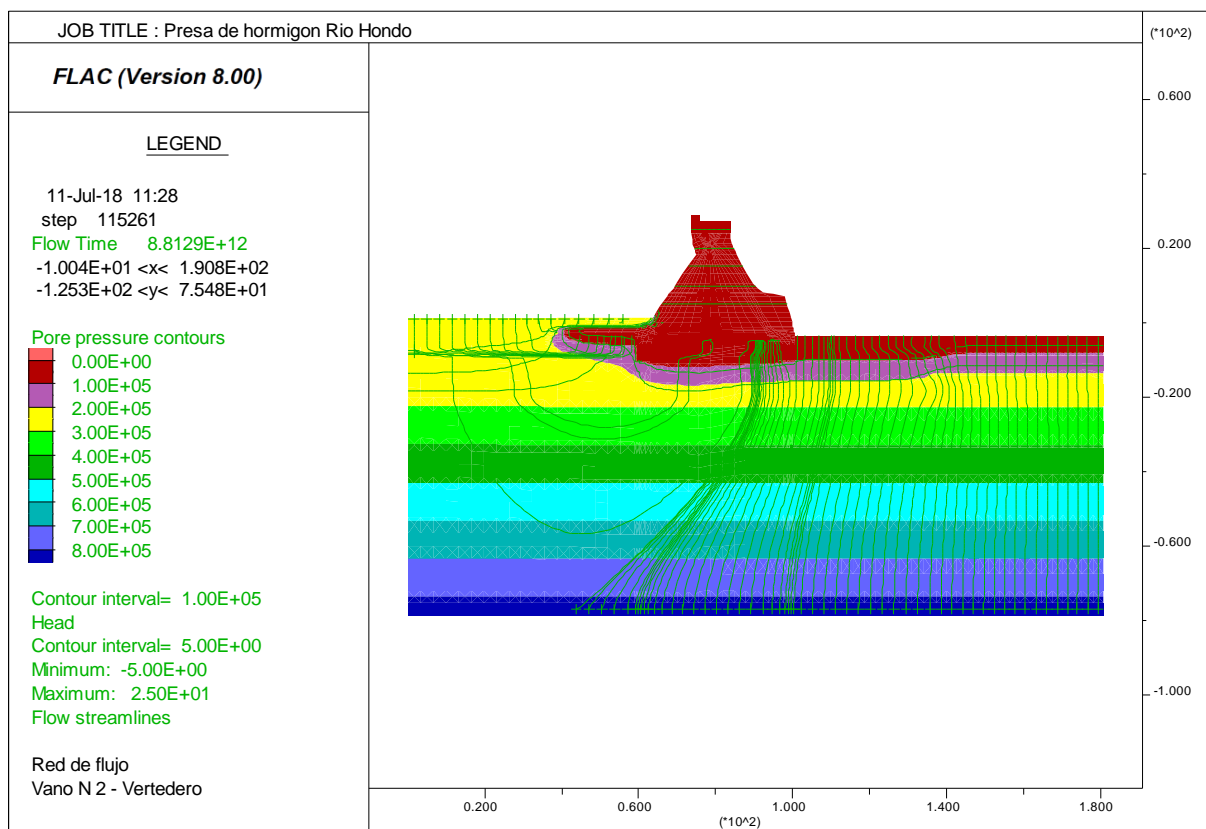


Figura 7.1: Vano N°2, sección tipo Vertedero (Pascal)

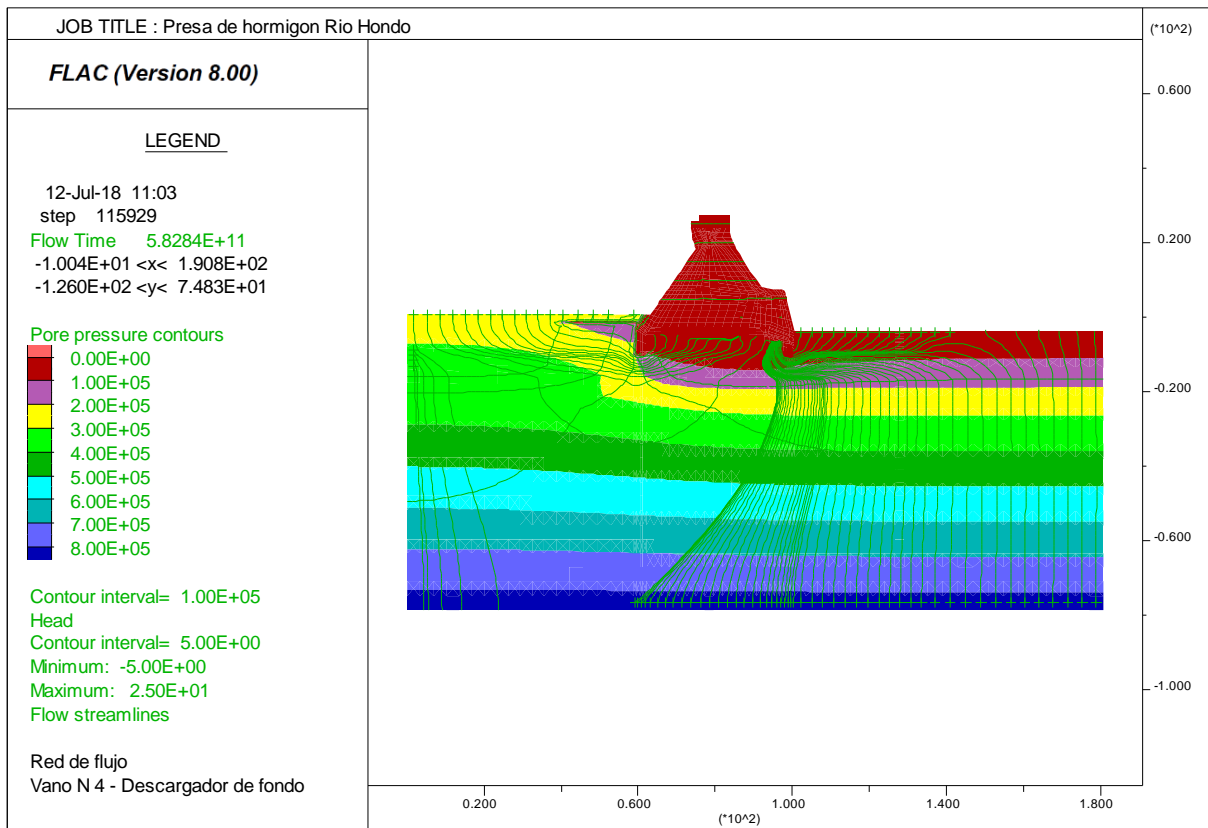


Figura 7.2: Vano N°4, sección tipo Descargador de fondo (Pascal)

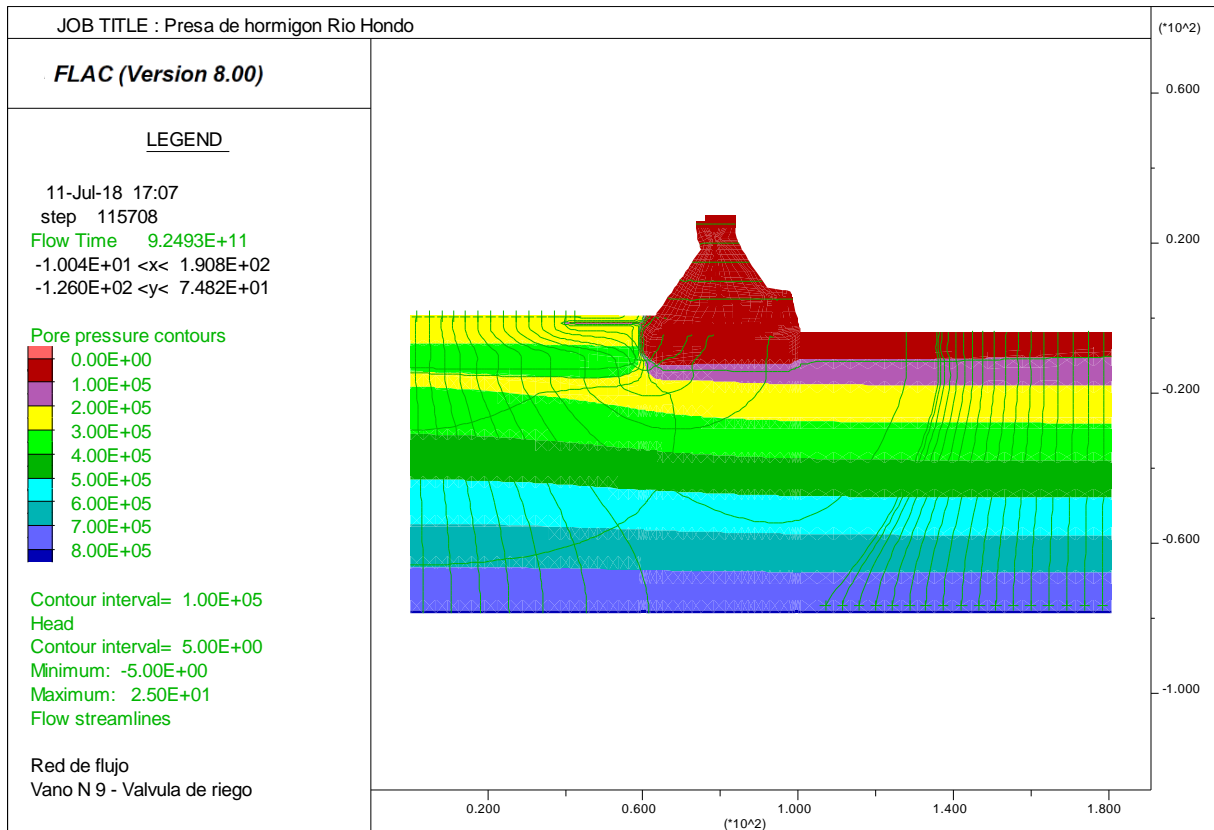


Figura 7.3: Vano N°9, sección tipo Válvula de riego (Pascal)

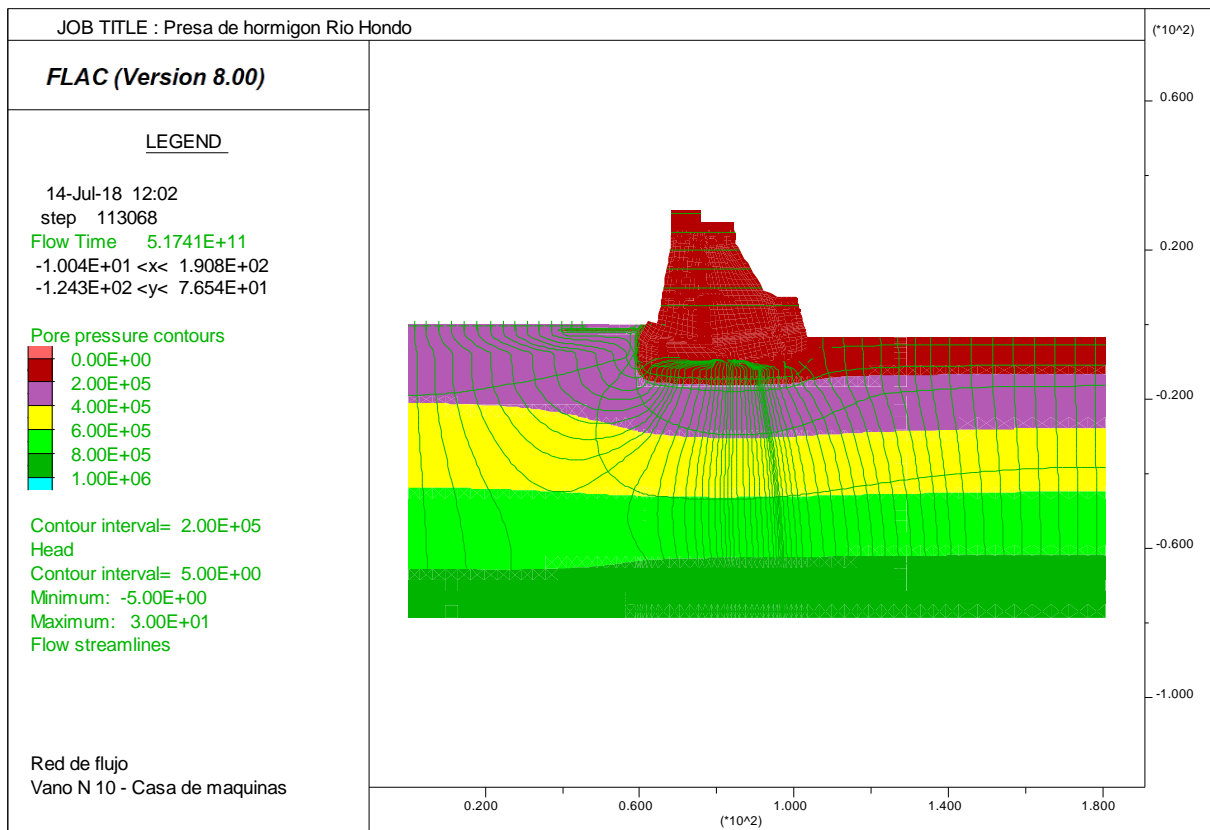


Figura 7.4: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas (Pascal)

7.1.2 Presiones de poro

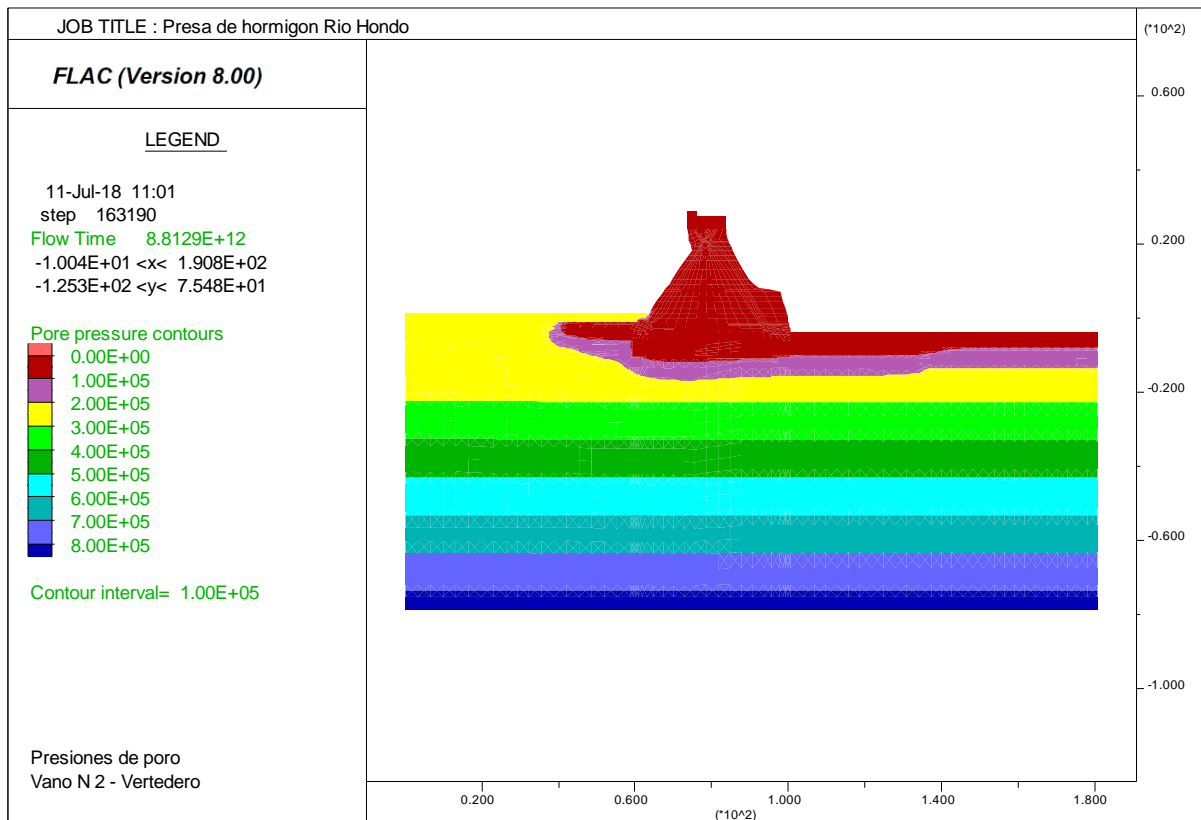


Figura 7.5: Vano N°2, sección tipo Vertedero (Pascal)

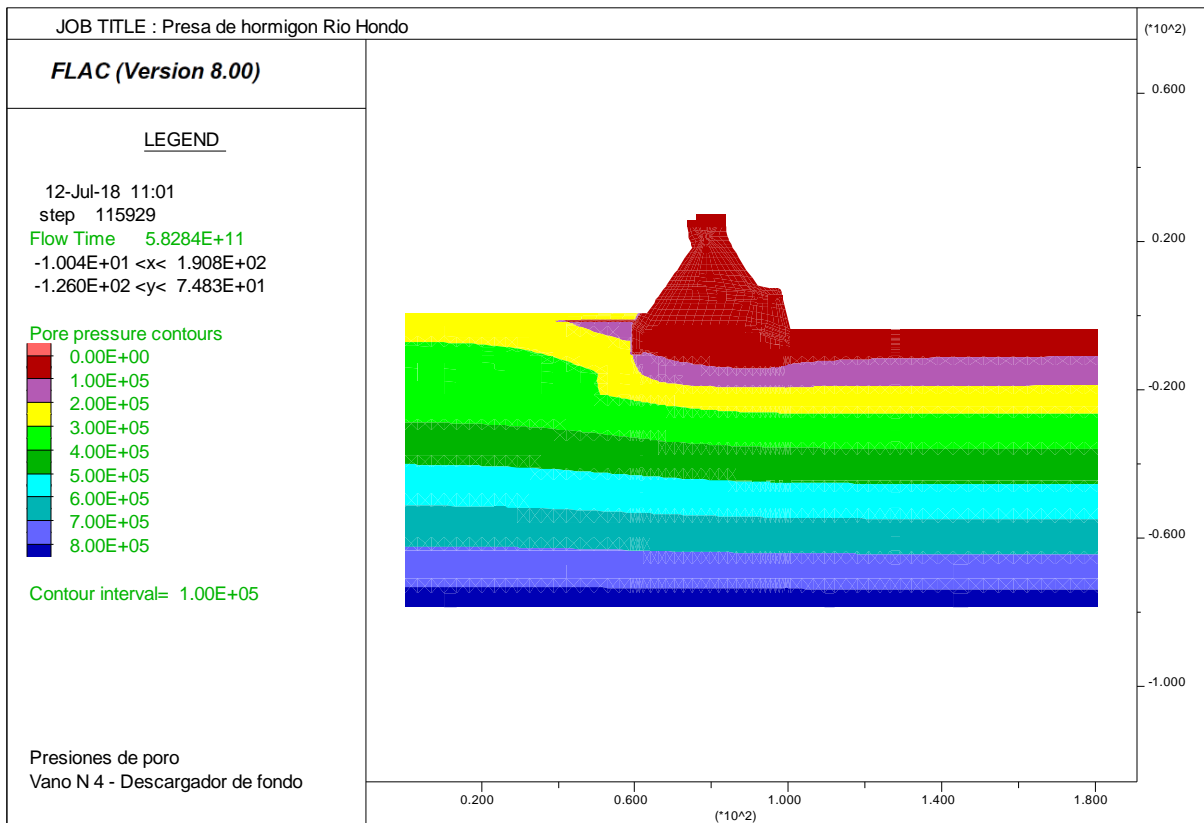


Figura 7.6: Vano N°4, sección tipo Descargador de fondo (Pascal)

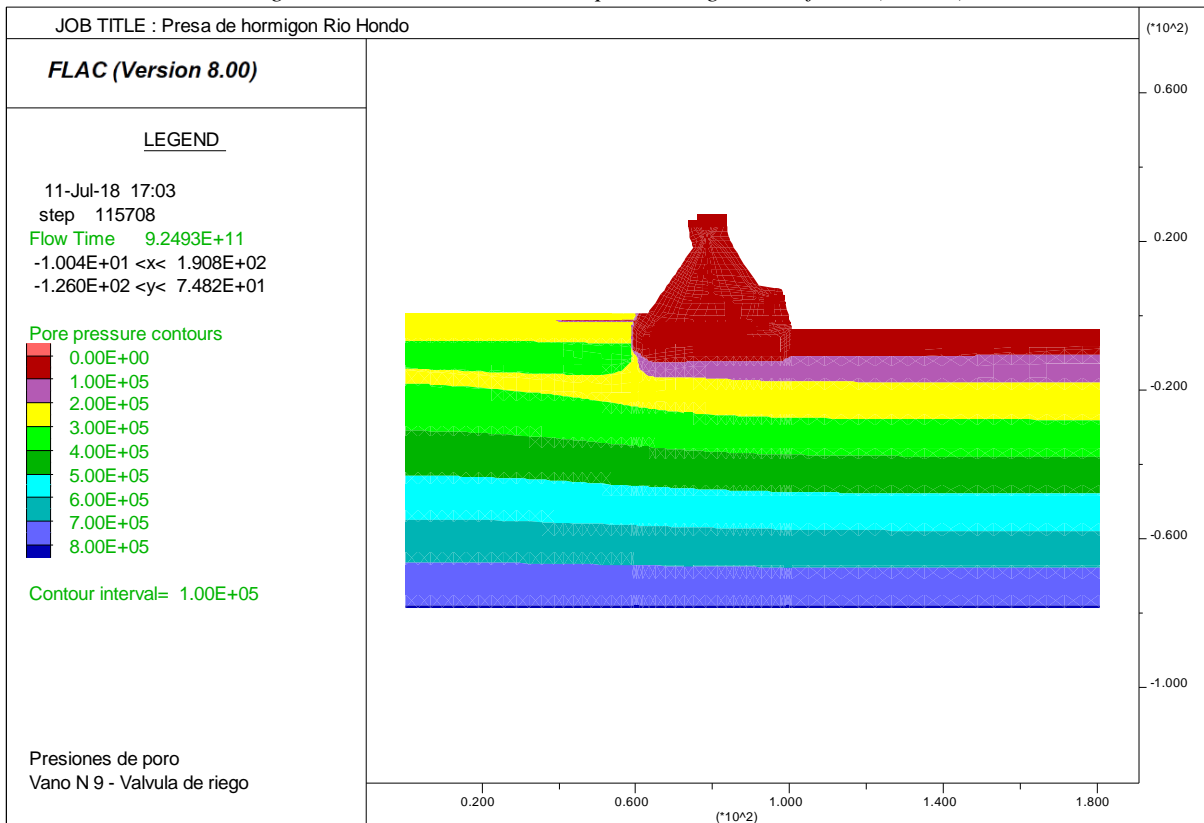


Figura 7.7: Vano N°9, sección tipo Válvula de riego (Pascal)

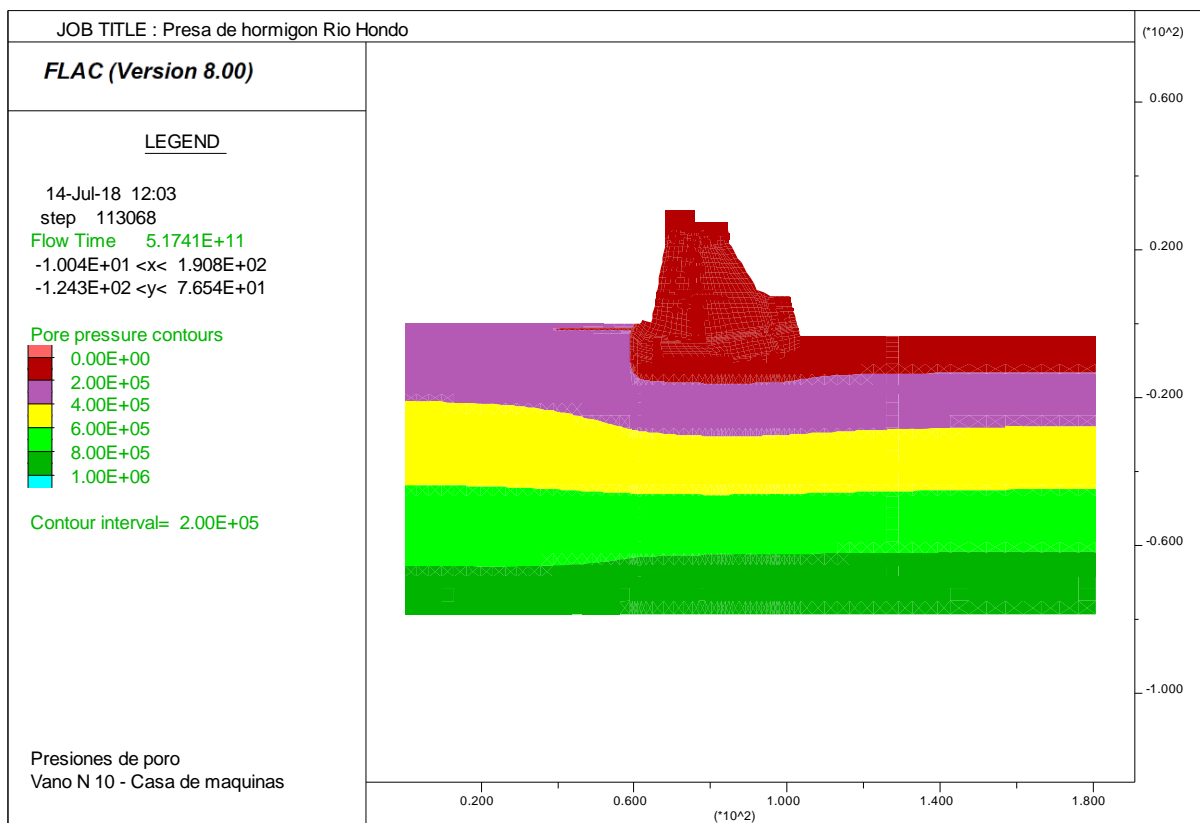


Figura 7.8: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas (Pascal)

7.2 Factor de seguridad al deslizamiento en planos profundos

El trabajo concluye con la aplicación del método SSRM de reducción paramétrica, este método simula todas las combinaciones de reducciones paramétricas posibles hasta alcanzar la condición de inestabilidad y determina cuál de todas esas combinaciones posibles está asociada a la menor relación entre la magnitud de los parámetros iniciales y los de falla (o condición inestable), valor conocido como FOS por este método. En la Tabla 7.3 se presenta una síntesis de los FOS obtenidos y la carga hidráulica de embalse asociada.

Escenario	Carga Hidraulica	Factor of safety (FOS)	FS Limite
	Δ		
Vano N°2 - Vertedero			
1.01	25,0	1,67	1,5
2.01	23,5	1,66	1,3
2.02	24,8	1,65	1,3
Vano N°4 - Descargador de fondo			
1.01	25,0	1,62	1,5
2.01	23,5	1,63	1,3
2.02	24,8	1,63	1,3
Vano N°9 - Válvula de riego			
1.01	25,0	1,57	1,5
2.01	23,5	1,60	1,3
2.02	24,8	1,57	1,3
Vano N°10 - Casa de máquinas			
1.01	25,0	1,54	1,5
2.01	23,5	1,56	1,3
2.02	24,8	1,55	1,3

Tabla 7.3: Factores de seguridad a la falla por corte – Método SSRM

7.2.1 Vano N°2 – Sección tipo Vertedero

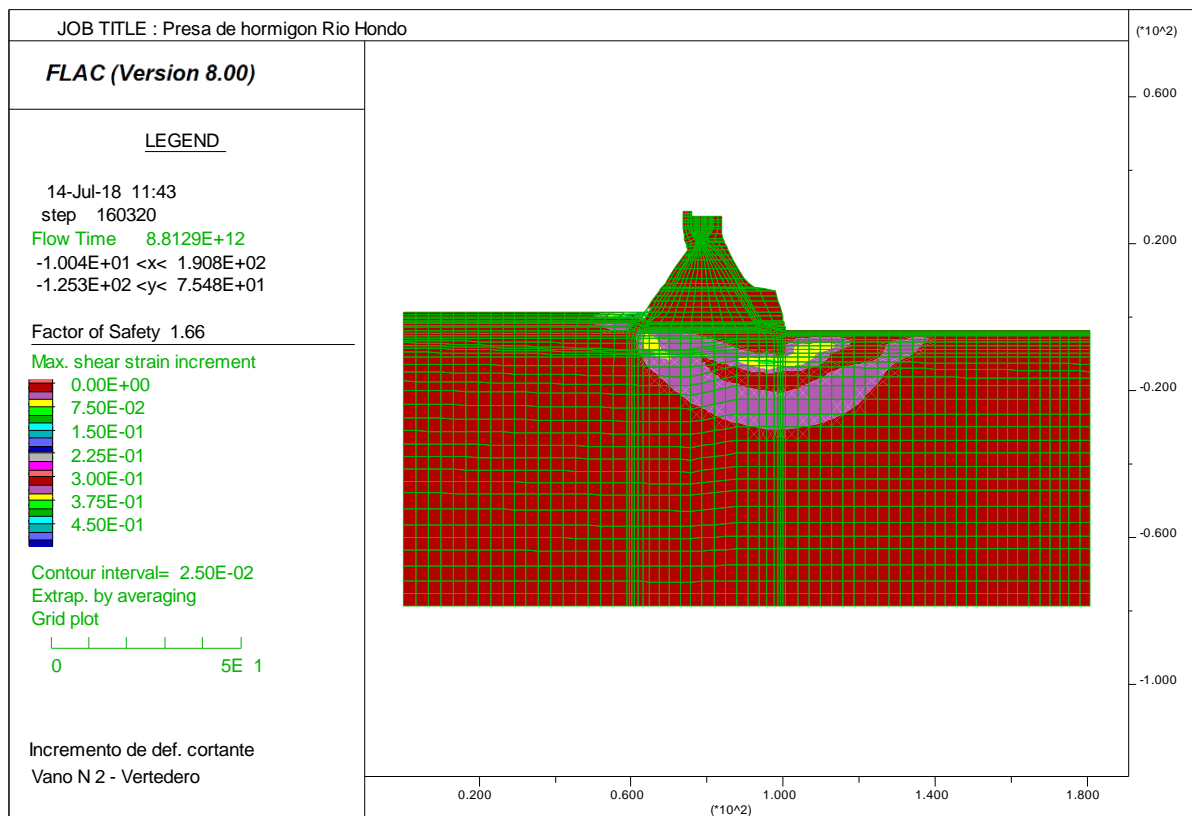


Figura 7.9: Escenario 2.01 (NE=275.00msnm / NR= 251.50msnm) – Incremento de la deformación específica cortante (m/m)

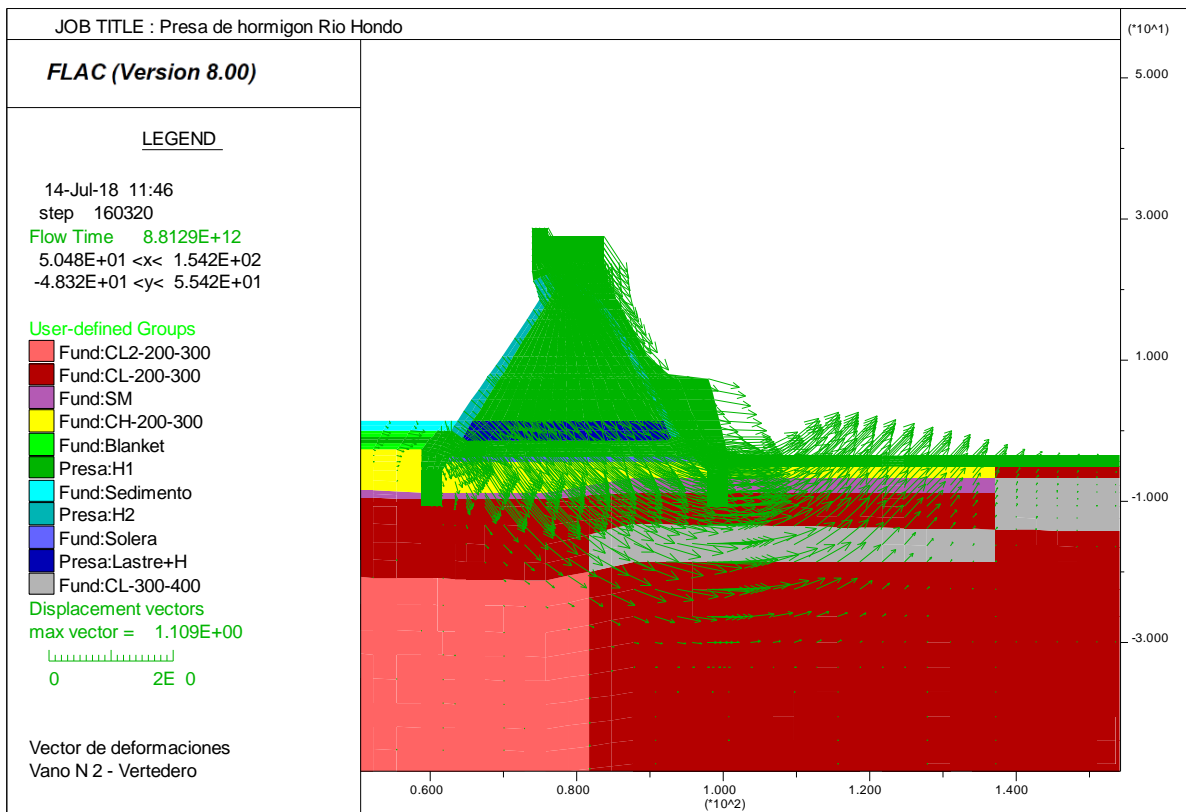


Figura 7.10: Escenario 2.01 (NE=275.00msnm / NR= 251.50msnm) – Desp. en condición inestable (metros)

7.2.2 Vano N^o4 – Sección tipo Descargador de fondo

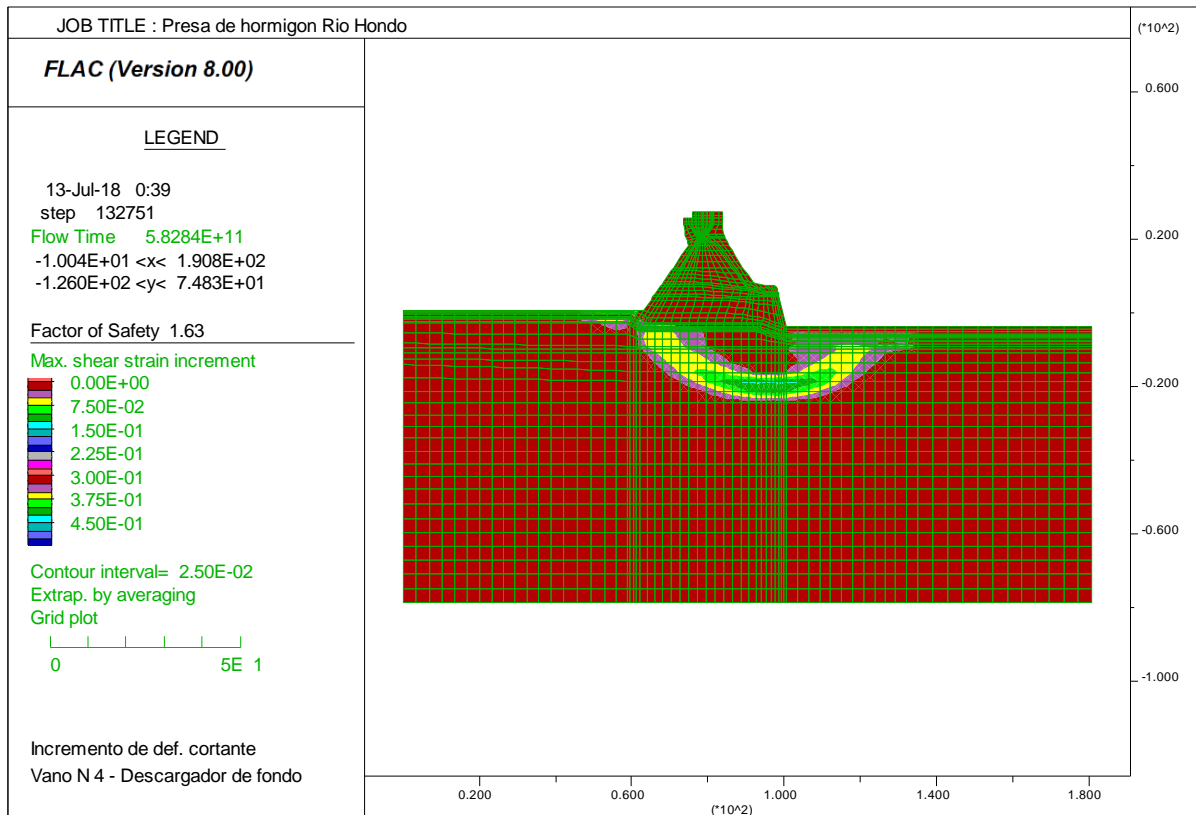


Figura 7.11: Escenario 2.01 (NE=275.00msnm / NR= 251.50msnm) – Incremento de la deformación específica cortante (m/m)

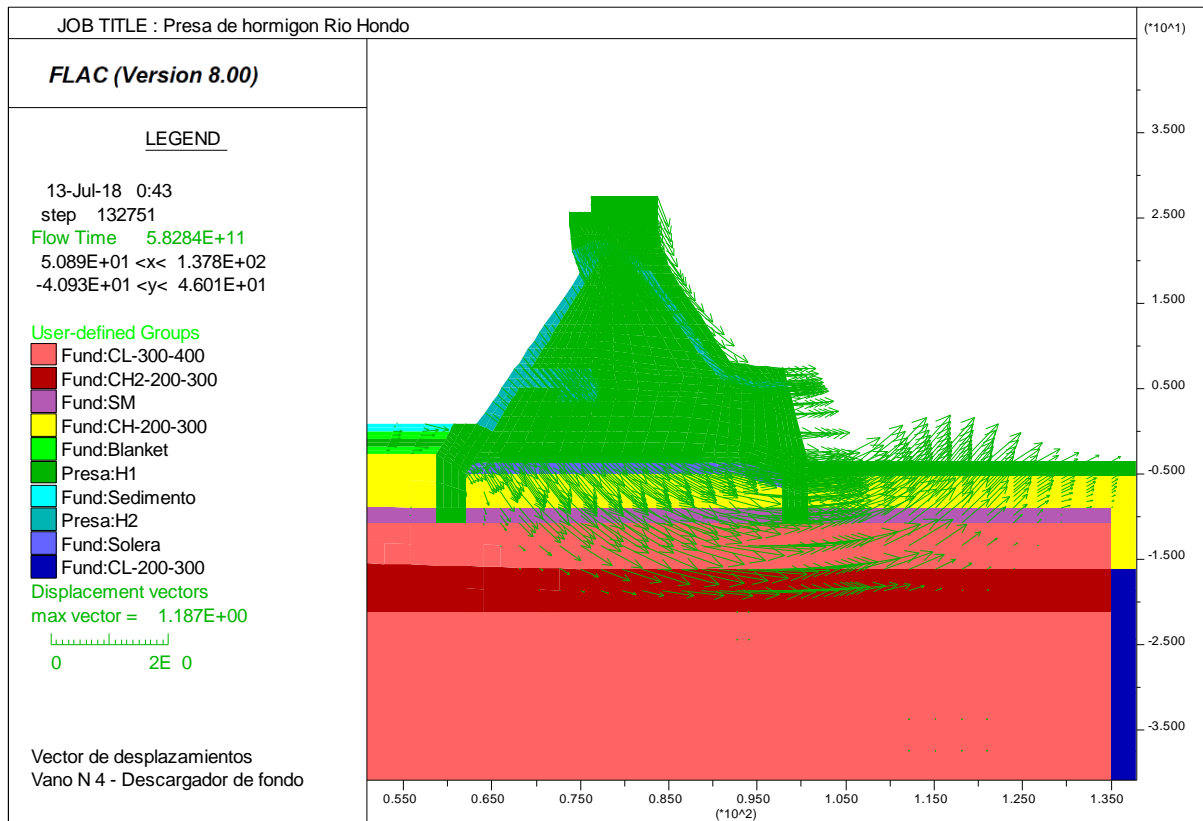


Figura 7.12: Escenario 2.01 (NE=275.00msnm / NR= 251.50msnm) – Desp. en condición inestable (metros)

7.2.3 Vano N°9 – Sección tipo Válvula de riego

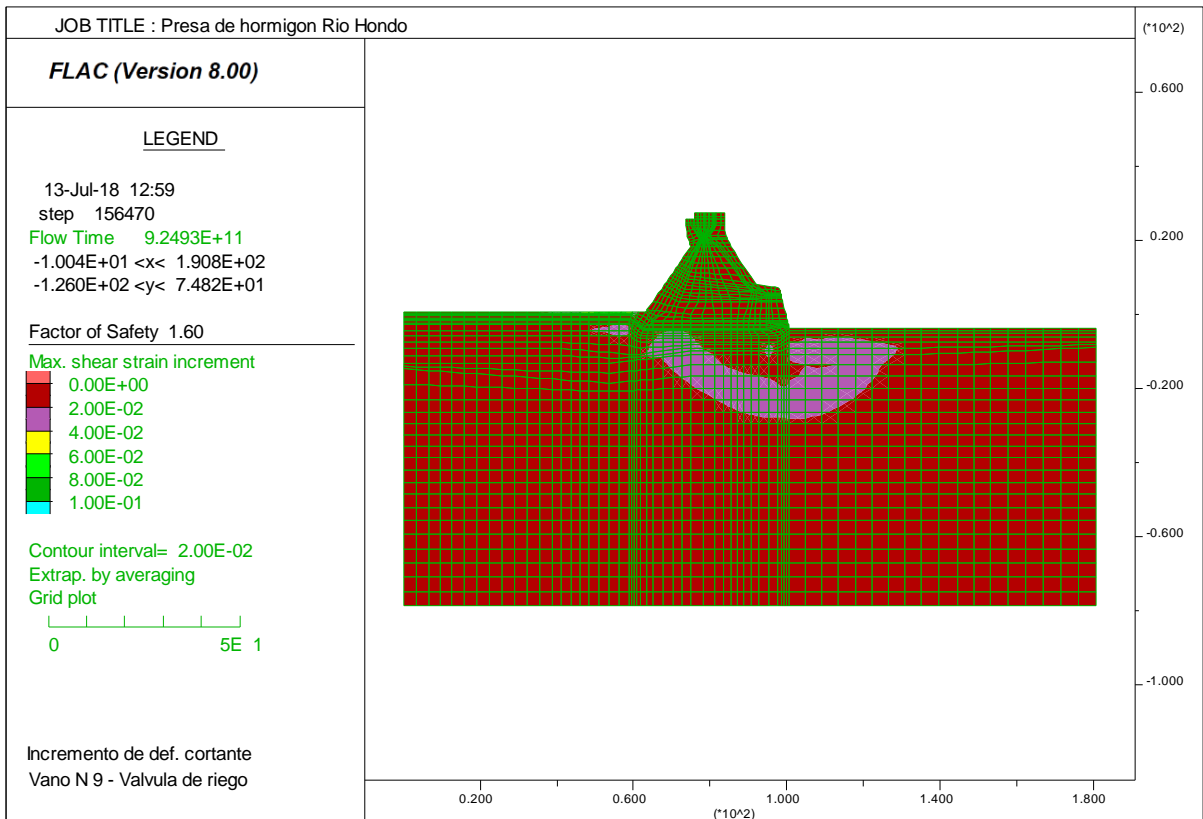


Figura 7.13: Escenario 2.01 (NE=275.00msnm / NR= 251.50msnm) – Incremento de la deformación específica cortante (m/m)

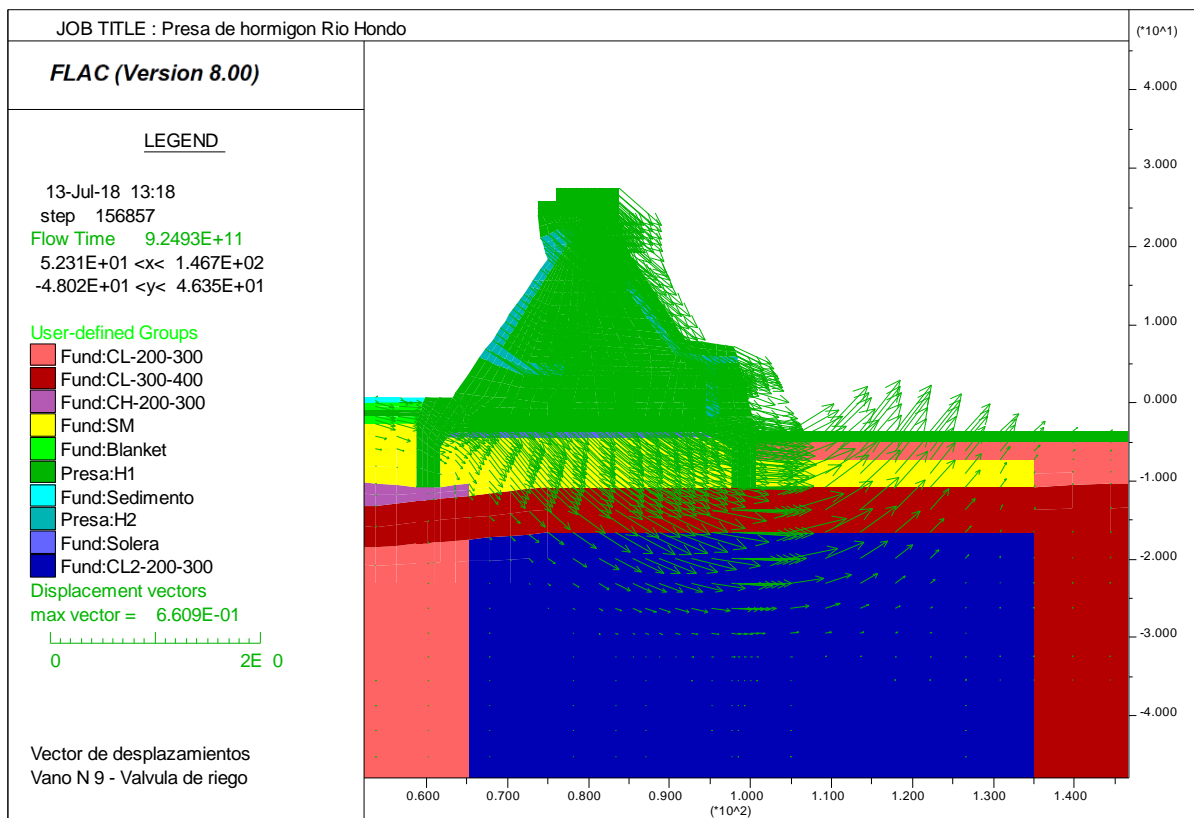


Figura 7.14: Escenario 2.01 (NE=275.00msnm / NR= 251.50msnm) – Desp. en condición inestable (metros)

7.2.4 Vano N°10 – Sección tipo Casa de máquinas

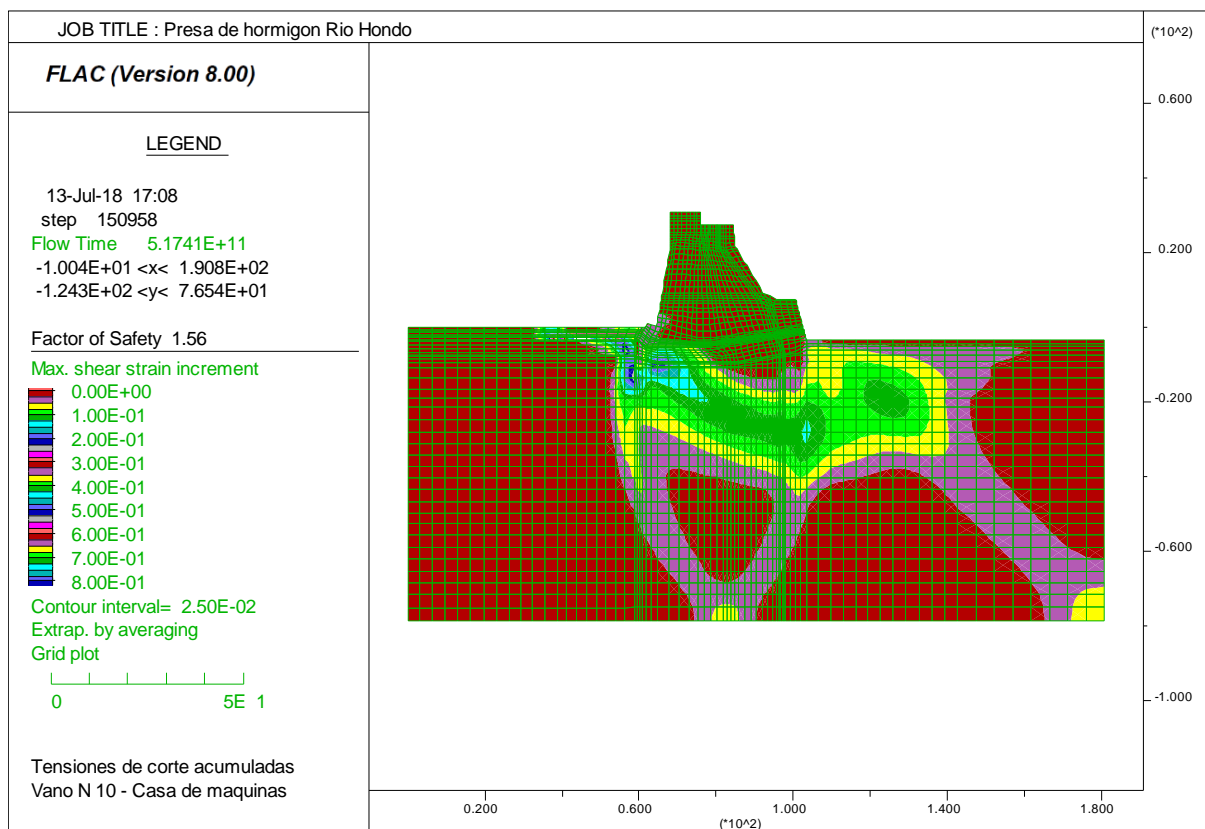


Figura 7.15: Escenario 2.01 (NE=275.00msnm / NR= 251.50msnm) – Incremento de la deformación específica cortante (m/m)

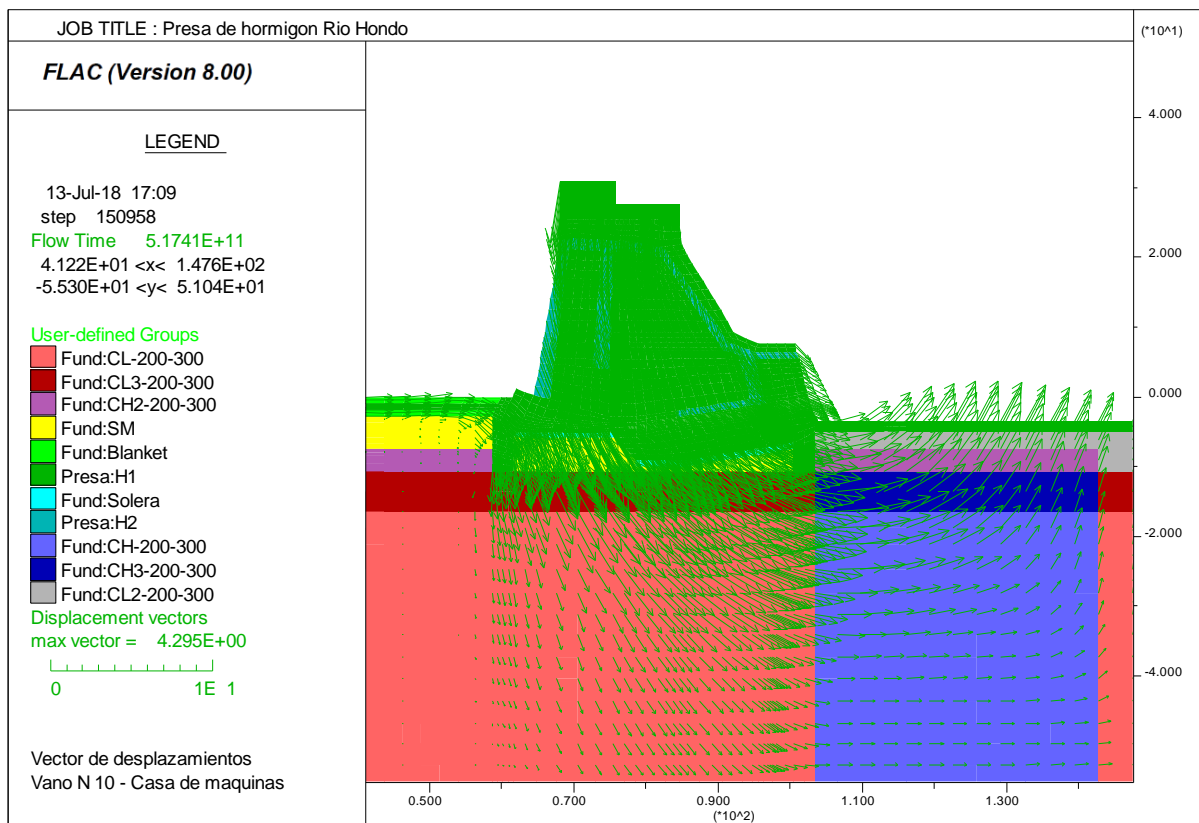


Figura 7.16: Escenario 2.01 ($NE=275.00\text{msnm} / NR= 251.50\text{msnm}$) – Desp. en condición inestable (metros)

APARTADO 8. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

La antigüedad de los estudios geotécnicos disponibles, la falta de conocimiento sobre el proceso que desencadena el incremento de presiones artesianas en la fundación, y la falta de precisión en la distinción de la procedencia de los caudales aforados en los drenes, introducen cierto nivel de incertidumbre que amerita un análisis de sensibilidad.

Para el análisis mencionado se adoptó la sección con menor factor de seguridad obtenido, es decir el vano N°10, correspondiente a la casa de máquinas. En los apartados siguientes se expone el proceso de análisis y los resultados obtenidos.

8.1 Sensibilidad de respuesta a la condición de borde artesiana

Durante el procedimiento de calibración de presiones de poro en la fundación, se constató que existían varias condiciones de contorno (uniformes y no uniformes), que satisfacían los requisitos controlados durante el proceso de calibración y daban lugar a variaciones en el factor de seguridad obtenido. La condición de borde siempre se aplicó en toda la frontera inferior de los modelos (al igual que fuere expuesto en el apartado 5.4). Por esta razón resultó necesario determinar que sensibilidad de respuesta introduciría el parámetro en el factor de seguridad resultante.

Para lograr este análisis de sensibilidad se desarrolló un total de 10 modelos de simulación, considerando el escenario E1.01 (apartado 4.2), y la presión artesiana mínima que generase el estado límite de estabilidad.

En las 10 simulaciones realizadas se consideró la carga artesiana de dos modos, primero como carga constante y uniformemente distribuida en toda la frontera inferior, y después como carga uniformemente distribuida segmentada en tres tramos de extensión fija. En este último caso se corrieron los modelos incrementando la carga de presión artesiana de modo uniforme en todos los tramos, y también generando variaciones entre los tramos.

Se realizó una simulación inicial para establecer que significado tendría la continuidad del comportamiento registrado según las últimas tendencias definidas por el sistema de auscultación, asumiendo como escenario de partida el registrado para el año 2017 para el NE=274.00msnm (escenario adoptado E1.01). Se determinó la tasa de variación de los piezómetros en cuestión (Figura 8.1), y se definieron las nuevas presiones de calibración a un futuro de 10 años (2028).

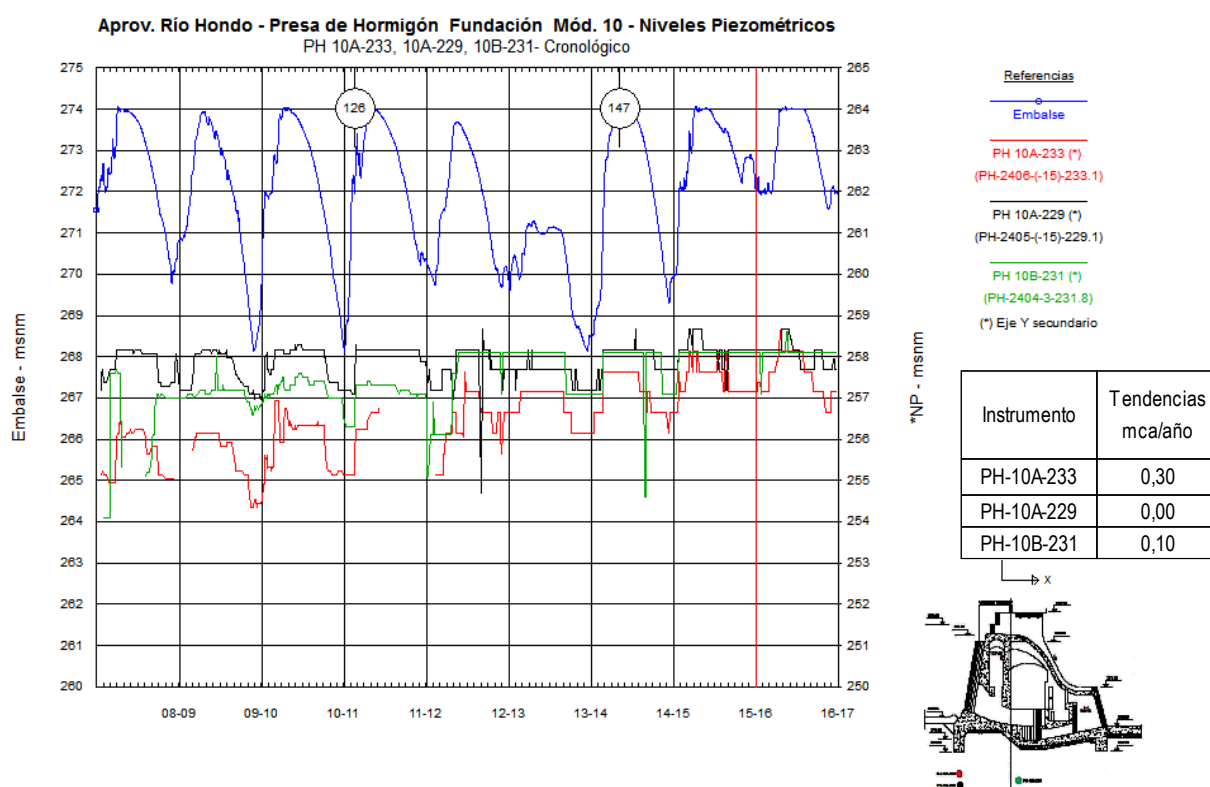


Figura 8.1: Últimas tendencias de comportamiento, presiones de fundación Vano N°10

Se calibró el modelo, definiendo las presiones artesianas aplicables en la frontera inferior (función constante partida en tres tramos – Tabla 8.1), se determinó la distribución de presiones en la fundación:

<i>Cond borde inf. - PP Artesiano (**)</i>			
<i>(msnm)</i>	<i>(Pa)</i>	<i>% (*)</i>	<i>Ubicación</i>
273,34	1000000	100%	AA
270,28	970000		Centro
273,34	1000000		AB

Tabla 8.1: Condición de borde artesiana uniforme por tramos – calibración de presión de poros a 2028

En la Tabla 8.2 se expone el ajuste de la calibración realizada, el cual arrojó un FOS de 1.548 (ítem 1 de la Tabla 8.3), valor que no difiere significativamente con el obtenido durante el análisis de estabilidad realizado para el nivel piezométrico actual. Esta razón motivó a planificar una primera serie de iteraciones a partir de la presión obtenida a 10 años, con incrementos constantes de 2.5% de presión artesiana de hasta un máximo de 10%.

Calibración Vano N°10 a 2028				
NE = 274,00msnm / NR = 249,00msnm				
Instrumento	Cota de ubicación en modelo (msnm)	NP Modelado (msnm)	NP extrapolado Ausc. (*) (msnm)	Δ
PH-10A-233	233,49	258,10	258,44	-0,34
PH-10A-229	228,81	259,40	258,68	0,72
PH-10B-231	231,00	259,02	259,20	-0,18

Tabla 8.2: presiones medidas extrapoladas a 2028 vs presiones calibradas en el modelo

Los resultados de estas primeras iteraciones se encuentran en los ítems 4, 6, 7, y 8 de la Tabla 8.3, finalmente con el mismo criterio se realizó una simulación adicional para el 9% de incremento de carga (ítem N° 5), encontrando el menor FOS correspondiente al estado limite.

La Figura 8.2 sintetiza el comportamiento del FOS frente a los incrementos de carga y la modalidad en que se varió la carga de presión (presión aplicada por tramos, con incrementos de magnitud constante).

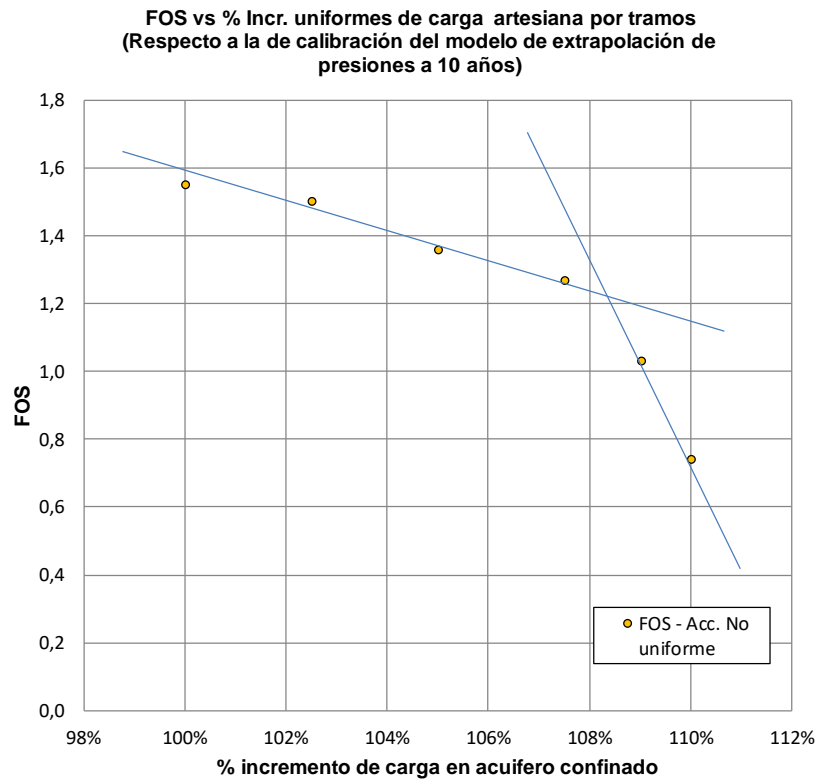


Figura 8.2: FOS vs incremento de carga

A continuación, se realizaron dos iteraciones adicionales para determinar el factor de seguridad correspondiente al estado límite, asociado a la condición de presión artesiana de distribución uniforme en toda la frontera inferior. Se obtuvieron los resultados expuestos en los ítems N° 2 y 3 de la Tabla 8.3.

Finalmente, para completar el análisis de sensibilidad restaba determinar si existía alguna combinación de variaciones de presión en los escalones de carga aplicado a la condición de borde por tramos, que introdujese un FOS unitario asociado a un nuevo estado límite.

A partir de la condición de presión expuesta en el ítem N°5 (definida por tramos), se realizaron iteraciones simulando variaciones de carga tanto en los tramos extremos como en el tramo central, hasta determinar aquellas combinaciones que presentaron FOS unitarios asociados a la condición límite de estabilidad. En este estudio se encontraron otras dos combinaciones de variación de carga que cumplían con los requisitos (Tabla 8.4).

ESCENARIOS DE CARGA ARTESIANA UNIFORME Y NO UNIFORME (INCREMENTOS DE CARGA UNIFORME)										
ITEM	ESCENARIO NE y NR	PIEZÓMETRO	Δ (mca)	NP auscultado	NP modelado	FOS (SSRM)	Cond borde inf. - PP Artesiano (**)			
				(msnm)			(msnm)	(Pa)	% (*)	Ubicación
1	E1.01	PH-10A-233	-0,34	258,44	258,10	1,55	273,34	1000000	100%	AA
		PH-10A-229	0,73	258,68	259,41		270,28	970000		Centro
		PH-10B-231	-0,18	259,20	259,02		273,34	1000000		AB
2	E1.01	PH-10A-233	3,47	258,14	261,61	0,98	282,00	1085000	AA	
		PH-10A-229	4,78	258,68	263,46				Centro	
		PH-10B-231	0,55	259,10	259,65				AB	
3	E1.01	PH-10A-233	1,23	258,14	259,37	1,51	275,38	1020000	AA	
		PH-10A-229	2,20	258,68	260,88				Centro	
		PH-10B-231	-1,95	259,10	257,15				AB	
4	E1.01	PH-10A-233	3,40	258,14	261,54	0,74	283,53	1100000	110%	AA
		PH-10A-229	4,69	258,68	263,37		280,47	1070000		Centro
		PH-10B-231	0,57	259,10	259,67		283,53	1100000		AB
5	E1.01	PH-10A-233	2,94	258,14	261,08	1,00	282,26	1087500	109%	AA
		PH-10A-229	4,18	258,68	262,86		279,20	1057500		Centro
		PH-10B-231	0,06	259,10	259,16		282,26	1087500		AB
6	E1.01	PH-10A-233	2,76	258,14	260,90	1,27	280,98	1075000	108%	AA
		PH-10A-229	3,97	258,68	262,65		277,92	1045000		Centro
		PH-10B-231	-0,18	259,10	258,92		280,98	1075000		AB
7	E1.01	PH-10A-233	1,66	258,14	259,80	1,36	278,43	1050000	105%	AA
		PH-10A-229	2,70	258,68	261,38		275,38	1020000		Centro
		PH-10B-231	-1,37	259,10	257,73		278,43	1050000		AB
8	E1.01	PH-10A-233	0,81	258,14	258,95	1,50	275,89	1025000	103%	AA
		PH-10A-229	1,71	258,68	260,39		272,83	995000		Centro
		PH-10B-231	-2,33	259,10	256,77		275,89	1025000		AB

(*) PORCENTAJE DE CARGA ARTESIANA, CON RESPECTO AL VALOR RESULTANTE DE LA CALIBRACION DEL MODELO PARA LA PRESIÓN RESULTANTE EN LOS PIEZÓMETROS OBTENIDA POR EXTRAPOLACIÓN A 10 AÑOS DE LAS TENDENCIAS ÚLTIMAS DEFINIDAS (INDICADO EN EL ITEM 1 COMO 100%)

(**) NIVEL DE CORONAMIENTO 282,00msnm (Presión equivalente a 1.083.880Pa)

Tabla 8.3: Síntesis de resultados – Sensibilidad al incremento uniforme del módulo de presión, carga uniforme y por tramos

ESCENARIOS DE CARGA ARTESIANA NO UNIFORME, VARIADA (INCREMENTOS DE CARGA NO UNIFORME)											
ITEM	ESCENARIO NE y NR	PIEZÓMETRO	Δ (mca)	NP auscultado	NP modelado	FOS (SSRM)	Cond borde inf. - PP Artesiano (**)				Cond. De falla
				(msnm)			(msnm)	(Pa)	% (*)	Ubicación	
5	E1.01	PH-10A-233	2,94	258,14	261,08	1,00	282,26	1087500	100%	AA	Incr. ctte de los 3 escalones de carga
		PH-10A-229	4,18	258,68	262,86		279,20	1057500	100%	Centro	
		PH-10B-231	0,06	259,10	259,16		282,26	1087500	100%	AB	
9	E1.01	PH-10A-233	4,91	258,14	263,05	1,04	281,15	1076625	99%	AA	Incr del escalon de carga central
		PH-10A-229	6,45	258,68	265,13		289,98	1163250	110%	Centro	
		PH-10B-231	1,91	259,10	261,01		281,15	1076625	99%	AB	
10	E1.01	PH-10A-233	0,77	258,14	258,91	1,01	281,15	1076625	99%	AA	Reduc del escalón de carga central
		PH-10A-229	1,65	258,68	260,33		267,34	941175	89%	Centro	
		PH-10B-231	-1,99	259,10	257,11		283,36	1098375	101%	AB	

(*) PORCENTAJE DE CARGA ARTESIANA, CON RESPECTO AL VALOR RESULTANTE DEL ESCENARIO DE FALLA BAJO CONDICIÓN DE BORDE NO UNIFORME (INDICADO EN EL ITEM 5 COMO 100% Y COINCIDENTE CON EL ITEM N°5 DE LA TABLA ANTERIOR)

(**) NIVEL DE CORONAMIENTO 282,00msnm (Presión equivalente a 1.083.880Pa)

Tabla 8.4: Síntesis de resultados – Sensibilidad a la variación de presión relativa entre tramos (condición de borde por tramos)

En la Tabla 8.5 y Tabla 8.6 se detallan las características principales observadas en los resultados obtenidos de cada ítem durante el análisis de sensibilidad realizado, mientras que en las Figura 8.3 a Figura 8.8 se puede observar la diferencia de comportamiento expuesto, tanto en los vectores de desplazamientos del suelo como en la estructura de hormigón.

Durante este análisis de sensibilidad se consideraron dos hipótesis al introducir de manera diferente la presión artesiana, que radica en considerar uniforme o no uniforme la distribución de presiones artesianas.

En todas las simulaciones, el mecanismo de fallo implicó pérdidas de confinamiento del sector de aguas abajo, y rotación de la estructura de hormigón en esta dirección, en torno al dentellón de pie de presa. Como el sector de aguas abajo es el que tiene menos peso de agua estabilizante (menor nivel de agua supra yacente), allí es donde se registran los primeros levantamientos (y por consiguiente los mayores al alcanzar la falla) y la estructura vuelca entorno al dentellón de pie de presa.

La diferencia entre el primer caso y el segundo, es que el dominio de la fundación se encuentra condicionado del mismo modo por esta fuente de presión en toda su extensión (primer caso), o irregularmente condicionado por esta fuente (segundo caso).

En el segundo caso, los mecanismos de deformación previos a la falla son diferentes según la ubicación de la presión máxima (tramo de aguas arriba, central o de aguas abajo), sin embargo, en la falla los mecanismos resultan coincidentes al descrito previamente.

A continuación, se mencionan las siguientes particularidades según el modo de incremento de carga analizado:

- a) Si la presión artesiana es superior AA y AB de la presa con respecto al tramo central y la carga se incrementa mediante escalones constante en todos los tramos; el mecanismo de falla pasa de ser asentamiento generalizado de la presa y levantamiento concentrado del sector inmediato posterior al dentellón de pie, a observarse un levamiento generalizado del sector de aguas abajo y volcamiento de la presa en torno a dicho dentellón.
- b) Cuando se incrementa la presión solamente en el tramo central, se observa una superficie de falla más ancha que al incrementar la presión solamente en el tramo de aguas arriba. Al alcanzar la condición de falla, el comportamiento pasa de desplazamiento generalizado a volcamiento hacia aguas abajo respecto al dentellón de pie de presa.
- c) A medida que se incrementa la diferencia de presión aplicada en el tramo central con respecto al de AB (mayor en este último) se alcanza la condición de falla, siempre caracterizada por un mecanismo de volcamiento respecto al dentellón de pie de presa.

ESCENARIOS DE CARGA ARTESIANA UNIFORME Y NO UNIFORME (INCREMENTOS DE CARGA UNIFORME)									
ITEM	ESCENARIO NE y NR	FOS (SSRM)	Cond borde inf. - PP Artesiano (**)				Distrib. Acuífero	Observaciones	
			(msnm)	(Pa)	% (*)	Ubicación			
1	E1.01	1,55	273,34	1000000	100%	AA	No uniforme (por tramos)	Condicion de borde no uniforme; calibración de presión en el acuífero según la presión extrapolada a 10 años de las últimas tendencias definidas en los piezómetros. Vector de deformaciones tipo deslizamiento generalizado.	
			270,28	9700000		Centro			
			273,34	1000000		AB			
2	E1.01	0,98	282,00	1085000	1085000	AA	Uniforme	Condicion de borde uniforme; Levantamientos de todo el sector de aguas abajo modelado y tendencia de rotación respecto al dentellón de AB.	
						Centro			
3	E1.01	1,51	275,38	1020000	1020000	AB	Uniforme	Condicion de borde uniforme; Mecanismo de deslizamiento generalizado típico. Las deformaciones específicas son un orden de magnitud menor a las obtenidas cuando la condición de borde no es uniforme.	
						Centro			
4	E1.01	0,74	283,53	1100000	110%	AA	No uniforme (por tramos)	Condicion de borde no uniforme, el escalón de carga se conserva respecto al modelo calibrado para la extrapolación de los piezómetros a 10 años; Mecanismo de deslizamiento.	
			280,47	1070000		Centro			
			283,53	1100000		AB			
5	E1.01	1,00	282,26	1087500	109%	AA	No uniforme (por tramos)	Condicion de borde no uniforme, el escalón de carga se conserva respecto al modelo calibrado para la extrapolación de los piezómetros a 10 años; Mecanismo de deslizamiento.	
			279,20	1057500		Centro			
			282,26	1087500		AB			
6	E1.01	1,27	280,98	1075000	108%	AA	No uniforme (por tramos)	Condicion de borde no uniforme, el escalón de carga se conserva respecto al modelo calibrado para la extrapolación de los piezómetros a 10 años; A medida que la carga inferior incrementa, el mecanismo de falla pasa de asentamiento generalizado de la presa con levantamientos de la fundación inmediata posterior al dentellón; a una rotación en torno al pie con levantamiento generalizado de todo el sector de aguas abajo. En el ítem 6 se puede observar como los vectores de desplazamiento se asocian a un comportamiento mixto entre ambos mecanismos (es decir entre aquel característico en los ítems 5 y 9).	
			277,92	1045000		Centro			
			280,98	1075000		AB			
7	E1.01	1,36	278,43	1050000	105%	AA	No uniforme (por tramos)	Condicion de borde no uniforme, el escalón de carga se conserva respecto al modelo calibrado para la extrapolación de los piezómetros a 10 años; A medida que la carga inferior incrementa, el mecanismo de falla pasa de asentamiento generalizado de la presa con levantamientos de la fundación inmediata posterior al dentellón; a una rotación en torno al pie con levantamiento generalizado de todo el sector de aguas abajo. En el ítem 6 se puede observar como los vectores de desplazamiento se asocian a un comportamiento mixto entre ambos mecanismos (es decir entre aquel característico en los ítems 5 y 9).	
			275,38	1020000		Centro			
			278,43	1050000		AB			
8	E1.01	1,50	275,89	1025000	103%	AA	No uniforme (por tramos)	Condicion de borde no uniforme, el escalón de carga se conserva respecto al modelo calibrado para la extrapolación de los piezómetros a 10 años; A medida que la carga inferior incrementa, el mecanismo de falla pasa de asentamiento generalizado de la presa con levantamientos de la fundación inmediata posterior al dentellón; a una rotación en torno al pie con levantamiento generalizado de todo el sector de aguas abajo. En el ítem 6 se puede observar como los vectores de desplazamiento se asocian a un comportamiento mixto entre ambos mecanismos (es decir entre aquel característico en los ítems 5 y 9).	
			272,83	995000		Centro			
			275,89	1025000		AB			
(*) PORCENTAJE DE CARGA ARTESIANA, CON RESPECTO AL VALOR RESULTANTE DE LA CALIBRACION DEL MODELO PARA LA PRESIÓN RESULTANTE EN LOS PIEZÓMETROS OBTENIDA POR EXTRAPOLACIÓN A 10 AÑOS DE LAS TENDENCIAS ÚLTIMAS DEFINIDAS (INDICADO EN EL ÍTEM 1 COMO 100%)									
(**) NIVEL DE CORONAMIENTO 282,00msnm (Presión equivalente a 1.083.880Pa)									

Tabla 8.5: Caracterización – Sensibilidad al incremento uniforme del módulo de presión, carga uniforme y por tramos

ESCENARIOS DE CARGA ARTESIANA NO UNIFORME, VARIADA (INCREMENTOS DE CARGA NO UNIFORME)						
ITEM	ESCENARIO NE y NR	FOS (SSRM)	Cond borde inf. - PP Artesiano (**)			Observaciones
			(msnm)	(Pa)	% (*)	
5	E1.01	1,00	282,26	1087500	100%	Condicion de borde no uniforme, el escalón de carga se conserva respecto al modelo calibrado para la extrapolación de los piezómetros a 10 años; Tendencia de volcamiento respecto al dentellon de AB.
			279,20	1057500	100%	
			282,26	1087500	100%	
9	E1.01	1,04	281,15	1076625	99%	Superficie de falla mas ancha que la anterior que incrementando carga AA. Dentro de los cuatro escenarios analizados hasta alcanzar la condicion Fos=1, el comportamiento pasa de deslizamiento generalizado hacia volcamiento.
			289,98	1163250	110%	
			281,15	1076625	99%	
10	E1.01	1,01	281,15	1076625	99%	A medida que se incrementa la diferencia de presión entre el centro y AB se alcanza la condición FOS=1 (para un delta de entre 0,16 y 0,18Mpa), como la aproximación es a través de sucesivos estados inestables, siempre se obtiene una tendencia de volcamiento con respecto al dentellon de AB.
			267,34	941175	89%	
			283,36	1098375	101%	

(*) PORCENTAJE DE CARGA ARTESIANA, CON RESPECTO AL VALOR RESULTANTE DEL ESCENARIO DE FALLA BAJO CONDICIÓN DE BORDE NO UNIFORME (INDICADO EN EL ITEM 5 COMO 100% Y COINCIDENTE CON EL ITEM N°5 DE LA TABLA ANTERIOR)

(**) NIVEL DE CORONAMIENTO 282,00msnm (Presión equivalente a 1.083.880Pa)

Tabla 8.6: Caracterización – Sensibilidad a la variación de presión relativa entre tramos (condición de borde por tramos)

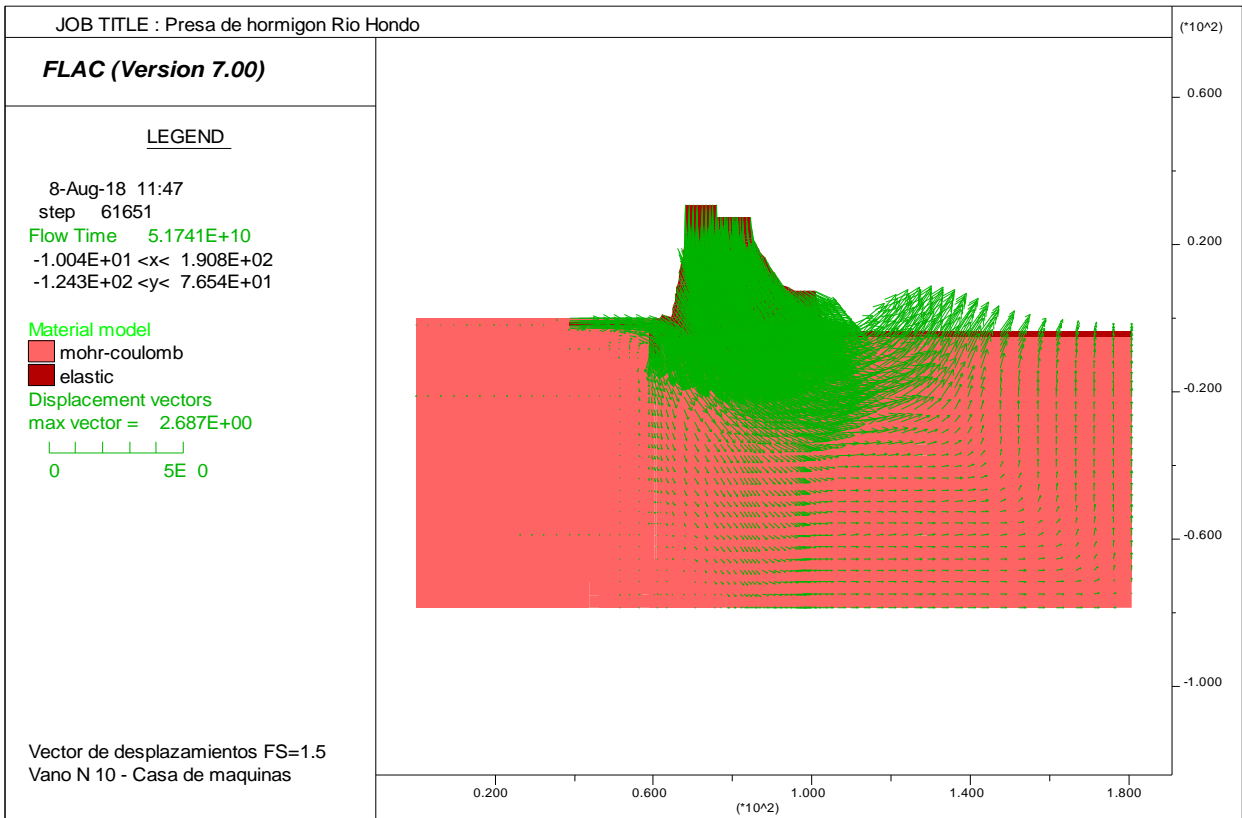


Figura 8.3: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas – Vector de desplazamientos, simulación ítem N°3

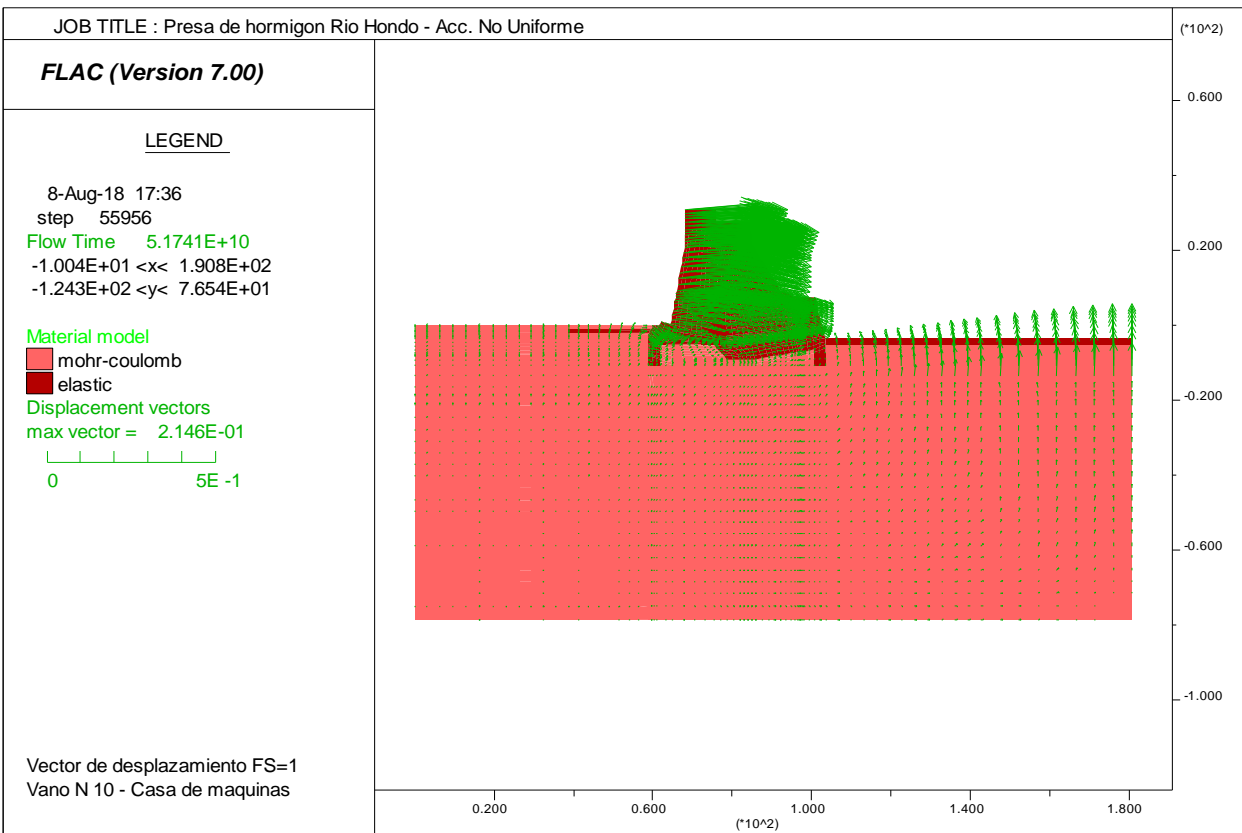


Figura 8.4: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas – Vector de desplazamientos, simulación ítem N°5

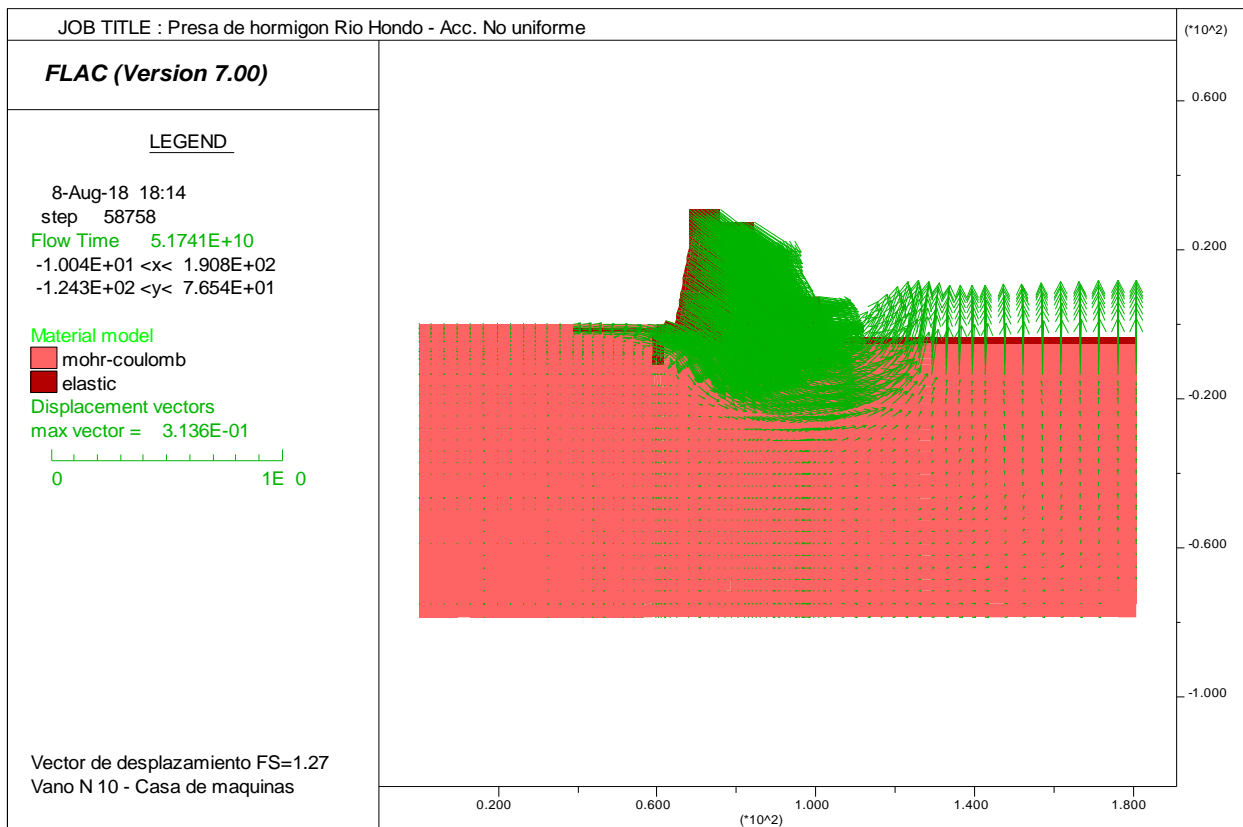


Figura 8.5: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas – Vector de desplazamientos, simulación ítem N°6

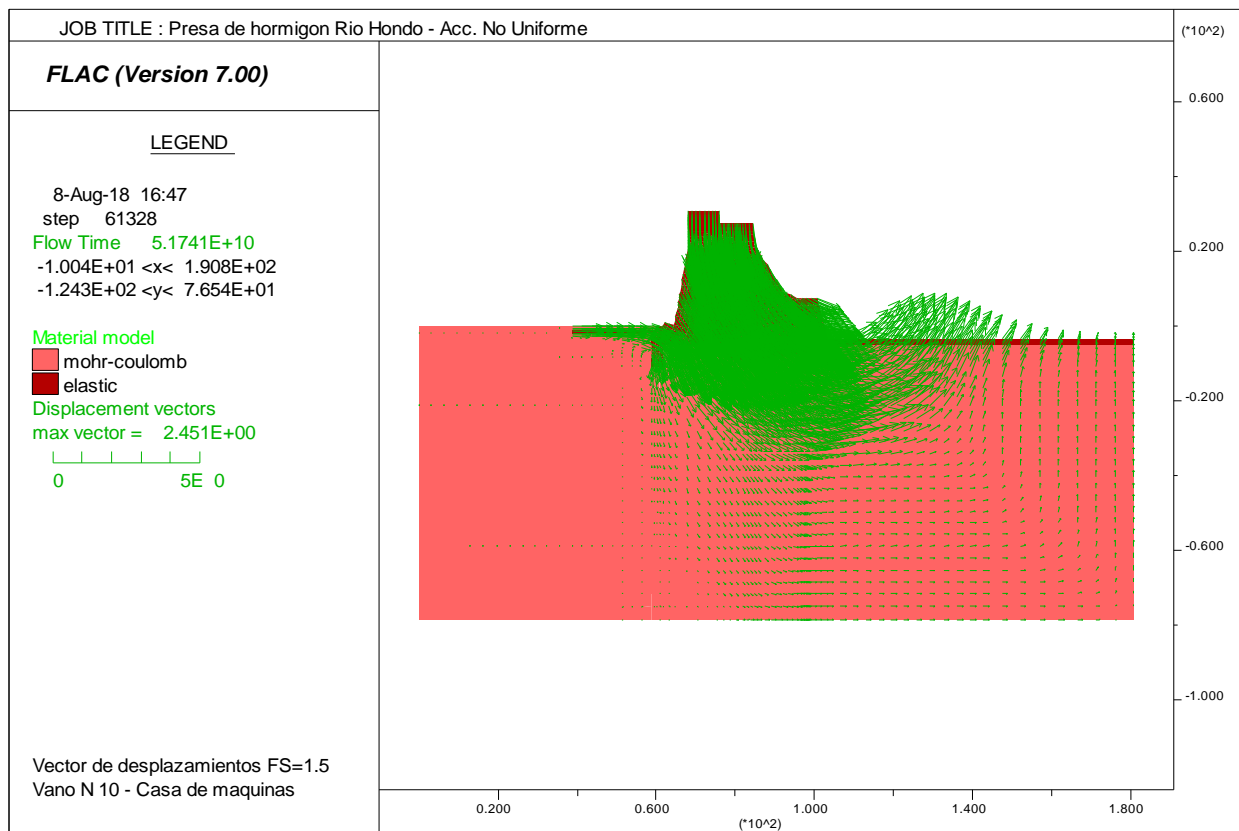


Figura 8.6: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas – Vector de desplazamientos, simulación ítem N°8

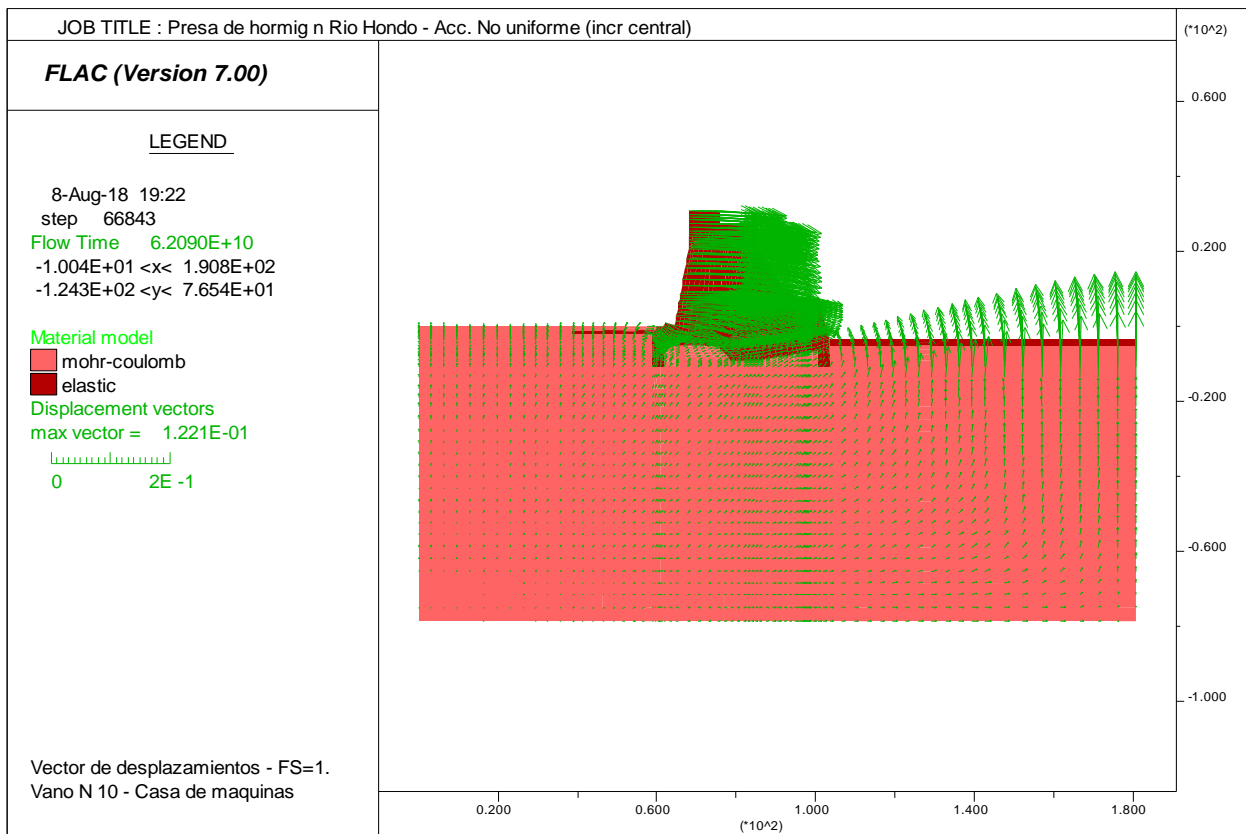


Figura 8.7: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas – Vector de desplazamientos, simulación ítem N°9

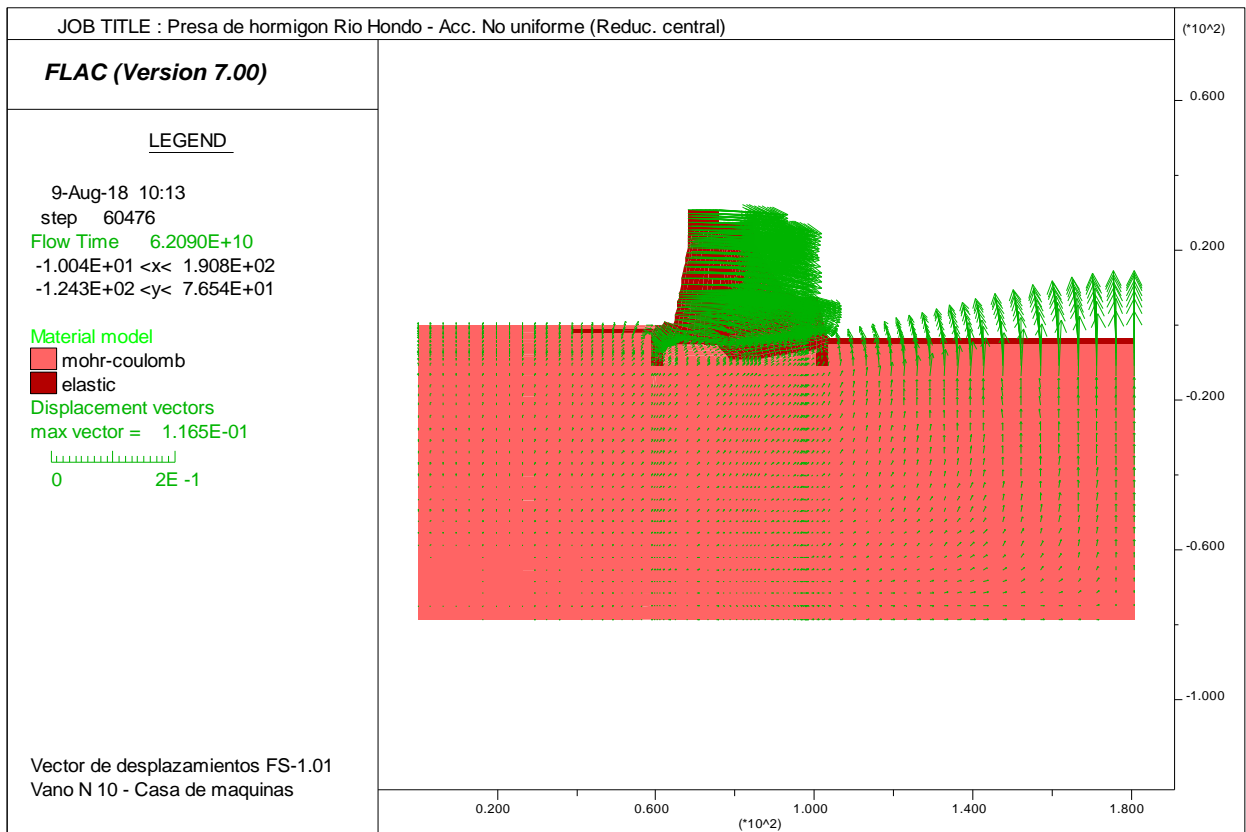


Figura 8.8: Vano N°10, sección tipo Casa de máquinas – Vector de desplazamientos, simulación ítem N°10

8.2 Sensibilidad de respuesta a los parámetros geotécnicos

El análisis de respuesta a la variación de los parámetros geotécnicos tiene su fundamento en que la información disponible data de la época de proyecto (año 1960), si bien las lentes arenolimosas se distinguen con claridad respecto al suelo cohesivo (tanto en ubicación como en potencia), las simplificaciones adoptadas en los modelos (indicadas en el apartado 5.1), introduce incertidumbre que debe ser acotada e interpretada.

En este caso se adoptó la configuración de permeabilidades solicitaciones y condiciones de borde, correspondientes al modelo de simulación calibrado para los niveles piezométricos correspondientes al año 2017, asociados al escenario E1.01 (NE=274.00msnm y NR=294.00msnm); siguiendo el siguiente criterio de incrementos y decrementos constantes en cada uno de los parámetros existentes expuesto en la Tabla 8.7. Cabe aclarar que para cada parámetro se realizó un análisis de sensibilidad manteniendo los restantes en la condición inicial (fila naranja correspondiente al 100%).

SM (Limo arenoso)	Sensibilidad γ (Kg/m ³)						Sensibilidad Φ (ang. Fric. Int.)	Sensibilidad C (MPa)						% variación parámetros
	CL-200-300	CL2-200-300	CL3-200-300	CH-200-300	CH2-200-300	CH3-200-300	SM (Limo arenoso)	CL-200-300	CL2-200-300	CL3-200-300	CH-200-300	CH2-200-300	CH3-200-300	
1955	2185	1840	1955	2185	1840	1955	31,1	0,346	0,334	0,334	0,345	0,328	0,328	115%
1938	2166	1824	1938	2166	1824	1938	30,8	0,343	0,331	0,331	0,342	0,325	0,325	114%
1921	2147	1808	1921	2147	1808	1921	30,5	0,340	0,328	0,328	0,339	0,322	0,322	113%
1904	2128	1792	1904	2128	1792	1904	30,2	0,337	0,325	0,325	0,336	0,319	0,319	112%
1887	2109	1776	1887	2109	1776	1887	30,0	0,334	0,322	0,322	0,333	0,316	0,316	111%
1870	2090	1760	1870	2090	1760	1870	29,7	0,331	0,319	0,319	0,330	0,314	0,314	110%
1853	2071	1744	1853	2071	1744	1853	29,4	0,328	0,316	0,316	0,327	0,311	0,311	109%
1836	2052	1728	1836	2052	1728	1836	29,2	0,325	0,313	0,313	0,324	0,308	0,308	108%
1819	2033	1712	1819	2033	1712	1819	28,9	0,322	0,310	0,310	0,321	0,305	0,305	107%
1802	2014	1696	1802	2014	1696	1802	28,6	0,319	0,307	0,307	0,318	0,302	0,302	106%
1785	1995	1680	1785	1995	1680	1785	28,4	0,316	0,305	0,305	0,315	0,299	0,299	105%
1768	1976	1664	1768	1976	1664	1768	28,1	0,313	0,302	0,302	0,312	0,296	0,296	104%
1751	1957	1648	1751	1957	1648	1751	27,8	0,310	0,299	0,299	0,309	0,294	0,294	103%
1734	1938	1632	1734	1938	1632	1734	27,5	0,307	0,296	0,296	0,306	0,291	0,291	102%
1717	1919	1616	1717	1919	1616	1717	27,3	0,304	0,293	0,293	0,303	0,288	0,288	101%
1700	1900	1600	1700	1900	1600	1700	27,0	0,301	0,290	0,290	0,300	0,285	0,285	100%
1683	1881	1584	1683	1881	1584	1683	26,7	0,298	0,287	0,287	0,297	0,282	0,282	99%
1666	1862	1568	1666	1862	1568	1666	26,5	0,295	0,284	0,284	0,294	0,279	0,279	98%
1649	1843	1552	1649	1843	1552	1649	26,2	0,292	0,281	0,281	0,291	0,276	0,276	97%
1632	1824	1536	1632	1824	1536	1632	25,9	0,289	0,278	0,278	0,288	0,274	0,274	96%
1615	1805	1520	1615	1805	1520	1615	25,7	0,286	0,276	0,276	0,285	0,271	0,271	95%
1598	1786	1504	1598	1786	1504	1598	25,4	0,283	0,273	0,273	0,282	0,268	0,268	94%
1581	1767	1488	1581	1767	1488	1581	25,1	0,280	0,270	0,270	0,279	0,265	0,265	93%
1564	1748	1472	1564	1748	1472	1564	24,8	0,277	0,267	0,267	0,276	0,262	0,262	92%
1547	1729	1456	1547	1729	1456	1547	24,6	0,274	0,264	0,264	0,273	0,259	0,259	91%
1530	1710	1440	1530	1710	1440	1530	24,3	0,271	0,261	0,261	0,270	0,257	0,257	90%
1513	1691	1424	1513	1691	1424	1513	24,0	0,268	0,258	0,258	0,267	0,254	0,254	89%
1496	1672	1408	1496	1672	1408	1496	23,8	0,265	0,255	0,255	0,264	0,251	0,251	88%
1479	1653	1392	1479	1653	1392	1479	23,5	0,262	0,252	0,252	0,261	0,248	0,248	87%
1462	1634	1376	1462	1634	1376	1462	23,2	0,259	0,249	0,249	0,258	0,245	0,245	86%
1445	1615	1360	1445	1615	1360	1445	23,0	0,256	0,247	0,247	0,255	0,242	0,242	85%

Tabla 8.7: Variación de parámetros resistentes de entrada para análisis de sensibilidad

Luego de realizadas 15 simulaciones, se obtiene como resultado la variación del FOS en función del % de variación del parámetro especificado, en función de ello obtiene un coeficiente que permite normalizar las respuestas y compararlas. Este coeficiente constituye la relación existente entre la variación del FOS obtenido con respecto al de partida (denominado 100%), con la variación del parámetro analizado.

De este coeficiente se distingue una elevada sensibilidad en el parámetro de cohesión, cierta sensibilidad en el parámetro de densidad y una insensibilidad en el ángulo de fricción.

% Variación parámetros	Parametro variado	FS	Respuesta observada	
115%	Cohesión	1.76	96%	Sensible
105%		1.61	91%	
100%		1.54	-	
95%		1.46	100%	
90%		1.40	94%	
85%		1.32	96%	
115%	Ángulo de fricción	1.55	5%	No Sensible
105%		1.54	5%	
100%		1.54	-	
90%		1.54	3%	
85%		1.53	3%	
110%	Densidad	1.56	10%	Levemente sensible
105%		1.55	10%	
100%		1.54	-	
95%		1.52	30%	
85%		1.47	30%	

(*) El porcentaje de indicado en la respuesta, corresponde al porcentaje que representa la variación del FOS con respecto a la variación del parámetro analizado.

Tabla 8.8: Resultados del análisis de sensibilidad a los parámetros geotécnicos

Con esto se da por satisfecho el análisis de sensibilidad realizado.

CAPÍTULO VI
CONCLUSIONES

APARTADO 9. CONCLUSIONES

En el presente informe se detallan los criterios de verificación, parámetros de caracterización de materiales y modelos numéricos que se utilizaron para el análisis de la estabilidad global en planos profundos, de los cuatro vanos típicos de la presa de hormigón Río Hondo. Adicionalmente se ha realizado un análisis de sensibilidad sobre los parámetros de entrada que alimentan estos modelos numéricos para el vano de FOS más desfavorable.

Se realizó la correspondiente recopilación de antecedentes concernientes al trabajo solicitado, incluyendo estudios de verificación de estabilidad global elaborados en el pasado, estudios sobre determinación de umbrales de alerta y alarma para piezómetros (instrumental de auscultación), así como también las observaciones de los consultores independientes sobre los resultados obtenidos.

En el aspecto geotécnico, se realizó una zonificación y caracterización ajustada a la información disponible correspondiente a la época de proyecto, adoptando criterios conservadores para la asignación de parámetros resistentes.

En función de lo mencionado, se elaboraron los modelos computacionales bidimensionales para cada sección analizada, con el software de diferencias finitas FLAC V8.0. Se tomaron en cuenta los registros de la instrumentación piezométrica de la fundación para ajustar las subpresiones actuantes y calibrar los modelos de simulación. También fue posible comprobar que la forma de la zona plastificada asociada al estadio de falla resultó pseudo-circular, y que en los vanos N°2, 4 y 9 la extensión tiene inicio por detrás del diente de aguas arriba. En estos vanos dicha superficie penetra entre unos 25 y 30m de profundidad en la fundación y finaliza unos 35 a 40m por detrás del diente de aguas abajo, mientras que en el vano N°10 esta superficie comienza aguas arriba de la presa y tiene un desarrollo mucho mayor.

Finalmente, para cada escenario planteado ha sido posible verificar la distribución de tensiones efectivas, las trayectorias de las tensiones principales (isostáticas de presión), y el dominio de los bulbos de presión desarrollados en la fundación de cada sección modelada; como también la extensión de los sectores plastificados en condición inestable.

El estudio realizado ha permitido caracterizar el mecanismo global de respuesta, para cada vano estudiado y escenario evaluado, como también aquellos inestables asociados. A continuación, se destaca un comportamiento diferencial observado únicamente a la condición inestable:

- En los Vanos N°2, 4 y 9 la superficie de falla afecta el sector de la fundación media a posterior subyacente a la estructura de hormigón, y por consiguiente esta última presenta cierta tendencia de rotación o volcamiento hacia aguas abajo, en torno al diente de pie de presa.

- En el Vano N°10, la superficie de falla nace por delante del diente de aguas arriba y afecta toda la fundación de la presa, introduciendo en la estructura de hormigón un asentamiento vertical más uniforme en el contacto, e inclusive más acrecentado en la zona del diente de aguas arriba.
- En todos los resultados obtenidos se observan levantamientos de la fundación en el sector de pie de presa, sin embargo, en el vano N°10 se distinguen ligeros desplazamientos hacia aguas arriba en el sector superior de la estructura de hormigón.

Más allá del comportamiento expuesto, los factores de seguridad calculados se encuentran en todos los casos por sobre los límites establecidos por los organismos internacionales en sus boletines oficiales [20], y destacados en el apartado APARTADO 11. En base a la información antecedente y las consideraciones expuestas en el presente trabajo, se concluye que, para los escenarios de carga estática evaluados no existen sectores de fundación inestables en los vanos simulados.

El análisis de sensibilidad sobre la carga artesiana evaluada para el escenario de operación normal ($NE=274,00\text{msnm}$ y $NR=249,00\text{msnm}$), permite concluir que:

- A medida que se incrementan las presiones introducidas por el acuífero dentro de la fundación, se alcanza la falla. Cuando esto ocurre esta fuente se torna dominante en la distribución de las presiones de poros, desde este punto de vista los niveles de embalse y restitución resultan cargas estabilizantes, siendo la más desfavorable desde el punto de vista de estabilidad el menor nivel (la restitución) y por tal motivo, el mecanismo de deformación asociado a la falla pasa de ser un deslizamiento generalizado cuando el factor de seguridad es superior a la unidad y volcamiento cuando el mismo es 1 o menor.
- Cuando la carga de presión artesiana es uniforme (o no uniforme de escalón constante), la fundación tolera presiones de artesiano que no superen el nivel de coronamiento (condición que da $FOS=1$). Si la carga de presión artesiana es uniforme por tramos con incrementos diferentes de carga en cada tramo, se requieren presiones artesianas mayores para producir la falla, siendo sensibles los incrementos de carga en el centro y AB de la extensión modelada (con escalones que difieran tanto en incremento o reducción de la presión central en una magnitud de entre 0.16 y 0.18Mpa).

El análisis de sensibilidad sobre una variación de ± 10 a 15% en los parámetros geotécnicos (peso específico, ángulo de fricción y cohesión), permiten concluir que:

- Las lentes limo arenosas no introducen un aporte o reducción significativa a la resistencia de la estructura de fundación.

- El coeficiente de cohesión de los suelos arcillosos presenta una elevada sensibilidad (prácticamente una relación lineal) debido a la potencia que tienen frente a las lentes granulares.
- En cuanto a las densidades, se puede observar que a medida que se reduce el parámetro la respuesta de FOS es mayor, esto tiene fundamento en que el término más influenciado en la ecuación de equilibrio es el estabilizante, pues las condiciones solicitantes permanecen invariantes.

Afortunadamente para la verificación de estabilidad se han utilizado parámetros conservadores (respecto a trabajos antecedentes) y se ha desconsiderado el aporte del ángulo de fricción aparente desarrollado en los suelos cohesivos.

APARTADO 10. LÍNEAS DE TRABAJO FUTURO

Como líneas de trabajo futuro se plantean los siguientes tópicos:

- Modelar la losa del cuenco disipador como una estructura independiente del módulo propio de la presa, generando la interfaz correspondiente.
- Calibrar los modelos mediante condiciones de contorno continua en lugar de escalones de carga hidráulica para simular el acuífero artesiano.
- Simular escenarios que representen la migración de finos en la fundación y el consecuente proceso de pérdida de eficiencia piezométrica.
- Realizar un análisis acoplado mecánico-hidráulico, considerando parámetros geotécnicos actuales.

APARTADO 11. REFERENCIAS

- [1] Societa Edison (1959). Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Proyecto constructivo. Anexos N° 59, 61
- [2] Societa Edison (1973). Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Proyecto constructivo. Anexo N° 58
- [3] Instituto de Investigaciones Antisísmicas *Ing. Aldo Bruschi* (2008). Verificación de las Condiciones de Estabilidad de la Presa de Materiales Suelos y Hormigón
- [4] Lombardi, Giovanni – Vardé, Oscar (2008). Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Cuarta auditoría técnica de los consultores independientes
- [5] Lombardi, Giovanni – Vardé, Oscar (2011). Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Quinta auditoría técnica de los consultores independientes
- [6] Bertola, Pier, Vardé, Oscar (2014). Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Séptima auditoría técnica de los consultores independientes
- [7] Bremen, Roger – Vardé, Oscar (2015). Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Octava auditoría técnica de los consultores independientes
- [8] Dott. Ing. Roger Bremen, Ing. Oscar A. Vardé (2016). Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Novena auditoría técnica de los consultores independientes
- [9] RED Ingeniería SRL (2016). Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Informe anual de auscultación – Período enero a diciembre 2016
- [10] Bremen, Roger – Vardé Oscar (2017). Aprov. Hidroeléctrico Río Hondo / Decima auditoría técnica de consultores independientes
- [11] Moretto, O. – Bolognesi A. – López A. – Núñez E. (1960). Propiedades y Comportamiento de un Suelo Limoso de Baja Plasticidad. Consultores, Buenos Aires, Argentina.
- [12] Universidad Nacional del Litoral (2017). Batimetría y estudio de sedimentación; Transectas principales, secundarias y complementarias, Embalse Río Hondo. Facultad de ingeniería y ciencias hídricas
- [13] Correa, Pablo (2015). Umbrales de alerta y alarma para piezómetros, Presa de hormigón C.H. Río Hondo
- [14] Das Braja, M. (1983). Advanced Soil Mechanics
- [15] Terzaghi K. – Peck R. – Mesri, G. (2003). Soil Mechanics and Engineering Practices. 3°Edition
- [16] Terzaghi, Karl (1943). Theoretical Soil Mechanics
- [17] Krauzer, H. – Léger, P. (2015). The Adjustable Factor of Safety: A reliability-based approach to assess teh factor of safety for concrete dams

- [18] U.S.B.R. Department of the Interior (2006). Computer Material Models for Soils Using FLAC and DYNA, Dam Safety Technology Development Program, Report DSO-06-01
- [19] ITASCA CONSULTING. (2015-2018). Manual de Flac 8.0
- [20] U.S.A.C.E. (2005). EM1110-2 2020 Stability analysis of concrete structures. USACE
- [21] RED INGENIERÍA SRL (2018). Manual PADE Río Hondo (Documento 179-HI-IF-O-626-Rev00)
- [22] RUGGERI, G. (2004). Sliding safety of existing gravity dams - Final Report. ICOLD EUROPEAN CLUB
- [23] US ARMY CORPS OF ENGINEERS (2000). Evaluation and Comparison of Stability Analysis and Uplift Criteria for Concrete Gravity Dams by Three Federal Agencies.
- [24] CODUTO P. Donald (1999). Geotechnical Engineering: Principles and Practices.

CAPÍTULO VII.

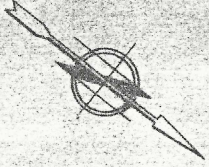
ANEXOS

ANEXO 1

REGÍSTROS DE PERFORACIÓN

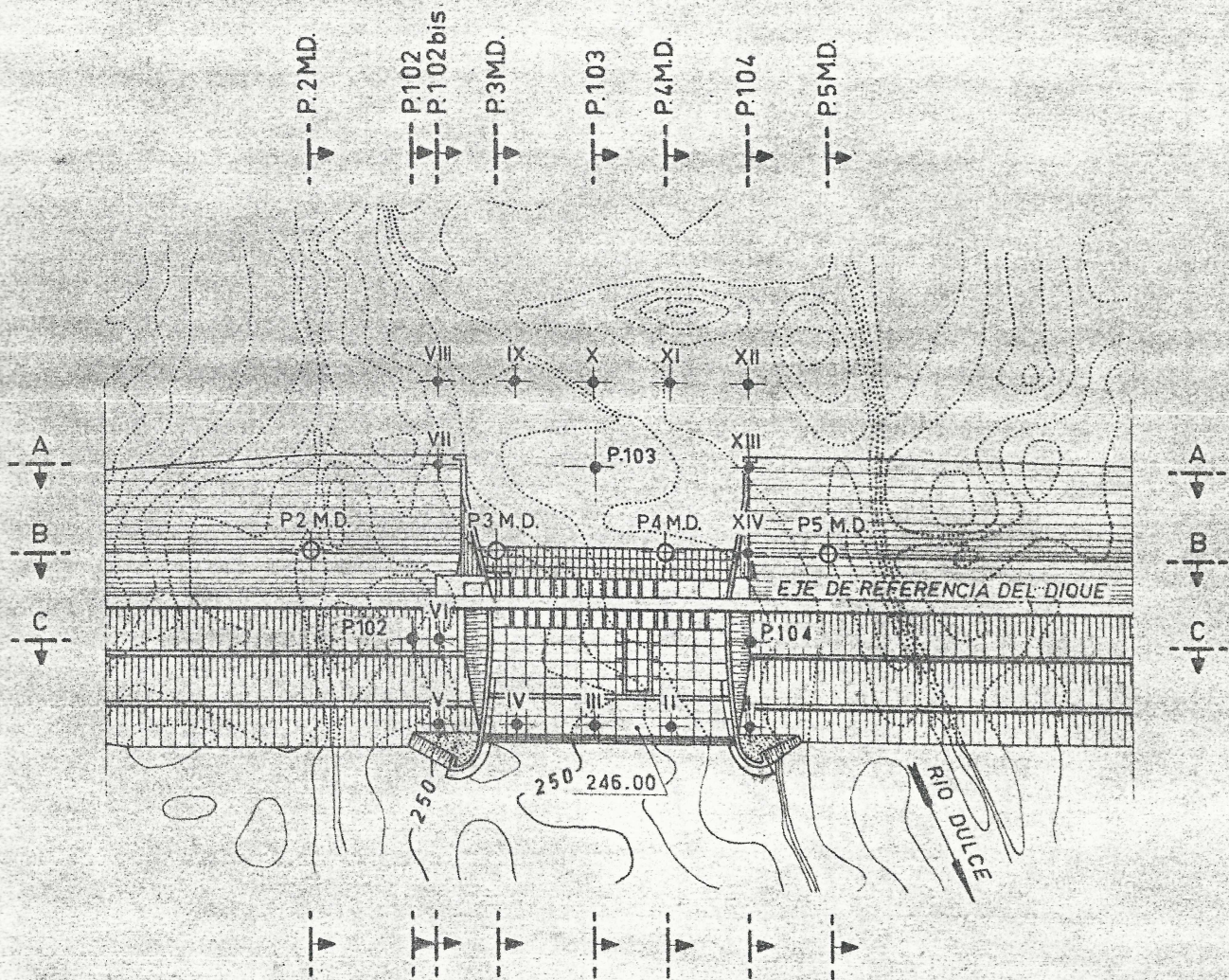
Y

ENSAYOS GEOTÉCNICOS



PLANIMETRIA DE REFERENCIA

ESCALA 1:5000



NB - POR LO QUE SE REFIERE A LAS SECCIONES
VER TABLAS N° 66-67-68-69

Perforación N° I															
C. boca (msnm)	249.28	Simbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Penteración (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
248.28	1.0	SP	5	30	100	0	20						libre	249.08	Desde
247.28	2.0	CL	30	30	100	80	21	35	20	15			libre	247.48	Hasta
246.28	3.0	CL	36	30	100	96	22	40	20	20	2.94	16.66			
245.28	4.0	CL	38	30	100	98	24	48	21	27	1.93	22.47			
244.28	5.0	CH	31	30	100	90	25	53	23	30	4.55	4.01			
243.28	6.0	CL	50	30	100	73	18	33	18	15					
242.28	7.0	CL	50	28	100	87	15	26	18	8	2.88				
241.28	8.0	CL	42	30	100	54	17	35	22	13					
240.28	9.0	CL	50	29	100	57	18	31	17	14					
239.28	10.0	SM	50	17	96	40	19	22	19	3					
238.28	11.0	ML	50	15	100	74	20	25	21	4					
237.28	12.0	CL	50	27	100	95	20	40	26	14	0.89	36.01			
236.28	13.0		50	23											
235.28	14.0	CL - ML	50	26	100	50	8	24	19	5					
234.28	15.0	CL	42	30	100	80	24	40	20	20					
233.28	16.0	CL	50	28	100	96	22	40	22	18	2.74	12.18			
232.28	17.0	CH	39	30	100	99	31	54	30	24	0.84	19.49			
231.28	18.0	CL	49	30	100	90	20	37	20	17					
230.28	19.0	CL	49	20	100	82	20	33	19	14					
229.28	20.0	CL	39	30	100	94	24	42	22	20	4.30				
228.28	21.0	CH	49	29	100	98	30	67	31	36	3.35				

Perforación N° II															
C. boca (msnm)	249.63	Símbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Penteración (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
248.63	1.0		3	30									libre	249.23	Desde
247.63	2.0	CL	27	30	100	92	23	48	23	25			libre	247.83	Hasta
246.63	3.0	CH	25	30	100	95	21	54	24	30	1.04	27.18			
245.63	4.0	CL	28	30	100	97	28	50	27	23					
244.63	5.0	CL	30	30	100	88	22	50	23	27					
243.63	6.0	CL	46	30	100	84	18	30	17	13	3.15	5.23			
242.63	7.0	CL - ML	46	30	100	80	19	30	23	7					
241.63	8.0	CL	50	30	100	70	13	33	17	16					
240.63	9.0	ML	18	30	100	60	18	23	19	4					
239.63	10.0	CL	50	20	100	94	23	37	25	12					
238.63	11.0	CL - ML	50	13	100	66	20	27	20	7					
237.63	12.0	CL - ML	50	20	100	68	18	28	20	8					
236.63	13.0	CL - ML	50	18	100	55	20	24	19	5					
235.63	14.0	CL	49	30	100	95	25	46	24	22	3.24	3.38			
234.63	15.0	CL	50	30	100	99	27	50	26	24	2.88				
233.63	16.0	CL	44	30	100	93	29	35	23	12	0.27	23.18			
232.63	17.0	CH	42	30	100	96	30	56	30	26	2.26	10.71			
231.63	18.0	CL	40	30	100	95	20	37	25	12	3.40				
230.63	19.0	CL	38	30	100	94	26	42	24	18	2.13				
229.63	20.0	CL	42	30	100	96	24	41	19	22					

Perforación N° III															
C. boca (msnm)	249.82	Simbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Penteración (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
248.82	1.0		3	30									libre	249.42	Desde
247.82	2.0	CH	8	30				52	29	23			libre	247.82	Hasta
246.82	3.0	CL	32	30	100	80	20	40	22	18	0.47	36.27			
245.82	4.0	CL	49	28	100	72	20	30	17	13	0.54	24.56			
244.82	5.0	CL - ML	49	16	100	53	18	25	17	8	0.13	44.30			
243.82	6.0	CL	32	30	100	80	21	33	18	15	1.65	12.66			
242.82	7.0	CL	31	30	100	73	19	42	20	22	1.60	10.20			
241.82	8.0	CH	39	30											
240.82	9.0	CL	50	28	100	87	22	38	21	17					
239.82	10.0	CL	35	29	100	80	32	40	23	17					
238.82	11.0	CL	50	24	100	95	19	32	19	13					
237.82	12.0	CH	40	30	100	98	30	51	26	25					
236.82	13.0	CL	50	28	100	97	20	48	24	24	3.09	7.54			
235.82	14.0	CH	43	30	100	96	25	60	28	32	3.85				
234.82	15.0	CL	42	30	100	90	24	32	19	13	1.19	28.43			
233.82	16.0	CH	38	30	100	100	31	52	28	24					
232.82	17.0	CL	43	30	100	89	22	37	18	19	3.30	10.71			
231.82	18.0	CL	46	30	100	87	27	38	23	15	2.96	9.68			
230.82	19.0	CL	50	23	100	96	18	45	21	24	2.14	9.16			
229.82	20.0	CL	49	30	100	86	20	35	21	14	2.11	9.68			
228.82	21.0	CL									2.34	5.82			

Perforación N° IV															
C. boca (msnm)	250.07	Símbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Pentecación (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
249.07	1.0	SP	2	30									libre	249.77	Desde
248.07	2.0		4	30									libre	248.07	
247.07	3.0	CL	36	30			15	26	18	8			libre	247.07	Hasta
246.07	4.0	SC - SM	50	17		50	17	24	18	6					
245.07	5.0	CL	50	27	100	85	13	30	20	10	2.65				
244.07	6.0	CL	43	30	100	55	15	24	16	8	2.35				
243.07	7.0	ML	50	20	100	58	21	25	16	9					
242.07	8.0	CL	50	24	100	65	18	26	16	10					
241.07	9.0	CL	40	30	100	93	19	34	20	14					
240.07	10.0	CL	50	21	100	92	22	30	20	10					
239.07	11.0	CL	40	30	100	97	25	43	23	20					
238.07	12.0	CH	41	30	100	98	23	62	30	32					
237.07	13.0	CH	42	30	100	96	22	53	25	28	2.16	5.82			
236.07	14.0	CL	31	30	100	85	28	31	21	10	1.76	10.71			
235.07	15.0	CL	31	30	100	94	29	42	18	24	2.28				
234.07	16.0	CL	45	30	100	90	21	49	24	25	1.19	5.23			
233.07	17.0	CL	46	30	100	90	20	44	21	23					
232.07	18.0	CL	44	30	100	95	25	36	21	15	2.24	6.69			
231.07	19.0	CL	50	26	100	92	18	44	21	23					
230.07	20.0	CL	50	22	100	78	15	32	20	12	2.58	11.20			
229.07	21.0	CL	50	22	100	78	15	32	20	12	3.43				

Perforación N° V															
C. boca (msnm)	250.32	Símbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Pentecación (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
249.32	1.0		5	30									libre	249.72	Desde
248.32	2.0		4	30									libre	248.32	
247.32	3.0	CL	32	30	100	92	32	43	21	22			libre	247.67	Hasta
246.32	4.0	CL	29	30	100	87	21	38	18	20					
245.32	5.0	CL	50	30	100	53	12	34	17	17					
244.32	6.0	CL	50	27	98	62	20	30	20	10					
243.32	7.0	CL	40	30	100	90	31	44	20	24					
242.32	8.0	CL	50	23	100	83	21	36	19	17					
241.32	9.0	CL	50	10	100	90	19	40	17	23					
240.32	10.0	CH	30	30	100	93	27	50	27	23					
239.32	11.0	CH	23	30	100	100	25	55	25	30	0.03	28.43			
238.32	12.0	CL	32	30	100	100	28	43	24	19					
237.32	13.0	CL	32	30	100	88	29	36	24	12					
236.32	14.0	CH	22	30	100	100	30	52	28	24					
235.32	15.0	CL	34	30	100	80	20	30	18	12	2.75				
234.32	16.0	CL	30	30	100	92	23	36	18	18					
233.32	17.0	CL	33	30	100	90	18	32	18	14					
232.32	18.0	CL	40	30	100	65	21	29	19	10					
231.32	19.0	CL	50	23	100	84	20	32	18	14			254.42	230.97	23°C/ Desde
230.32	20.0	CL	50	25	100	68	21	34	18	16			confinado	230.32	Hasta
229.32	21.0	CL	35	30	100	84	22	33	22	11					
228.2	22.0												255.06	228.2	31°C/ Desde
227.2	23.0												confinado		

Perforación N° VI															
C. boca (msnm)	250.2	Símbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Penteración (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
249.2	1.0		2	30									libre	249.4	Desde
248.2	2.0		4	30									libre	248.2	
247.2	3.0	CL	50	25	100	64	17	24	16	8			libre	247.2	Hasta
246.2	4.0	CL	38	30	100	78	17	27	17	10					
245.2	5.0	CL	33	30	100	84	18	32	18	14	0.96	26.22			
244.2	6.0	CL - ML	50	28	100	52	15	24	16	8	2.88				
243.2	7.0	CL	50	16							1.73	24.89			
242.2	8.0	CL - ML	50	25	100	72	20	26	18	8					
241.2	9.0	CL	27	30	100	97	28	40	20	20					
240.2	10.0	CL	28	30	100	96	30	31	15	16					
239.2	11.0	CH	32	30	100	95	22	50	25	25					
238.2	12.0	CH	30	30	100	98	27	60	28	32					
237.2	13.0	CL	26	30	100	90	21	45	21	24					
236.2	14.0	CL	32	30	100	97	25	45	25	20					
235.2	15.0	CH	30	30	100	93	21	51	21	30					
234.2	16.0	CL	35	30	100	83	21	38	22	16					
233.2	17.0	CH	40	30	100	92	19	40	12	28	2.35				
232.2	18.0	CL	50	25	100	93	18	34	24	10	1.21	18.31			
231.2	19.0	CH	46	30	89	89	26	42	22	20					
230.2	20.0	CL	38	30	100	85	21	34	16	18					
229.2	21.0	CL - ML	50	25	100	82	21	26	18	8					
228.2	22.0												257.55	228.2	31°C/ Desde
227.2	23.0												confinado		

Perforación N° VII															
C. boca (msnm)	250.06	Simbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Penteración (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
249.06	1.0	ML	6	30									libre	249.46	Desde
248.06	2.0		7	30									libre	248.06	
247.06	3.0	CH	26	30	100	94	26	53	27	26			libre	247.06	Hasta
246.06	4.0	CL	23	30	100	96	28	48	24	24					
245.06	5.0	CH	32	30	100	94	22	52	24	28	1.75				
244.06	6.0	CL	30	30	100	93	22	38	22	16	4.10				
243.06	7.0	CL	50	27	100	71	16	26	18	8					
242.06	8.0	CL	50	25	100	90	17	33	22	11					
241.06	9.0	SM	50	23	100	20	20								
240.06	10.0	CL	50	20	100	80	17								
239.06	11.0	ML	50	9	100	72	13								
238.06	12.0	CL	50	21	100	100	18	30	17	13					
237.06	13.0	CL	50	25	98	93	22	30	20	10					
236.06	14.0	CL	35	30	100	96	28	43	23	20					
235.06	15.0	CH	34	30	100	99	30	54	24	30	2.14	13.13			
234.06	16.0	CL	33	30	100	90	25	46	26	20					
233.06	17.0	CL	30	30	100	99	30	45	19	26	2.21	2.07	MAT FLUIDO	233.06	Desde
232.06	18.0	CL	35	30	100	98	23	38	16	22				232.06	Hasta
231.06	19.0	CL	34	30	100	95	24	50	18	32					
230.06	20.0	CL	50	30	100	88	23	43	13	30					
229.06	21.0	CL	46	30	100	94	30	38	11	27					

Perforación N° VIII															
C. boca (msnm)	249.76	Simbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Penteración (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
248.76	1.0		5	30	100							libre	249.56	Desde	
247.76	2.0		10	30	100							libre	247.76		
246.76	3.0	CL	30	30	100	80	20	34	22	12			libre	246.76	Hasta
245.76	4.0	CL	27	30	100	95	26	45	25	20					
244.76	5.0	CH	28	30	100	98	30	56	26	30	4.30	3.38			
243.76	6.0	CL	30	30	100	90	25	37	17	20	2.16	14.50			
242.76	7.0	CH	34	30	100	95	27	40	14	26	2.59	7.54			
241.76	8.0	CH	44	30	100	99	28	57	35	22					
240.76	9.0	CL	50	30	100	89	15	38	20	18					
239.76	10.0		50	20											
238.76	11.0	SM - SW	50	10	100	10	16						249.81	238.36	Desde
237.76	12.0	CL	50	27	100	74	23						confinado	237.76	
236.76	13.0	ML	50	24	100	66	22						confinado	236.76	25°C
235.76	14.0	SM	50	20	100	58	18						confinado	235.76	
234.76	15.0	CL	27	30	100	96	27	40	20	20			confinado	234.76	
233.76	16.0	CL	28	30	100	94	19	48	22	26	3.10		confinado	233.76	Hasta
232.76	17.0	CL	35	30	100	87	21	32	20	12	0.14	27.81			
231.76	18.0	CL	30	30	100	98	30	43	23	20	0.70	25.23			
230.76	19.0	CL	33	30	100	93	20	44	24	20	3.40				
229.76	20.0	CL	32	30	100	95	25	43	23	20	2.67	8.63			
228.76	21.0	CL	50	30	100	94	20	42	22	20	2.83	9.68			

Perforación N° IX															
C. boca (msnm)	249.54	Símbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Pentación (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
248.54	1.0		6	30									libre	249.34	Desde
247.54	2.0		12	30									libre	247.54	
246.54	3.0	CL	15	30	86	70	19	40	20	20			libre	246.74	Hasta
245.54	4.0	CL	22	30	100	97	20	41	15	26	2.27	1.40			
244.54	5.0	CH	23	30	100	96	28	56	34	22					
243.54	6.0	CH	24	30	100	97	29	53	26	27	3.86	8.09			
242.54	7.0	CL	23	30	100	95	30	55	33	22	1.60	33.35			
241.54	8.0	CL	30	30	100	93	24	49	29	20	2.65	9.16			
240.54	9.0	CL	44	30	100	86	16	57	33	24	2.65	15.38			
239.54	10.0		50	18									250.1	239.54	Desde
238.54	11.0	SM	50	30	97	24	18						confinado	238.54	24°C
237.54	12.0	CL	50	20	100	100	21						confinado	237.54	
236.54	13.0	SM	50	30	100	40	22						confinado	237.09	Hasta
235.54	14.0	ML	50	17	100	52	18								
234.54	15.0	SM	50	28	100	50	32								
233.54	16.0	CH	26	29	100	97	25	50	23	27					
232.54	17.0	CL	26	30	100	100	30	48	25	23	2.56	5.82			
231.54	18.0	CL	34	30	100	95	26	36	22	14	2.75				
230.54	19.0	CL	35	30	100	100	30	39	21	18					
229.54	20.0	CL	30	30	100	92	26	40	21	19	2.18	6.98			
228.54	21.0	CL													

Perforación N° X															
C. boca (msnm)	249.19	Símbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Penteración (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
248.19	1.0		2	27									libre	249.19	Desde
247.19	2.0		6	28			30	48	18	30			libre	247.19	
246.19	3.0	CH	16	29	100	95	28	51	23	28	2.04	0.71	libre	246.69	Hasta
245.19	4.0	CH	20	30	100	93	24	73	49	24	3.48	2.07			
244.19	5.0	SM	50	20	100	7	18			18	1.26	20.63	libre	243.99	Desde
243.19	6.0	SW	24	30	100	100	34			34					
242.19	7.0	CH	33	30	100	98	28	50	22	28	1.87	20.63			
241.19	8.0	CH	32	30	100	97	25	62	37	25	1.73	14.94			
240.19	9.0	CH	26	30	100	89	20	56	36	20	2.12	20.26			
239.19	10.0	CL	36	30	100	92	18	38	18	20					
238.19	11.0	CL	50	17	100	50	14	35	21	14					
237.19	12.0	SC	32	30	100	65	22	26	4	22					
236.19	13.0	CL	50	20	100	33	25	33	8	25					
235.19	14.0	SM	50	16											
234.19	15.0	CL	50	30	100	92	30	35	21	14					
233.19	16.0	CL	50	20	97	88	19	28	21	7			libre	233.79	Desde
232.19	17.0	SM	50	16	100	33	20						libre	232.29	Hasta
231.19	18.0		30	30											
230.19	19.0		28	30							2.00				
229.19	20.0		36	30							1.23	19.10			

Perforación N° XI															
C. boca (msnm)	249.16	Símbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Pentecación (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
248.16	1.0												libre	249.16	Desde
247.16	2.0	SP	50	22	100	3	20						libre	247.16	
246.16	3.0	ML	50	6	92	46	12						libre	246.16	
245.16	4.0	CL	30	30	100	92	24				2.00		libre	245.66	Hasta
244.16	5.0	SM	50	30	100	27	17				1.13	26.54			
243.16	6.0												249.85	243.76	13°C/ Desde
242.16	7.0	CL	30	30	100	98	26	38	22	16			confinado	242.26	Hasta
241.16	8.0	CH	46	30	100	96	33	50	23	27					
240.16	9.0	CL	50	24	100	88	31	43	21	22	3.33				
239.16	10.0	CH	50	25	100	89	24	52	22	30	3.10				
238.16	11.0	CL	50	7	100	77	20	32	22	10					
237.16	12.0	CL - ML	50	15	100	54	20	30	23	7					
236.16	13.0	ML	50	23	100	53	22	25	19	6					
235.16	14.0	SC	50	17	100	35	24	32	18	14					
234.16	15.0	SC	50	14	100	43	21	31	23	8					
233.16	16.0	ML	50	13	97	60	22								
232.16	17.0	CL	50	20	100	100	25								
231.16	18.0	SM	50	5	100	50	27								
230.16	19.0	CH	50	30	100	94	27								
229.16	20.0												250.65	229.56	23°C/ Desde
228.16	21.0												confinado	228.16	
227.16	22.0												confinado	227.16	
226.16	23.0												confinado	226.16	

Perforación N° XII															
C. boca (msnm)	248.81	Símbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Pentetración (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
247.81	1.0		14	30								libre	248.71	Desde	
246.81	2.0		48	15								libre	246.81		
245.81	3.0	SM	27	30	96	13	25					libre	245.81		
244.81	4.0	CL	28	30	100	100	34	46	24	22		libre	244.91	Hasta	
243.81	5.0	CL	30	30	100	80	20	46	21	25					
242.81	6.0	CH	40	30	100	70	16	50	15	35					
241.81	7.0	SC/SM	50	15	100	30	14	22	18	4			250.34	241.81	
240.81	8.0											confinado	240.81	17°C/ Desde	
239.81	9.0	CL	41	30	100	96	22	42	22	20		confinado	240.21	Hasta	
238.81	10.0	CH	26	30	100	100	32	54	24	30	2.34	14.50			
237.81	11.0	C	50	26	100	96	30	52	22	30	3.08	8.63			
236.81	12.0	CL	50	27	100	94	24	40	10	30	1.21	30.23			
235.81	13.0	CL	50	13	100	75	17	27	17	10					
234.81	14.0	CL	50	23	100	60	20	29	15	14	1.44	32.24			
233.81	15.0	CL	50	17	100	84	23	36	16	20					
232.81	16.0	CL/ML	50	12	100	90	25	28	20	8					
231.81	17.0		50	7	100										
230.81	18.0	CL/ML	50	14											
229.81	19.0		50	14											
228.81	20.0	SP/SM	25	30											
227.81	21.0												251.19	228.46	
226.81	22.0												confinado	226.81	
225.81	23.0												confinado	225.81	

Perforación N° XIII															
C. boca (msnm)	248.98	Símbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Pentetración (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
247.98	1.0			12											
246.98	2.0	SP/SM		26	100	12	27								
245.98	3.0	CH	12	30	97	92	40	64		33					
244.98	4.0	CH	20	30	100	96	30	50		28	1.40	28.73			
243.98	5.0	CL	32	30	100	75	18	47		29					
242.98	6.0												250.28	243.63	Desde
241.98	7.0												confinado	241.98	
240.98	8.0	CL	23	30	100	71	28	28		10			confinado	241.18	Hasta
239.98	9.0	CH	50	30	100	95	30	60		34					
238.98	10.0	CH	40	30	100	96	18	52		28					
237.98	11.0	CL	48	30	100	92	21	36		15	2.35				
236.98	12.0	CL	26	30	100	97	21	44		21					
235.98	13.0	CL	50	20	100	85	13	35		21	3.43	2.73			
234.98	14.0	CL	46	30	100	86	19	30		13					
233.98	15.0												250.82	234.78	Desde
232.98	16.0												confinado	232.98	Hasta
231.98	17.0	CL	25	30	100	86	20	30		10					
230.98	18.0	CL	50	30	100	100	25	50		22					
229.98	19.0	CL	50	23	100	100	26	42		17					
228.98	20.0	CL	50	28	100	100	27	47		12					
227.98	21.0	CL									3.75				

Perforación N° XIV															
C. boca (msnm)	249.21	Símbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Pentetración (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
248.21	1.0		50	20									libre	249.21	Desde
247.21	2.0	CL	23	30	100	86	23	43	25	18			libre	247.41	Hasta
246.21	3.0	CL	25	30	100	93	23	40	20	20	2.06	17.90			
245.21	4.0	CL	28	30	100	84	20	38	23	15	1.80	21.38			
244.21	5.0	CL	33	30	100	86	23	32	22	10					
243.21	6.0	CH	30	30	100	98	24	54	28	26					
242.21	7.0	CH	43	30	100	97	26	51	31	20	3.31	12.66			
241.21	8.0	CH	43	30	100	96	27	54	30	24	2.93	10.71			
240.21	9.0	CL	50	30	100	80	25	43	21	22	2.55	20.26			
239.21	10.0	CL/CM	50	13	100	50	18	28	21	7	4.78	0.71			
238.21	11.0	CL	50	20	100	78	18	35	22	13					
237.21	12.0	CL	50	30	100	60	18	30	18	12					
236.21	13.0	SM	50	10	100	42	22								
235.21	14.0	CL	50	20	100	76	23	30	20	10					
234.21	15.0	CL	50	14	100	92	23	46	27	19					
233.21	16.0	CL	50	10	100	95	32	42	26	16					
232.21	17.0	CL	50	30	100	98	26	44	22	22					
231.21	18.0												250.6	231.71	25°C/ Desde
230.21	19.0	CL	50	30	100	85	23	32	22	10			confinado	230.21	Hasta
229.21	20.0	CL	40	30	100	100	30	51	38	13					

Perforación N° 2MD															
C. boca (msnm)	250.76	Símbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Pentecación (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
249.76	1.0		2	30											
248.76	2.0	SM	5	30	98	43	29						libre	249.26	Desde
247.76	3.0		4	30									libre		
246.76	4.0	CL	25	30	100	91	26	49	26	23			libre	246.76	Hasta
245.76	5.0	CH	30	30	100	91	31	55	28	27					
244.76	6.0	CL	50	30	100	74	20	32	21	11					
243.76	7.0	CL/ML	50	15	100	83	19	30	23	7					
242.76	8.0	CL	34	30	100	93	21	36	21	15					
241.76	9.0	CH	50	12	100	80	22	52	21	31					
240.76	10.0	CL	50	26	100	97	24	47	22	25					
239.76	11.0	CH	38	30	100	98	27	58	26	32					
238.76	12.0	CL	38	30	100	90	23	42	22	20					
237.76	13.0	CL	38	30	100	96	29	47	26	21					
236.76	14.0	CH	30	30	100	95	28	60	29	31					
235.76	15.0	CL	50	30	100	70	18	30	19	11					
234.76	16.0	SM	50	20	100	40	17						255.43	234.76	28°C/ Desde
233.76	17.0	SM	50	20	100	30	20						confinado		
232.76	18.0	CL	50	17	97	70	18	32	21	11			confinado	233.26	Hasta
231.76	19.0		0	30											
230.76	20.0		0	30									251.26	231.76	29°C/ Desde
229.76	21.0	CL	30	30	100	85	20	49	24	25			confinado	229.76	Hasta
228.76	22.0	CL	50	20	100	90	23	31	13	18					
227.76	23.0												256.06	227.76	29°C/ Desde
226.76	24.0												confinado		
225.76	25.0												confinado		

Perforación N° 3MD															
C. boca (msnm)	250.17	Símbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Penteración (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
249.17	1.0		3	30									libre	249.67	Desde
248.17	2.0		4	30									libre	248.17	
247.17	3.0	CL	26	30	100	100	26	40	18	22			libre	247.17	Hasta
246.17	4.0	CL	35	30	100	100	26	33	21	12	2.44	17.90			
245.17	5.0	CL	36	30	100	76	16	27	16	11	2.90	11.70			
244.17	6.0	CL	34	30	100	85	20	45	27	18	2.18	8.09			
243.17	7.0	SC	50	28	100	44	17	30	20	10					
242.17	8.0	SM	50	30	100	44	22				0.70	14.05			
241.17	9.0		50	28											
240.17	10.0	CL	50	22	100	70		32	18	14					
239.17	11.0	CL	35	30	100	89	30	32	20	12					
238.17	12.0	ML	50	30	100	98	28	35	25	10					
237.17	13.0	CL	30	30	100	98	38	43	25	18					
236.17	14.0	CH	32	30	100	98	29	49	22	27	3.00				
235.17	15.0	CL	30	30	100	92	21	42	24	18					
234.17	16.0	CL	32	30	100	99	35	48	28	20	1.62	5.23			
233.17	17.0	CL	36	30	100	90	20	39	22	17					
232.17	18.0	CH	32	30	100	94	28	49	25	24	0.57	16.66			
231.17	19.0	CL	38	30	100	88	28	31	20	11					
230.17	20.0	CL	42	30	100	80	21	31	20	11					
229.17	21.0	CL	43	30	100	99	30	43	28	15					
228.17	22.0	CL	45	30	100	81	18	33	20	13	1.33	19.88			
227.17	23.0	CL	26	30	100	75	16	42	19	23					
226.17	24.0	CL	50	17	100	67	15	31	18	13			256.53	225.67	31°C/ Desde
225.17	25.0												confinado	225.17	

Perforación N° 4MD															
C. boca (msnm)	249.54	Símbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Penteración (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
248.54	1.0		4	30									libre	249.54	Desde
247.54	2.0		5	30									libre	247.54	
246.54	3.0	CH	32	30	100	98	26	50	28	22			libre	246.89	Hasta
245.54	4.0	ML	27	30	100	95	21	40	28	12	1.38				
244.54	5.0	CH	38	30	100	99	30	60	25	35					
243.54	6.0	CH	29	30	100	95	27	50	29	21	2.65				
242.54	7.0	CL	32	30	100	82	20	40	24	16	1.12	17.50			
241.54	8.0	CL	35	30	100	90	28	33	21	12	2.45	4.01			
240.54	9.0	CL	38	30	100	72	14	29	19	10					
239.54	10.0	SM/SC	50	2	100	46	14	23	18	5					
238.54	11.0	CL	50	10	100	70	20	30	22	8	1.64	17.50			
237.54	12.0	CL	50	20	100	77	20	40	23	17					
236.54	13.0	CL	50	30	100	87	22	36	20	16	2.85				
235.54	14.0	CL/ML	50	21	100	90	18	27	20	7					
234.54	15.0	CH	50	29	100	95	33	59	31	28					
233.54	16.0	CL	48	30	100	98	26	41	21	20	1.96	11.70			
232.54	17.0	CL	33	30	100	99	30	45	24	21	1.68	51.25			
231.54	18.0	ML	36	30	100	100	33	41	26	15					
230.54	19.0	CL	30	30	100	100	33	50	25	25					
229.54	20.0	CH	41	30	100	95	30	54	29	25					
228.54	21.0	CL	39	30	100	95	30	43	27	16	0.80				
227.54	22.0	CL	43	30	100	90	22	31	19	12	3.30	8.63			
226.54	23.0	CL	40	30	100	92	19	34	19	15	1.53	12.18			
225.54	24.0	CL/ML	50	24	100	85	21	24	19	5	2.21	2.07			
224.54	25.0	CL	50	24	100	92	20	30	19	11					

Perforación N° 102															
C. boca (msnm)	249.56	Símbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Penteración (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
248.56	1.0	SW	20	30	100	0	22						libre	249.56	Desde
247.56	2.0	SM/SW	40	30	100	7	17						libre	247.56	
246.56	3.0	SM	17	30	100	36	51						libre	246.56	
245.56	4.0	CL	31	30	100	76	20	34	21	13			libre	246.06	Hasta
244.56	5.0	CL	50	30	100	52	15	26	14	12					
243.56	6.0	CL	50	23	100	80	21	29	18	11					
242.56	7.0	CL	50	13	100	92	21	30	20	10					
241.56	8.0	CL	41	30	100	64	51	31	16	15			libre	242.16	Desde
240.56	9.0	ML	50	26	96	84	21						libre	240.76	Hasta
239.56	10.0	CL	40	30	100	98	27	45	25	20					
238.56	11.0	CH	30	30	100	98	12	55	30	25					
237.56	12.0	CH	49	25	100	85	22	75	32	43					
236.56	13.0	CL	50	26	100	75	22	31	20	11					
235.56	14.0	CL	20	29	100	88	22	40	25	15					
234.56	15.0	CL	35	29	100	84	46	49	27	22					
233.56	16.0	ML	43	2	100	80	80	41	27	14					
232.56	17.0	SM/SC	50	17	100	45	35	21	16	5					
231.56	18.0												254.00	231.56	Desde
230.56	19.0	SC	50	12	100	25	13	32	15	17			confinado	231.06	Hasta
229.56	20.0	CL/ML	50	12	100	81	12	22	17	5					

Perforación N° 103															
C. boca (msnm)	249.32	Simbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Penteración (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
248.32	1.0	SM/SW	6	30	100	10	26								
247.32	2.0	CL/ML	40	30	100	60	20	25	18	7					
246.32	3.0	CL	40	30	100	82	18	28	18	10					
245.32	4.0	CL	25	30	100	98	23	50	28	22					
244.32	5.0	CL	27	30	100	92	25	50	25	25					
243.32	6.0	CH	26	30	100	96	26	52	30	22					
242.32	7.0	CL	30	30	100	93	24	53	34	19					
241.32	8.0	CL/ML	50	22	100	68	26	26	19	7					
240.32	9.0	SM	50	6	100	45	26	20	16	4					
239.32	10.0	SM	50	25	100	48	28	24	19	5					
238.32	11.0	ML	50	13	100	86	32								
237.32	12.0	CL	50	23	100	80	34	30	20	10					
236.32	13.0	CL	50	30	100	97	32	36	21	15					
235.32	14.0		50	23											
234.32	15.0	CL	30	30	100	98	26	43	29	14					
233.32	16.0	ML	25	30	100	95	23	32	25	7					
232.32	17.0	CH	22	30	100	99	22	54	27	27					
231.32	18.0	CL	30	30	100	97	28	47	26	21					
230.32	19.0	CL	42	30	100	93	20	46	23	23					
229.32	20.0	CL	44	30	100	93	25	42	22	20					

Perforación N° 104															
C. boca (msnm)	249.54	Símbolo	Ensayo SPT		Granulometría		Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Napas freáticas época de proyecto		
Cota (msnm)	Prof. (m)		N° golpes	Pentecación (cm)	PT4 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c	Φ	Tipo acuífero	Cota de napa	Temp/ inicio fin
248.54	1.0	SW	6	30	98	4	20						libre	249.54	Desde
247.54	2.0	SM/SW	10	30	95	8	26						libre	247.54	Hasta
246.54	3.0	CL	22	30	96	94	27	46	26	20					
245.54	4.0	CL	22	30	97	90	22	40	24	16					
244.54	5.0	CL	34	30	96	94	27	42	26	16					
243.54	6.0	CL	30	30	100	93	28	48	26	22					
242.54	7.0	CL	30	30	100	88	13	38	19	19					
241.54	8.0	CL	27	30	100	91	13	36	19	17					
240.54	9.0	CL	40	30	100	74	22	34	21	13					
239.54	10.0	CL	49	30	100	67	20	26	18	8					
238.54	11.0	CL/ML	49	17	100	50	18	25	18	7					
237.54	12.0	CL	49	25	100	96	34	44	26	18					
236.54	13.0	CL	49	24	100	80	20	37	24	13					
235.54	14.0	SM/SW	49	17	100	42	35								
234.54	15.0	SM/SW	49	30	95	40	36								
233.54	16.0	CL	49	27	100	90	20	35	21	14					
232.54	17.0	CL	42	30	100	75	26	38	21	17					
231.54	18.0	CL	50	30	100	93	15	43	22	21					
230.54	19.0	CL	42	30	100	90	13	38	20	18					
229.54	20.0	CL	43	30	100	100	25	43	23	20					

Perforación N° D1

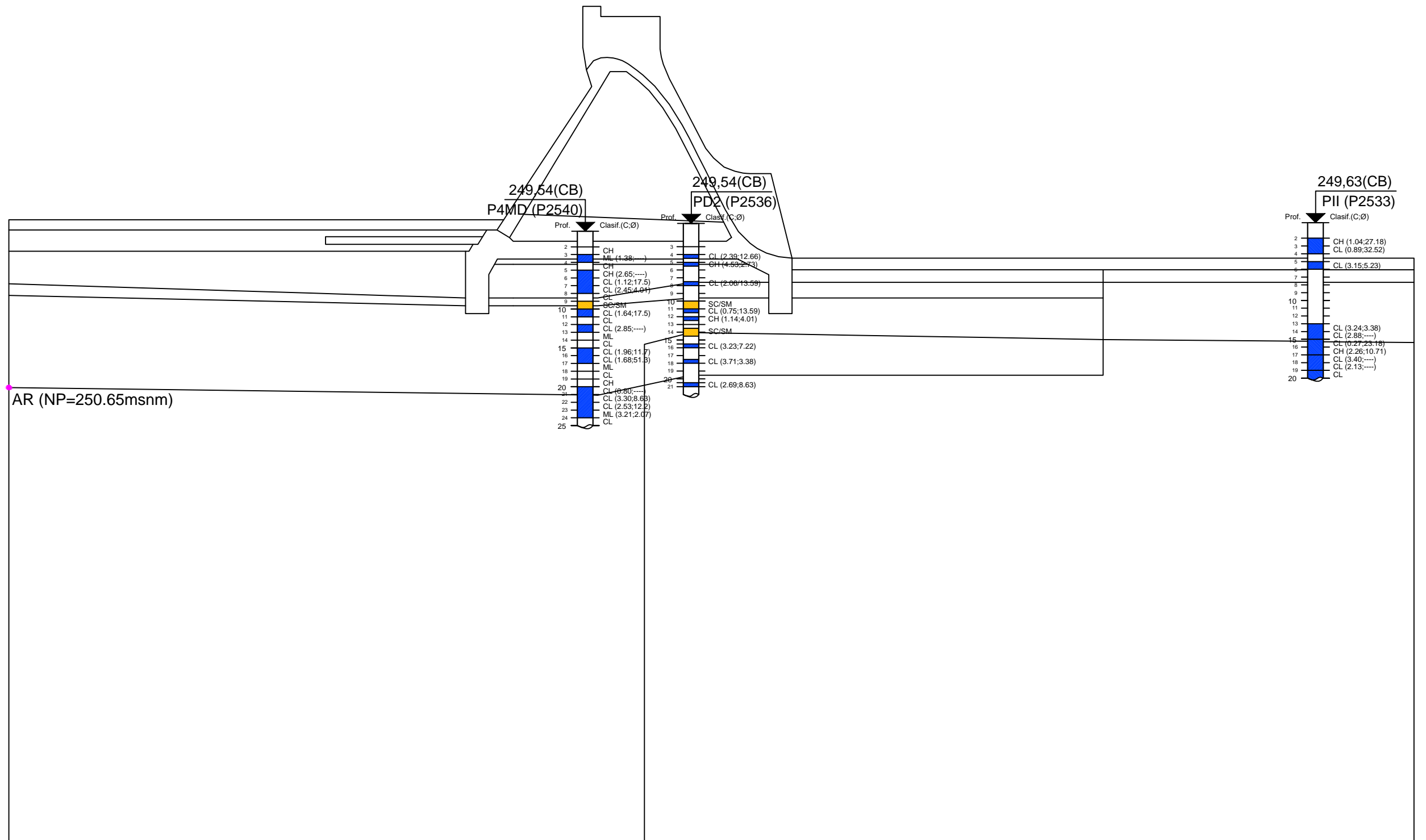
C. boca (msnm)	250.17	Profundidad		Carta Casagrande		Ensayo SPT		Granulometría			Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Pesos específicos			Napas freáticas			
		Cota (msnm)	Muestra N°	inicial (m)	Final (m)	Clasificación	Color	N° golpes	Pentetración (cm)	PT40 %		PT100 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c (kg/cm2)	Φ	γs	γa PC=3,0t/m3	γd	Tipo acuífero /NP
240.6	1	9.6	9.9	SM	Castaño claro			100	99	20	19												
240.3	2	9.9	10.2	CH	Castaño			100		85	25	51	22	29									
240.0	3	10.2	10.5	CL	Castaño			100		88	20	34	18	16	1.77	9.68	2.59	1.85	1.54				
239.7	4	10.5	10.8	CL	Castaño pardo			98		91	29	45	23	22									
239.4	5	10.8	11.1	CL	Gris/verde oscuro			100	95	88	29	33	19	14									
239.1	6	11.1	11.5	CL/ML	Castaño pardo			100		51	25	23	17	6									
-	7																						
238.7	8	11.5	12.3	CH	Castaño oscuro			100		91	29	58	24	34									
237.9	9	12.3	12.7	CH	Castaño pardo			100		94	38	61	25	36									
237.5	10	12.7	13.1	CH	Gris / verde oscuro			98	92	86	38	54	26	28	2.83	5.23	2.72	1.93	1.52				
237.1	11	13.1	13.6	CL	Castaño rosado			100		95	27	45	23	22									
236.6	12	13.6	14.1	CH	Gris / verde oscuro			100	95	93	29	32	27	5									
236.1	13	14.1	14.6	CH	Castaño rosado			100	97	95	34	38	26	12									
235.6	14	14.6	15.1	CH	Castaño rosa oscuro			100		79	31	35	28	7	4.29	5.23	2.67	1.96	1.47				
235.1	15	15.1	15.6	CL	Castaño			100		80	19	31	18	13									
234.6	16	15.6	16.1	CL	Castaño Rosado			100	92	84	23	41	21	20									
234.1	17	16.1	16.5	CL	Castaño Rosado			100	93	80	21	38	18	20	3.83	1.40	2.64	2.16	1.77				
233.6	18	16.6	17.0	CH	Castaño oscuro			100	98	93	32	59	28	31									
233.1	19	17.1	17.5	CH	Castaño rosado			100	96	93	28	59	25	34									
233.0	20	17.2	18.0	CL	Castaño oscuro			100	96	92	23	45	19	26									
232.1	21	18.1	18.5	CL	Castaño oscuro			100		83	29	43	19	24			2.70		1.70				
231.6	22	18.6	19.0	CH	Castaño pardo			100	97	93	29	52	23	29									
233.1	23	17.1	19.5	CL	Gris / verde oscuro			100		82	20	33	28	5									
230.6	24	19.6	20.0	CL	Gris / verde oscuro			100	96	91	24	37	20	17									
230.1	25	20.1	20.5	CH	Castaño oscuro			100	91	90	32	61	29	32									
229.6	26	20.6	21.0	CL	Castaño rosado			100		78	20	33	18	15									
229.1	27	21.1	21.5	CL	Castaño oscuro			100		80	18	29	17	12	2.39	15.96	2.65	2.14	1.91				
228.6	28	21.6	22.0	CL	Castaño oscuro			100	95	83	19	31	18	13									
228.2	29	22.0	22.4	SC	Castaño oscuro			100	70	50	16	25	14	11									
227.7	30	22.5	23.0	CL	Gris / verde oscuro			100	74	59	17	30	15	15									

Perforación N° D2																						
C. boca (msnm)	249.54	Profundidad		Casificación Casagrande		Ensayo SPT		Granulometría			Humedad	Límites de Atterberg			Ensayos triaxiales		Pesos específicos			Napas freáticas		
Cota (msnm)	Muestra N°	inicial (m)	Final (m)	Clasificación	Color	N° golpes	Penteración (cm)	PT40 %	PT100 %	PT200 %	w %	LL	LP	IP	c (kg/cm2)	Φ	γs	γa PC=3.0t/m3	γd	Tipo acuífero /NP	Cota de napa	Temp/ inicio fin
246.5	1	3.0	3.5	CL	Gris verde oscuro					84	23	48	21	27								
246.0	2	3.5	4.0	CH	Castaño					93	32	58	29	29								
245.5	3	4.0	4.5	CL	Castaño rosado					89	26	47	22	25	2.39	12.66	2.6	1.96	1.57			
245.0	4	4.5	5.0	CH	Castaño rosado					95	27	55	24	31								
244.5	5	5.0	5.5	CH	Castaño rosado					88	28	56	25	31	4.53	2.73	2.71	2	1.57			
244.0	6	5.5	6.0	CH	Castaño oscuro					93	28	53	25	28								
243.5	7	6.0	6.5	CL	Castaño oscuro				100	74	18	32	16	16								
243.0	8	6.5	7.0	CL	Parduzco				90	66	17	34	16	18								
242.5	9	7.0	7.5	CL	Gris verde oscuro				100	78	18	27	16	11								
242.0	10	7.5	8.0	CL	Castaño Pardo				100	95	23	42	21	21	2.06	13.59	2.59	1.96	1.57			
241.5	11	8.0	8.5	CL	Gris verde oscuro				100	88	25	38	20	18								
241.0	12	8.5	9.0	CL	Castaño				83	63	16	27	16	11								
240.5	13	9.0	9.5	SC	Castaño				74	38	18	31	16	15								
240.0	14	9.5	10.0	SC	Castaño				75	28	17	29	15	14								
239.5	15	10.0	10.5	SC/SM	Castaño claro				95	26	22	26	18	8								
239.0	16	10.5	11.0	SC/SM	Castaño claro				100	48	21	25	18	7								
238.5	17	11.0	11.5	CL	Castaño				83	60	24	31	18	13	0.75	13.59	2.69	1.84	1.47			
238.0	18	11.5	12.0	CL	Castaño oscuro				100	78	23	50	20	30								
237.5	19	12.0	12.5	CH	Castaño				100	70	33	65	28	37	1.14	4.01	2.65	2.00	1.60			
237.0	20	12.5	13.0	CL	Castaño oscuro				100	88	23	35	29	6								
236.5	21	13.0	13.5																			
236.0	22	13.5	14.0	SC/SM	Gris verde oscuro					34	23	21	16	5								
235.5	23	14.0	14.5	SM	Grisaceo				78	21												
235.0	24	14.5	15.0						48													
234.5	25	15.0	15.5	CH	Castaño					88	20	38	18	20								
234.0	26	15.5	16.0	CL	Castaño					68	24	43	15	28	3.23	7.22	2.66	2.03	1.66			
233.5	27	16.0	16.5	CL	Castaño					83	32	37	16	21								
233.0	28	16.5	17.0	CL	Gris verde oscuro					87	26	38	23	15								
232.5	29	17.0	17.5	SC	Gris verde oscuro					70	28	41	23	18								
232.0	30	17.5	18.0	CL	Castaño oscuro					95	34	62	28	34	3.71	3.38	2.72	2.00	1.60			
231.5	31	18.0	18.5	CL	Castaño					93	25	43	22	21								
231.0	32	18.5	19.0	CL	Castaño rosado				100	75	22	35	18	17								
230.5	33	19.0	19.5	CL	Castaño				88	84	28	54	23	31								
230.0	34	19.5	20.0	CL	Castaño				89	84	24	38	19	19								
229.5	35	20.0	20.5	CL	Castaño					99	25	43	25	18								
229.0	36	20.5	21.0	CL	Castaño oscuro				88	82	22	37	19	18	2.69	8.63	2.62	1.90	1.57			
228.5	37	21.0	21.5	CL	Castaño oscuro				79	65	18	36	19	17								
228.0	38	21.5	22.0	CL	Castaño oscuro				82	74	19	35	19	16								
227.5	39	22.0	22.5	CL	Gris verde oscuro				71	54	19	27	19	8								

ANEXO 2




SINTESIS DE CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA


280.00 msnm
250.00
220.00
190.00
160.00



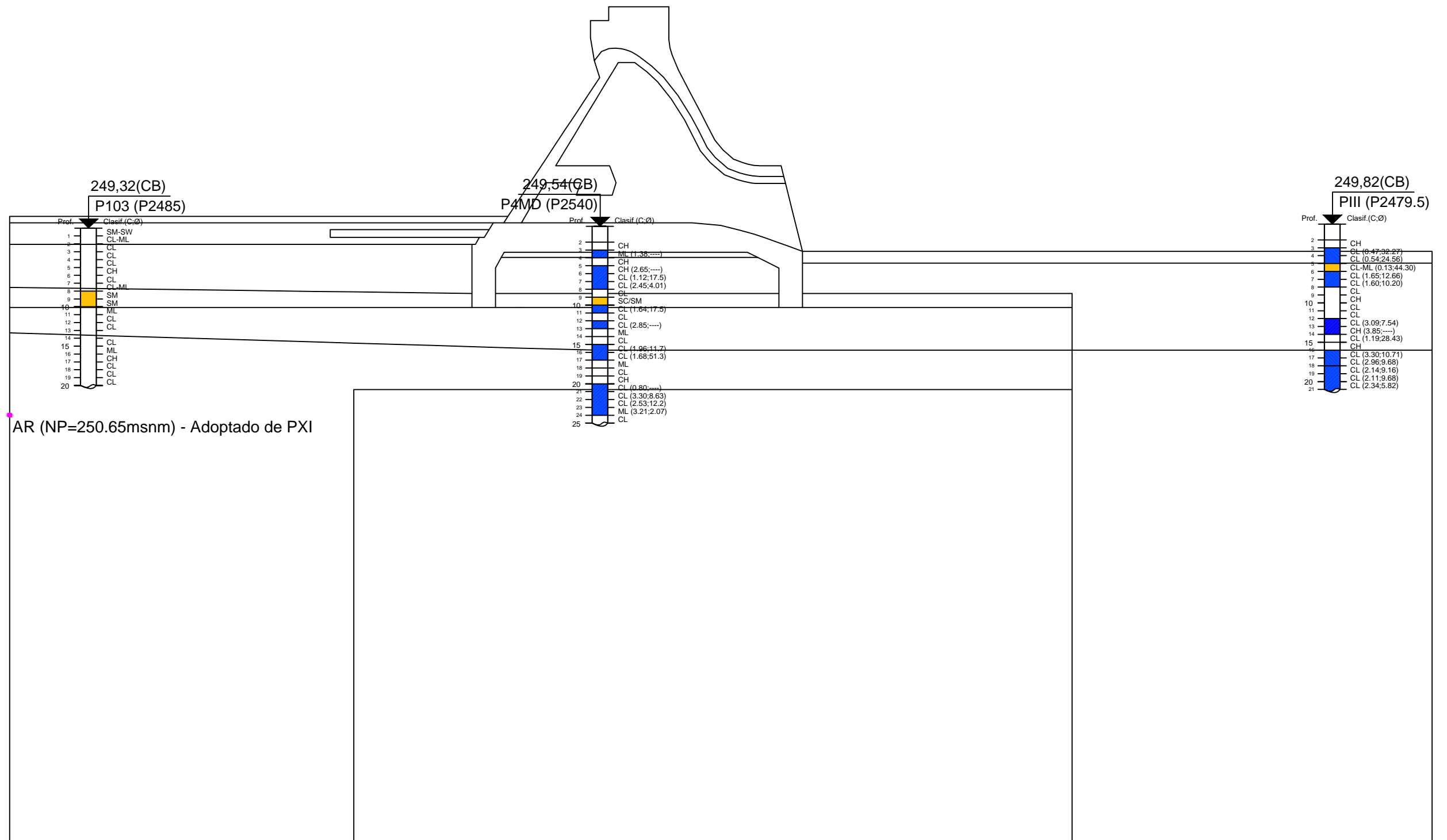
AR (NP=250.65msnm)

REFERENCIAS

-  LENTES GRANULARES
-  SUELO COHESIVO
-  AR: ARTESIANO

Tema:		TESIS DE GRADO - INGENIERIA CIVIL		
		Titulo: VERIF. DE ESTABILIDAD GLOBAL, BAJO CARGAS ESTÁTICAS DE LA PRESA DE HORMIGON R.H. PROSPECCION DE REFERENCIA VANO N° 2 - SECCION TIPO VERTEDERO		
Formato:	Elaboró:	Escala:	Id. Plano :	Fecha:
A3	SARTI GARCIA, MATIAS SEBASTIAN	GRAFICA	CROQUIS N°1	MAYO 2019

280.00 msnm
 250.00
 220.00
 190.00
 160.00



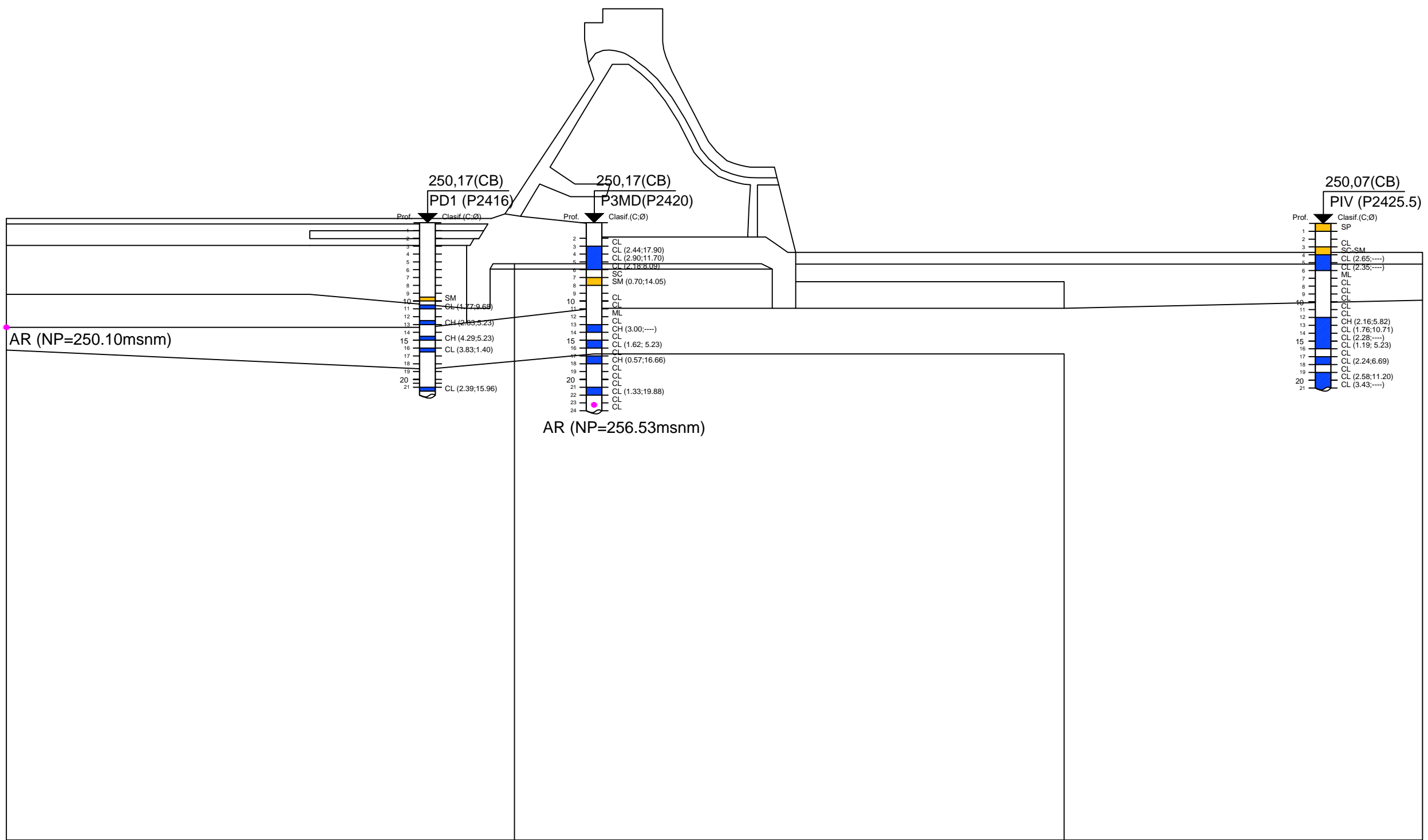
REFERENCIAS

- LENTES GRANULARES
- SUELO COHESIVO
- AR: ARTESIANO

Tema: TESIS DE GRADO - INGENIERIA CIVIL				
Titulo: VERIF. DE ESTABILIDAD GLOBAL, BAJO CARGAS ESTÁTICAS DE LA PRESA DE HORMIGON R.H. PROSPECCIÓN DE REFERENCIA VANO N°4 - SECCION TIPO DESCARGADOR DE FONDO				
Formato: A3	Elaboró: SARTI GARCIA, MATÍAS SEBASTIAN	Escala: GRAFICA	Id. Plano : CROQUIS N°2	Fecha: MAYO 2019



280.00 msnm
250.00
220.00
190.00
160.00



REFERENCIAS	
	LENTES GRANULARES
	SUELO COHESIVO
	AR: ARTESIANO

Tema:		TESIS DE GRADO - INGENIERIA CIVIL		
		Titulo: VERIF. DE ESTABILIDAD GLOBAL, BAJO CARGAS ESTÁTICAS DE LA PRESA DE HORMIGON R.H. PROSPECCIÓN DE REFERENCIA VANO N°9 - SECCION TIPO VALVULA DE RIEGO		
Formato:	Elaboró:	Escala:	Id. Plano :	Fecha:
A3	SARTI GARCIA, MATIAS SEBASTIAN	GRAFICA	CROQUIS N°3	MAYO 2019

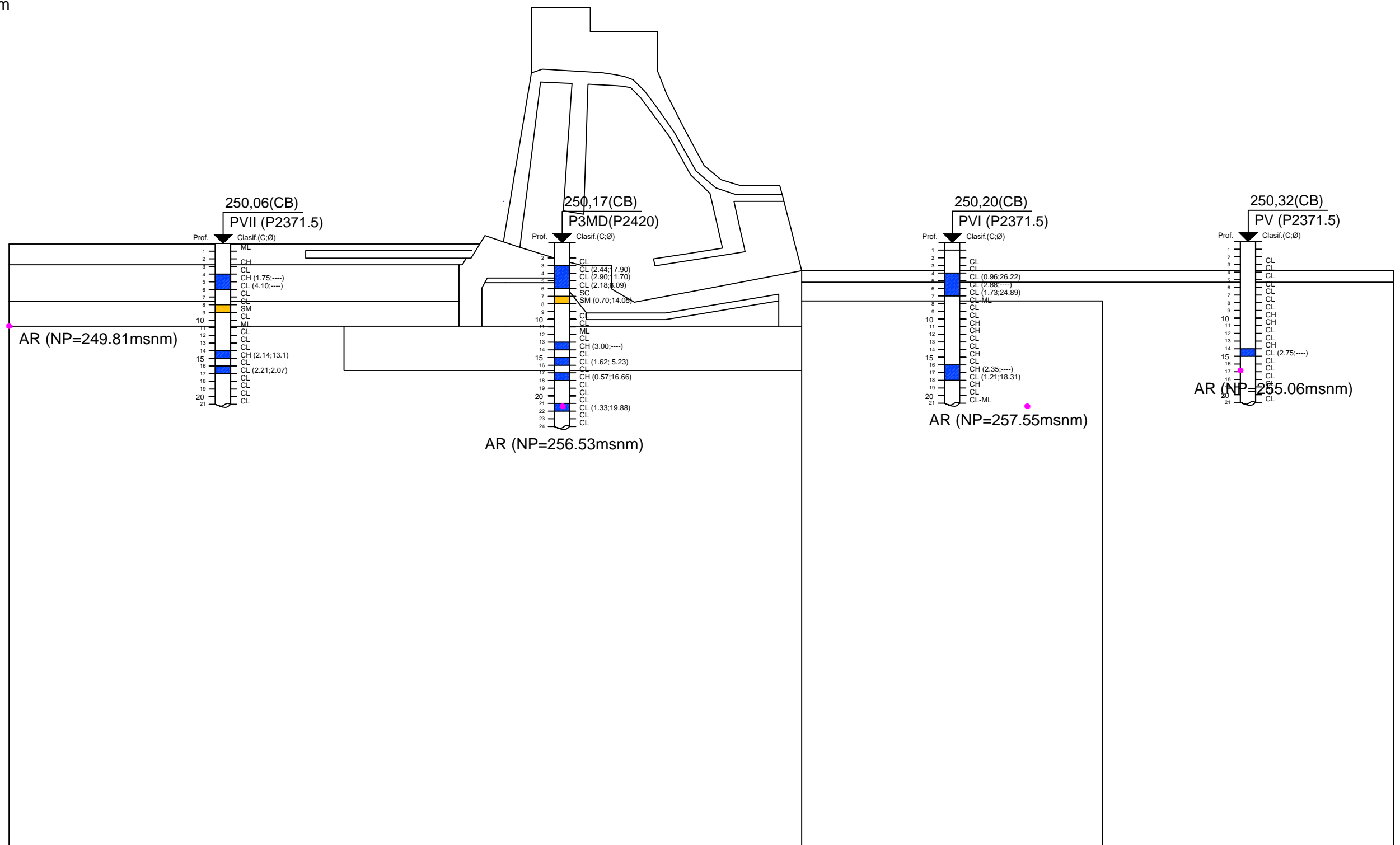
280.00 msnm

250.00

220.00

190.00

160.00



REFERENCIAS	
	LENTES GRANULARES
	SUELO COHESIVO
	AR: ARTESIANO

Tema:		TESIS DE GRADO - INGENIERIA CIVIL		
		Título: VERIF. DE ESTABILIDAD GLOBAL, BAJO CARGAS ESTÁTICAS DE LA PRESA DE HORMIGON R.H. PROSPECCIÓN DE REFERENCIA VANO N°10 - SECCION TIPO CASA DE MAQUINAS		
Formato:	Elaboró:	Escala:	Id. Plano :	Fecha:
A3	SARTI GARCIA, MATIAS SEBASTIAN	GRAFICA	CROQUIS N°4	MAYO 2019

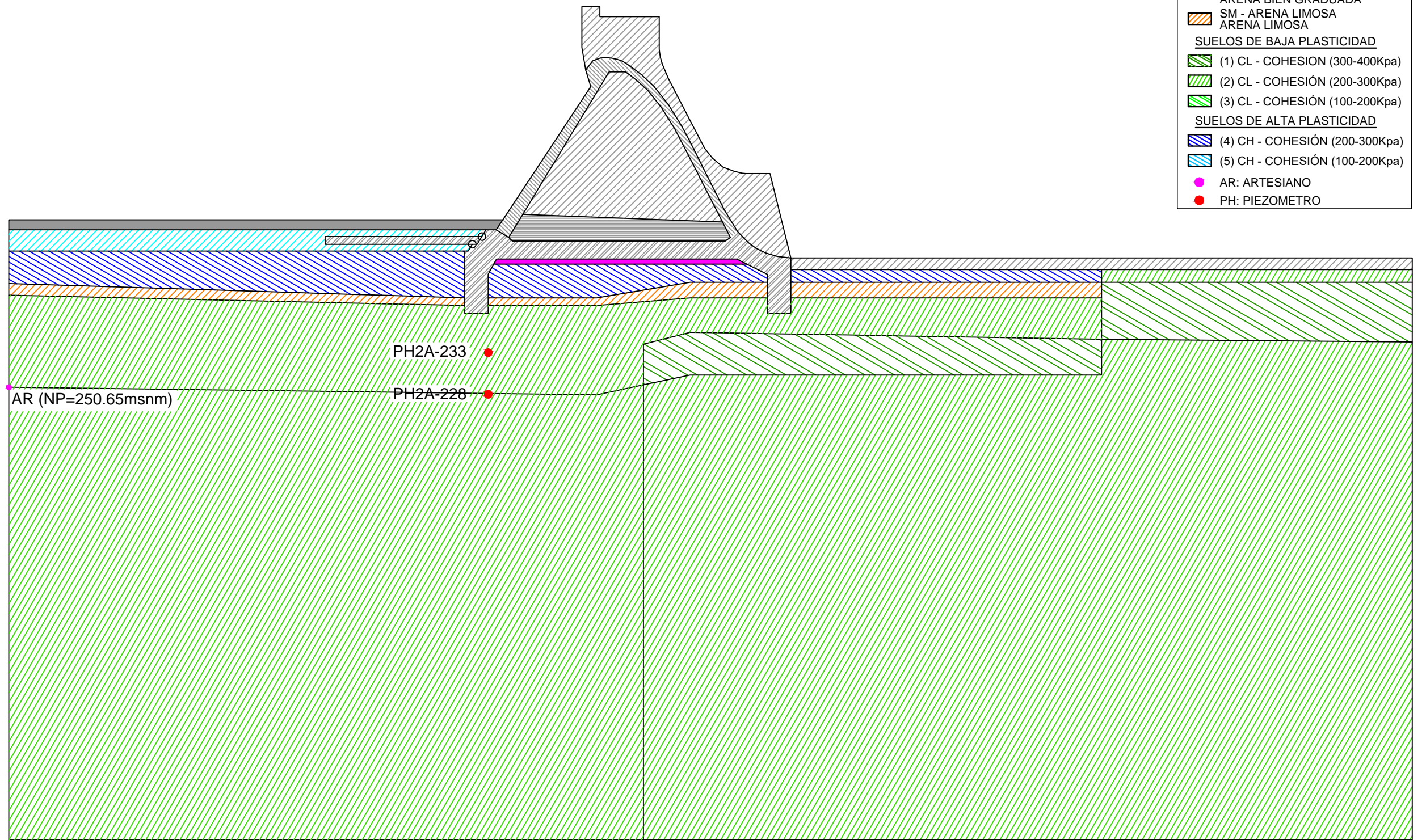
280.00 msnm

250.00

220.00

190.00

160.00



REFERENCIAS	
SUELOS GRANULARES	
	SEDIMENTO
	ML - LIMOS (BLANKET) BAJA PLASTICIDAD
	SW - SOLERA DRENANTE ARENA BIEN GRADUADA
	SM - ARENA LIMOSA ARENA LIMOSA
SUELOS DE BAJA PLASTICIDAD	
	(1) CL - COHESION (300-400Kpa)
	(2) CL - COHESIÓN (200-300Kpa)
	(3) CL - COHESIÓN (100-200Kpa)
SUELOS DE ALTA PLASTICIDAD	
	(4) CH - COHESIÓN (200-300Kpa)
	(5) CH - COHESIÓN (100-200Kpa)
	AR: ARTESIANO
	PH: PIEZOMETRO

PH2A-233

PH2A-228

AR (NP=250.65msnm)

Tema:	TESIS DE GRADO - INGENIERIA CIVIL			
	Título: VERIF. DE ESTABILIDAD GLOBAL, BAJO CARGAS ESTÁTICAS DE LA PRESA DE HORMIGON R.H. CARACTERIZACION GEOTECNICA VANO N° 2 - SECCION TIPO VERTEDERO			
	Formato:	Elaboró:	Escala:	Id. Plano :
A3	SARTI GARCIA, MATIAS SEBASTIAN	GRAFICA	CROQUIS N°5	Fecha:
				MAYO 2019

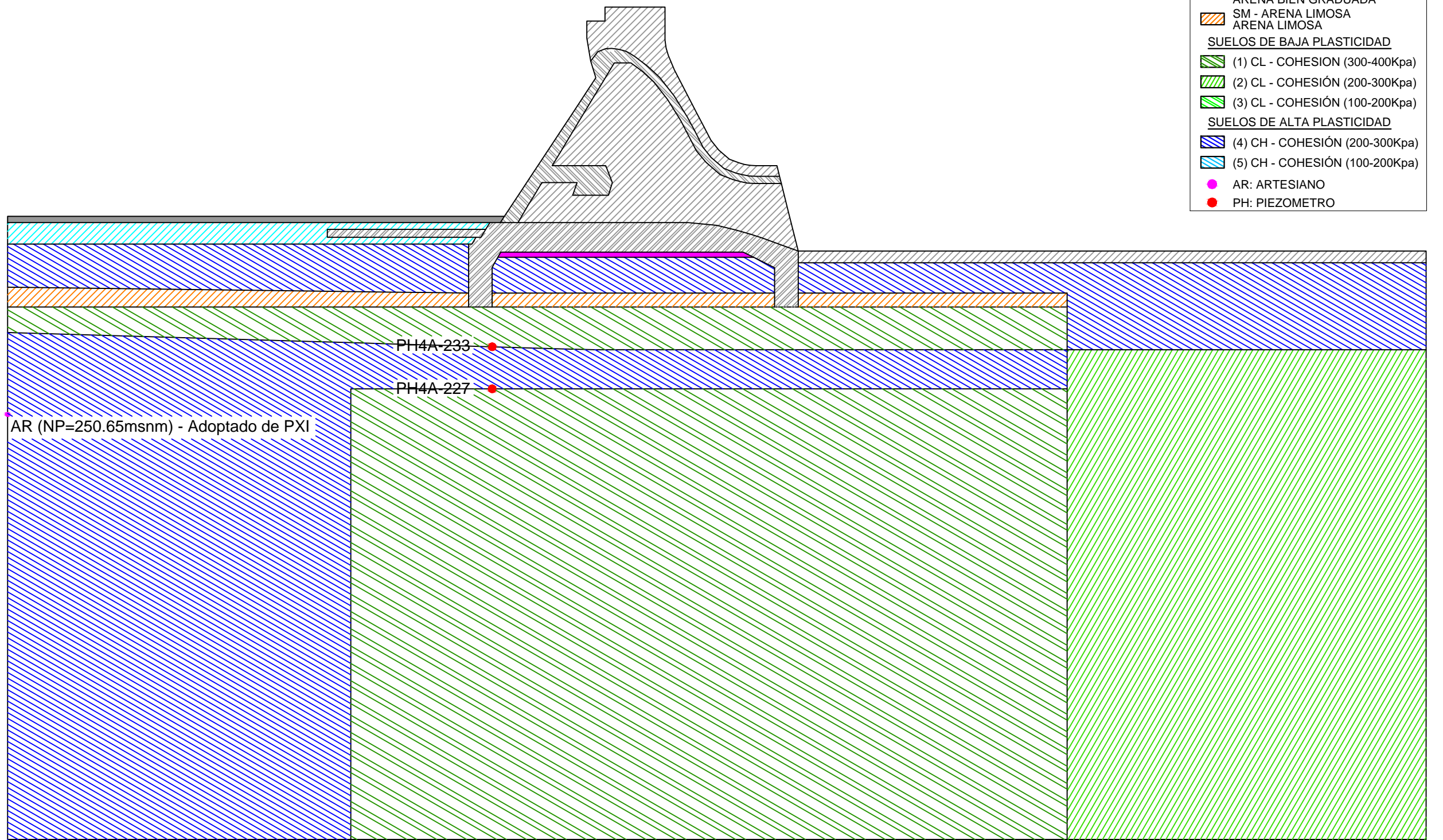
280.00 msnm

250.00

220.00

190.00

160.00



AR (NP=250.65msnm) - Adoptado de PXI

PH4A-233

PH4A-227

Tema:		TESIS DE GRADO - INGENIERIA CIVIL		
Titulo:		VERIF. DE ESTABILIDAD GLOBAL, BAJO CARGAS ESTÁTICAS DE LA PRESA DE HORMIGON R.H. CARACTERIZACION GEOTECNICA VANO N°4 - SECCION TIPO DESCARGADOR DE FONDO		
Formato:	Elaboró:	Escala:	Id. Plano :	Fecha:
A3	SARTI GARCIA, MATIAS SEBASTIAN	GRAFICA	CROQUIS N°6	MAYO 2019



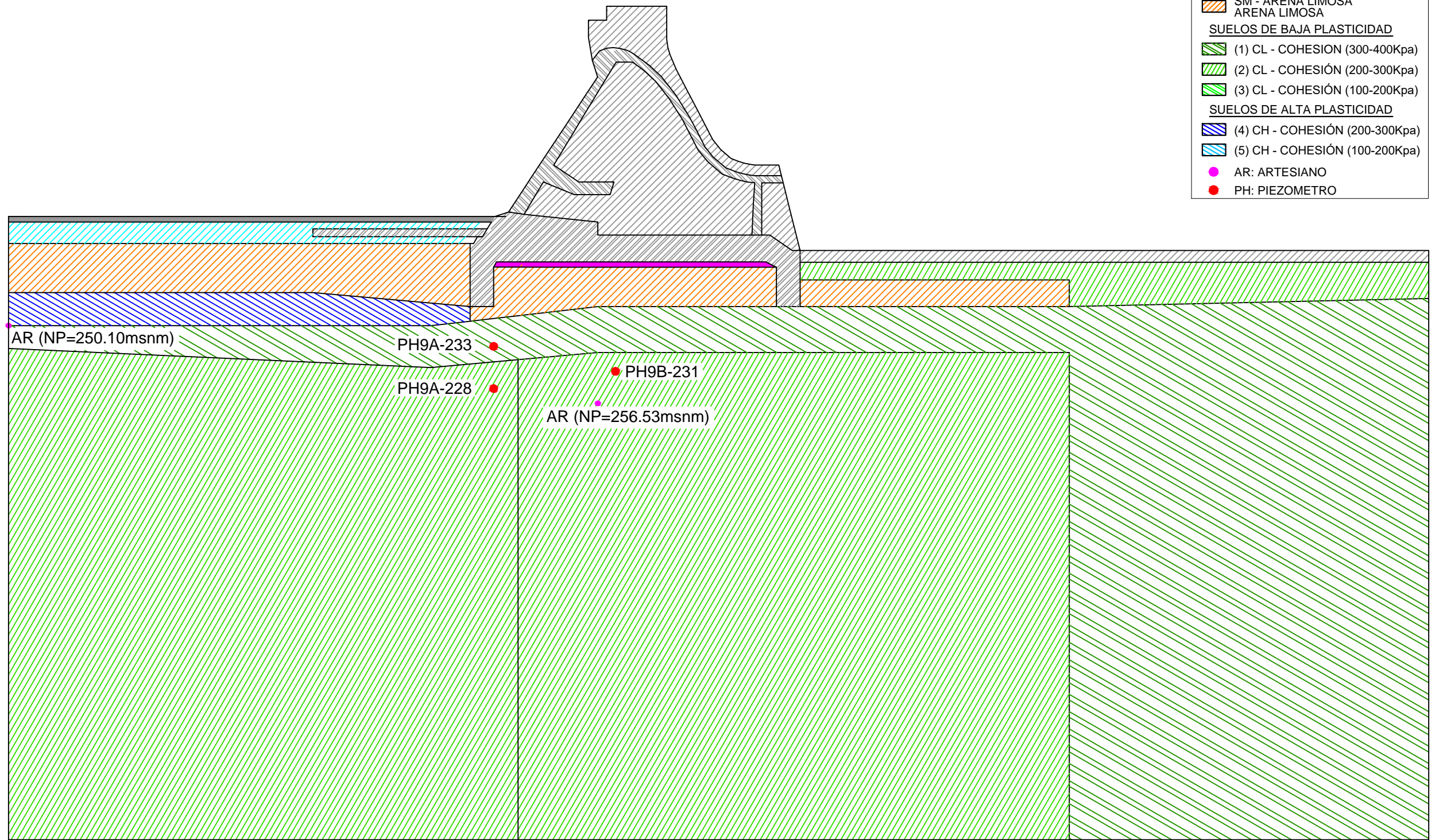
280.00 msnm

250.00

220.00

190.00

160.00



REFERENCIAS	
SUELOS GRANULARES	
	SEDIMENTO
	ML - LIMOS (BLANKET) BAJA PLASTICIDAD
	SW - SOLERA DRENANTE ARENA BIEN GRADUADA
	SM - ARENA LIMOSA ARENA LIMOSA
SUELOS DE BAJA PLASTICIDAD	
	(1) CL - COHESION (300-400Kpa)
	(2) CL - COHESION (200-300Kpa)
	(3) CL - COHESION (100-200Kpa)
SUELOS DE ALTA PLASTICIDAD	
	(4) CH - COHESION (200-300Kpa)
	(5) CH - COHESION (100-200Kpa)
	AR: ARTESIANO
	PH: PIEZOMETRO

Tema:	TESIS DE GRADO - INGENIERIA CIVIL				
Título:	VERIF. DE ESTABILIDAD GLOBAL, BAJO CARGAS ESTÁTICAS DE LA PRESA DE HORMIGON R.H. CARACTERIZACION GEOTECNICA VANO N°9 - SECCION TIPO VALVULA DE RIEGO				
Formato:	A3	Elaboró:	SARTI GARCIA, MATIAS SEBASTIAN	Fecha:	MAYO 2019
		Escala:	GRAFICA	Id. Plano :	CROQUIS N°7



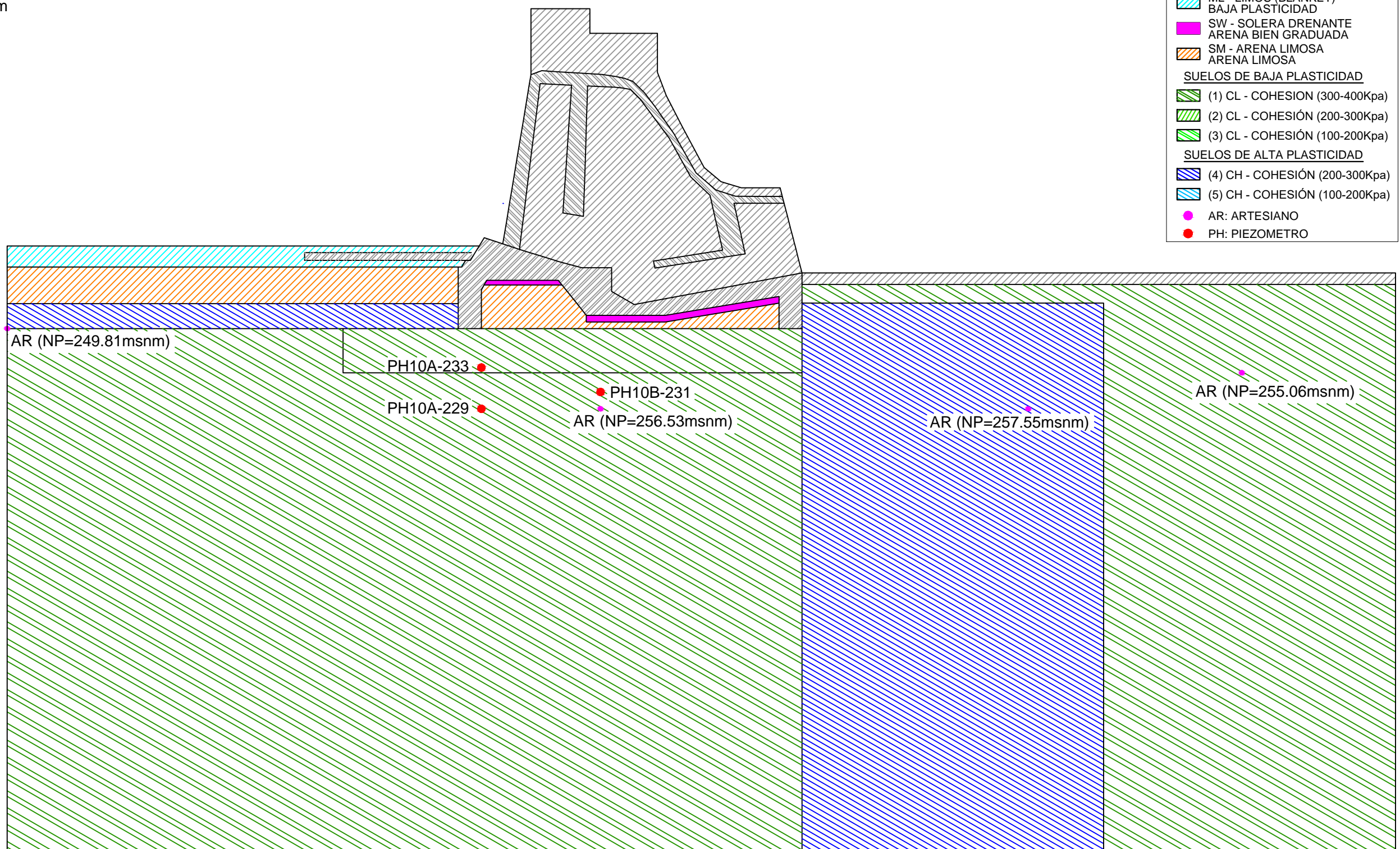
280.00 msnm

250.00

220.00

190.00

160.00



- REFERENCIAS**
- SUELOS GRANULARES**
- SEDIMENTO
 - ML - LIMOS (BLANKET) BAJA PLASTICIDAD
 - SW - SOLERA DRENANTE ARENA BIEN GRADUADA
 - SM - ARENA LIMOSA ARENA LIMOSA
- SUELOS DE BAJA PLASTICIDAD**
- (1) CL - COHESION (300-400Kpa)
 - (2) CL - COHESION (200-300Kpa)
 - (3) CL - COHESION (100-200Kpa)
- SUELOS DE ALTA PLASTICIDAD**
- (4) CH - COHESION (200-300Kpa)
 - (5) CH - COHESION (100-200Kpa)
- AR: ARTESIANO
PH: PIEZOMETRO