



Optimización de las obras de cierre para el control de inundaciones en el noreste pampeano

Eberhardt, Marcelo G.¹ - Arrúa, Pedro A.¹ - Aiassa, Gonzalo M.¹ ✉ - Terzariol, Roberto E.²

Recibido: 15 de octubre de 2010 • Aceptado: 10 de marzo de 2011

Resumen

La necesidad de desarrollo de economías regionales y el control de inundaciones, ha impulsado un plan de obras orientadas a mejorar las accesibilidades y potenciar las actividades productivas de pequeñas localidades.

Las pequeñas presas ubicadas en topografías de llanura, suelen ser estructuras empleadas como vías de comunicación vehicular, frecuentemente subestimadas en la etapa de proyecto, debido a la falta de datos, escaso estudio del tráfico y de sus características.

En este trabajo se estudia la presa Quemú Quemú que es una presa de altura reducida pero de longitud de cierre considerable, construida con materiales de bajo peso unitario y reducida resistencia al corte, disponibles en yacimientos locales. Además, en el trabajo se revisan las características geológicas de la Formación Macachín, del periodo terciario y cuaternario, que definen el material de construcción de la presa. Se muestran los resultados de los estudios de caracterización geotécnica y criterios de selección de parámetros para el análisis de estabilidad de taludes. Se analiza la geometría propuesta por el proyecto original y se pone de manifiesto sus deficiencias en base a los factores de seguridad obtenidos. Finalmente se propone una alternativa de solución que mejora la estabilidad de los taludes.

Palabras clave: Estabilidad de taludes, presas, resistencia al corte, estado límite.

Abstract

Requirements for the development of regional economies and flood control have prompted a work plan designed to improve the accessibilities and enhance activities for small-towns.

Small dams located in plain topography are structures often used as vehicular roads. These structures are frequently underestimated in the design stage due to lack of data, limited traffic study and their characteristics.

This paper deals with Quemú Quemú dam, as reduced height and significant closure length dam, built with the low unit weight and poor shear strength materials coming from the Macachín Formation, a tertiary and quaternary soil deposit available in the zone.

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional

✉ gaiassa@scdt.frc.utn.edu.ar

² Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba

Results of the geotechnical characterization studies and criteria for parameters selection for slope stability analyses are presented. The geometry of the original project was analyzed and shows its shortcomings on the basis of safety factors obtained. Finally, an alternative design is proposed to improve this slope stability.

Keywords: Slope stability, dams, shear strength, limit state.

INTRODUCCIÓN

El Plan Federal de Control de Inundaciones (PFCI) ha propiciado la ejecución de obras tendientes al desarrollo de economías regionales, actividades productivas y sistematización de los excedentes hídricos. En este marco se proyectó una presa de llanuras asociada al esquema de terraplenes en proximidad a la Ciudad Quemú Quemú, Provincia de la Pampa a 130 km de la Ciudad de Santa Rosa y 520 km de la Ciudad de Córdoba Argentina. Geográficamente el área de implantación de la obra se encuentra a $36^{\circ} 01' 28''$ de latitud sur y $63^{\circ} 39' 30''$ de longitud oeste. El conjunto de obras para la sistematización y control de los excedentes hídricos de la región se encuentra concebido en tres etapas: 1) Etapa I: Cierre aguas arriba sobre camino rural. 2) Etapa II: Canal aliviador. 3) Etapa III: Cierre aguas abajo sobre camino rural. Es decir, se trata de un esquema de dos cierres nivelados por medio de un canal de vinculación. El objetivo del primer cierre consiste en confinar las crecidas estacionales de la laguna cuya superficie estimada es de 40 km^2 (Figura 1).

El cierre posee su coronamiento a 122,15 metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.) con un desarrollo de 6610 metros.

El nivel de la laguna en su estado natural se encuentra a 118,40 m.s.n.m. y el nivel de embalse se diseñó a 121,00 m.s.n.m. La planimetría general en el sector de cierre en estudio se presenta en la Figura 2.

Este trabajo, presenta un análisis de las condiciones geológicas, geotécnicas y de estabilidad de taludes de la presa Quemú Quemú. Se analiza la configuración estructural definida por proyecto, y se propone una alternativa superadora para lograr un mejor desempeño.

ESTUDIO DE CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA

La zona en estudio se localiza dentro de la llanura Chaco-Pampeana. Su estratigrafía superficial se conforma por la Formación Macachín del Terciario y la Formación Pampa del Cuaternario. La Formación Macachín cuenta con unos 500 metros de espesor, y en la misma se distinguen dos secciones: una inferior arenosa, y otra superior limo-arenosa, marina de color verde. Por sus características litológicas y su origen marino, la sección superior de la Formación Macachín debe correlacionarse con las Formaciones Paraná y Entre Ríos.

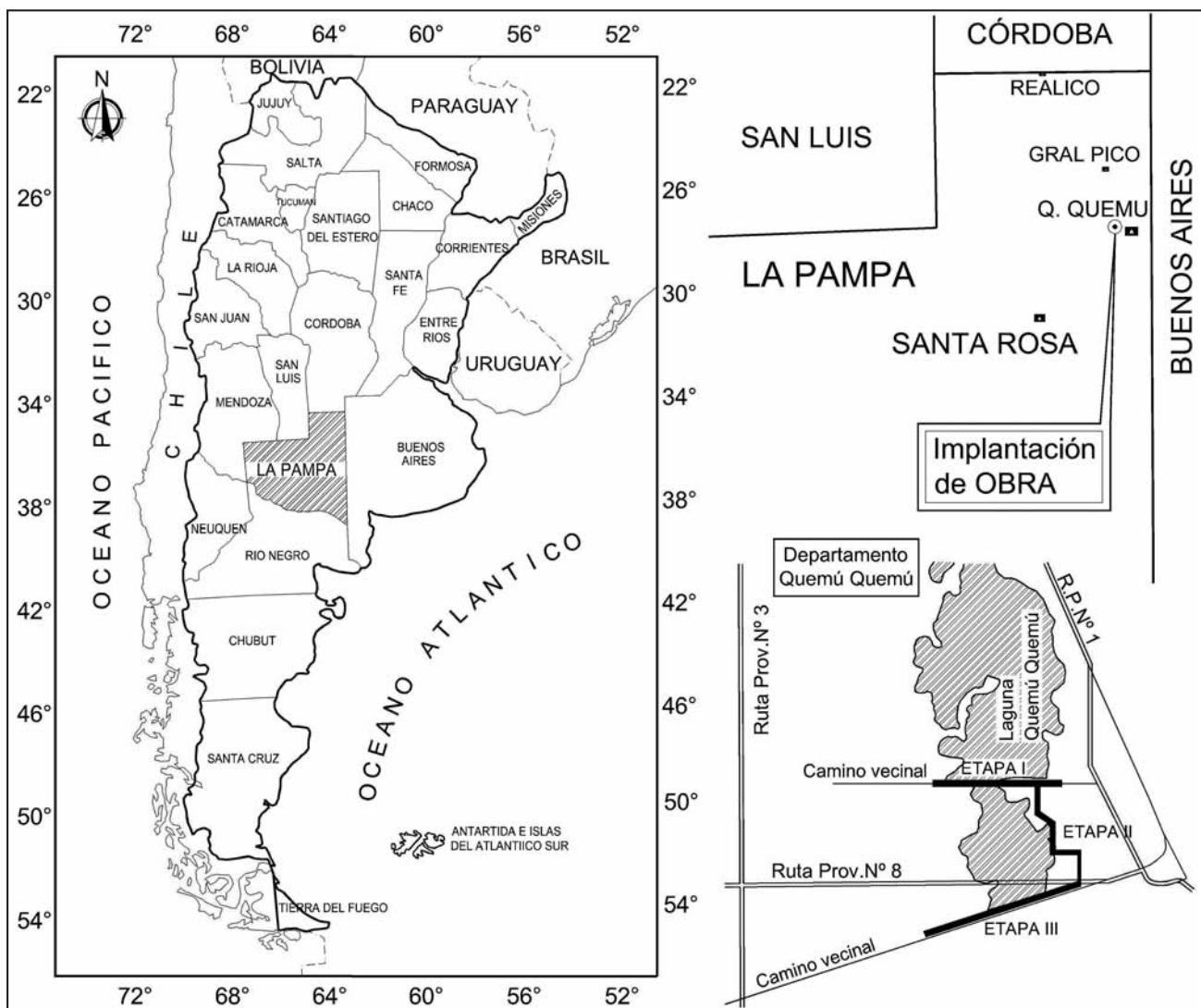


Figura 1. Esquema general del sector de emplazamiento. Izquierda República Argentina. Superior derecha Provincia de la Pampa. Inferior derecha Zona de Implantación de obras.

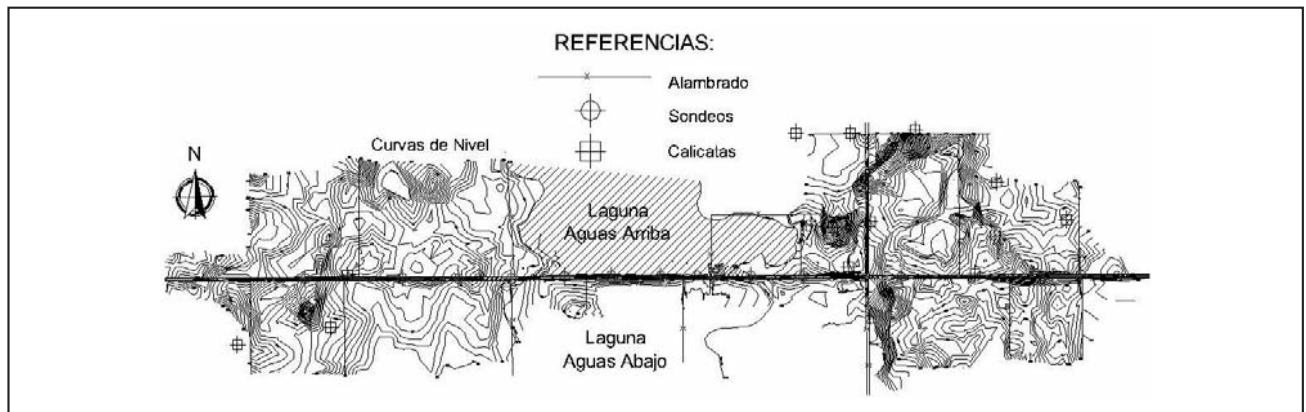


Figura 2. Planimetría general del sector en estudio. Etapa I.

Los niveles basales arenosos pueden vincularse con unidades más antiguas. A los bancos marinos de la Formación Macachín se le superponen 150 a 200 metros de estratos continentales.

La Formación Pampa se constituye fundamentalmente por depósitos loésicos y limo-arenosos, rojizos a castaños que, hacia la parte inferior comienzan a intercalar areniscas finas a muy finas, friables, con leve reacción calcárea. Se encuentran también concreciones carbonáticas y material yesífero rellenando oquedades o dispuestos en delgadas venillas (Russo et al. 1979).

El sector Sur de la llanura Chaco-Pampeana, se caracteriza por sus netas condiciones de llanura, bordes de cuenca difusos, predominio de la transferencia hídrica vertical, red hidrográfica restringida debido a la pequeña pendiente topográfica, cursos y

corpos lacustres. Los acuíferos se desarrollan en medios porosos, excepto limitadas unidades en medios fisurados (Auge et al. 2006).

En el sector de emplazamiento de la presa se efectuaron perforaciones de exploración a cielo abierto y ensayos de caracterización mecánica in situ mediante hincas dinámicas SPT y DPSH. Sobre las muestras extraídas se realizaron ensayos de laboratorios de caracterización física y mecánica. Se determinaron contenidos de humedad natural, pasante tamiz 200, pesos unitarios naturales, y resistencia a compresión triaxial. La Tabla 1 presenta los resultados de caracterización física y mecánica obtenida del material de fundación realizados por el Laboratorio de Geotecnia de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, a partir de los cuales se definen los valores característicos empleados en la modelización numérica.

Tabla 1. Parámetros característicos del material de fundación.

Muestras	Prof. (m)	SUCS	ω_{nat} (%)	PT200 (%)	γ (kN/m ³)	c_u (kN/m ²)	ϕ_u (°)
M5/P2540	1	SM	21,37	34,48	17,1	10,0	32
M 3/ P 1690		SM	16,27	33,54	17,2	25,0	33
M 8/ P 3580		SM	13,59	16	17,0	69,0	35
M 13 P/ P 6530		SM	10,31	21	15,3	10,0	28
M 6/ P 2880	2	SM	22,94	22,06	16,3	182,0	14
M 9/ P 3930		SM	25,46	47,49	15,3	14,0	27
M 10/ P 4180		SM	20,44	16,62	16,8	0,0	37
M 4/ P 2190	3	SM	22,48	24,11	16,5	45,0	34
M 1/ P 0,0m		SM	18,82	27,37	17,5	110,0	34
M 2/ P 1000		SM	27,82	25,34	15,2	10,0	19
M 7/ P 3230		SM	24,29	31	16,4	45,0	32
M 11/ P 4660		SM	20,30	45,31	16,2	5,0	14
M 12/ P 5370		SM	18,19	37,22	17,3	90,0	30
M 13/ P 6530		SM	16,99	35,17	18,2	7,0	15
M 2/ P 1000	4	SM	25,49	27,23	15,4	1,5	35
M 6/ P 2880		SM	28,04	34,76	15,5	150,0	26
M 8/ P 3580		SM	22,19	23,35	16,1	1,5	33
M 9/ P 3930	5	SM	24,42	12,58	15,2	30,0	31
M 6/ P 2880		SM	24,73	34,85	14,9	22,0	33
M 8/ P 2580		SM	19,58	28,84	16,2	25,0	34

Nota: Prof.= profundidad; SUCS=sistema unificado de clasificación de suelos; ω_{nat} = humedad natural; PT200 = pasante tamiz 200, γ =peso unitario del suelo, c_u =resistencia al corte no drenado, ϕ_u = ángulo de fricción no drenado.

La definición del material de construcción del cuerpo de presa se realizó en base a combinaciones de suelo obtenido de diferentes sitios. Su identificación resulta en un suelo arenoso-limoso, con buenos niveles de peso unitario seco máximo, y con humedades de compactación óptimas próxima a las condiciones de humedad del yacimiento.

Sobre las mezclas preparadas en laboratorio se determinaron peso unitario seco máximo para energías del Proctor

estándar, Proctor modificado, y humedad óptima de compactación. Luego se efectuaron ensayos de compresión triaxial sobre muestras remoldeadas a niveles de compactación del 100% y humedad óptima, bajo condiciones de ensayo consolidados no drenados (CU: Consolidated-Undrained) y no consolidado-no drenado (UU: Unconsolidated-Undrained). Los resultados obtenidos para la construcción del cuerpo de presa se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. Parámetros característicos del material para cuerpo de presa al 100% Proctor estándar.

Muestras	SUCS	$\gamma_{d \max.}$ (kN/m ³)	$\omega_{opt.}$ (%)	$c_u - c'$ (kPa)	$\phi_u - \phi'$ (°)	Tipo de triaxial
M1-C17-20-21-23-24	SM	17,1	15,7	14,7 - 0	35,5 - 39,1	CU
M2-C09-10-11-12-25	SM	16,9	14,76	12,5 - 0	36,8 - 38,8	CU
M3-C02	SM	16,7	11,21	10,0	45	UU
M4-C05	SM	16,8	13,99	11,7 - 0	39,9 - 41,7	CU
M5-Sb	SM	18,2	13,51	75,0	36	UU
M6M	Tosca Trit 60 % - Zaran 40%	20,7	9,14	50,0	30	UU

A partir de los resultados presentados en la Tabla 1 se confeccionó un gráfico que permite establecer para las diferentes profundidades la tendencia general de los resultados y su nivel de dispersión. En la Figura 3 se presenta la relación que existe entre los parámetros de Mohr Coulomb del material de fundación. En base a los entornos de variación se han seleccionado la pendiente y ordenada al origen de la envolvente de falla de éste criterio. Se aprecia en la Figura 3 que algunos resultados divergen de la zona indicada por líneas de trazos discontinuos, no obstante parecen resultar anomalías en el proceso experimental, ya que la tendencia general se encuentra bien definida.

Del mismo modo, se evaluaron los resultados presentados en la Tabla 2 con el objeto de definir los parámetros característicos del cuerpo de presa. Es de suponer que un aumento en el peso unitario seco provoca un incremento de la magnitud de los parámetros de fricción y cohesión lo cual provoca como consecuencia una mejora en la estimación de desempeño. La Figura 4 presenta la relación entre el efecto de la compactación y los parámetros resistentes. Los ensayos de caracterización tenso

-deformacional se realizaron para el contenido de humedad óptima del material bajo condiciones no consolidada no drenada (UU) y consolidada no drenada (CU). Se destacan en la Figura 4 los resultados obtenidos para el ensayo Proctor estándar y Proctor modificado.

DISEÑO INICIAL DEL PAQUETE ESTRUCTURAL

El desarrollo de la presa posee una longitud de 6610 metros a lo largo de la cual se distinguen dos secciones características, ambas conformando un paquete estructural de materiales sueltos sin núcleo impermeable con revestimiento en los espaldones aguas arriba y abajo. El perfil transversal principal posee una altura máxima de 5,50 metros y la secundaria en el orden de los 3,00 metros.

La sección principal posee en la cara de aguas arriba, al frente del embate del oleaje, una dársena con cara horizontal de aproximadamente 20,00 metros en desarrollo, con protección en el talud de inicio. La zona de menor altura de presa es una sección simple sin dársena.

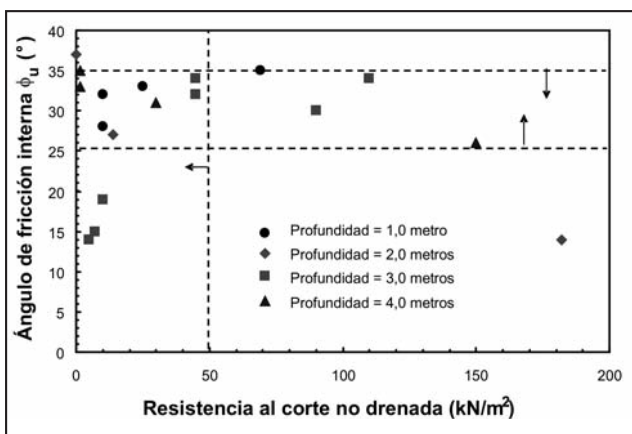


Figura 3. Relación entre parámetros del criterio de falla de Mohr-Coulomb a diferentes profundidades (no consolidado-no drenado).

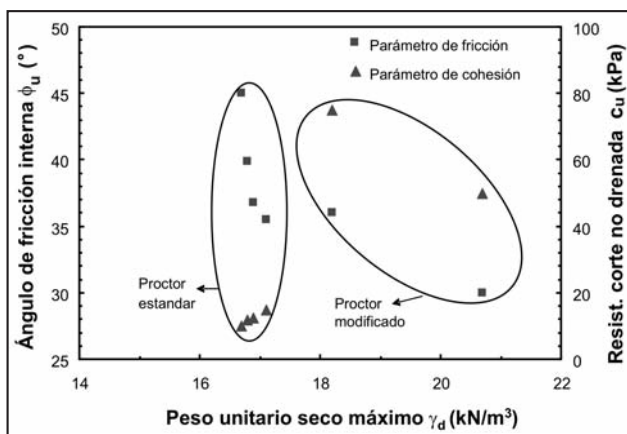


Figura 4. Relación entre la compactación y los parámetros de falla de Mohr-Coulomb (no consolidado-no drenado).

La fundación se encuentra proyectada aproximadamente entre -1,50 metros y -2,50 metros medida desde el terreno natural, e inicialmente se plantea una mayor profundidad en el sector de menor altura. Las protecciones son integradas por dos capas de materiales áridos naturales, asentados sobre el cuerpo de presa intermediando un geotextil de condiciones acordes a su uso. La constitución exterior del material enrocado tiene dos espesores, el de material con mayor tamaño es de 0,70 metros, y el siguiente de 0,30 metros, estos se denominan Enrocado tipo coraza y Pedregullo respectivamente.

Sólo la sección principal de la presa posee el mismo tipo de protección en el pie de aguas abajo. Esto es debido a su emplazamiento en el entorno de una depresión topográfica, donde se genera un eventual embalse y en consecuencia la saturación del pie de presa.

Sobre el coronamiento, el cuerpo de presa posee un paquete estructural de dos capas, base y sub-base granular, para

el tránsito vehicular con una pendiente transversal hacia aguas abajo del 3%, condiciones que favorecen el escurrimiento hacia sectores con mayor protección ante dicho agente climático.

Los taludes de los terraplenes poseen una pendiente suave de 3 (horizontal): 1 (vertical), para todas sus caras incluso las pendientes de excavaciones hasta la cota prevista de fundación. En cuanto a los bordes de terminación de las protecciones enrocadas, mencionadas anteriormente, la pendiente aumenta sensiblemente hasta 1 (horizontal): 1 (vertical).

El nivel de coronamiento se eleva hasta los 122,30 metros, es decir 1,30 metros adicionales, al nivel máximo previsto para el pelo de agua de 121,00 metros, sobre la cara del talud aguas arriba. La Figura 5 presenta la geometría y disposición de material conforme a lo indicado.

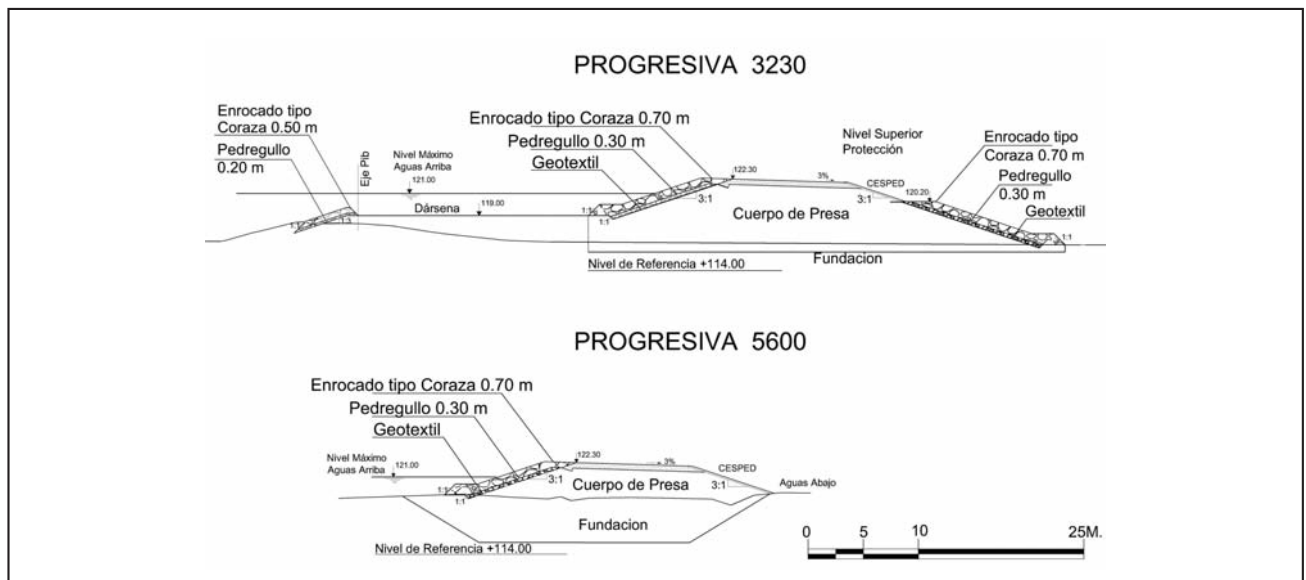


Figura 5. Secciones características del cierre según proyecto.

PREDICCIÓN DE COMPORTAMIENTO

El análisis de predicción de comportamiento y estabilidad de taludes se basa en la determinación de factores de seguridad que relacionan la resistencia al corte disponible respecto al esfuerzo de corte solicitante. Las metodologías de cálculo dependen frecuentemente de la certeza de los datos disponibles y la complejidad de la geometría. Estas consisten en cálculos manuales mediante ábacos o el empleo de programas computacionales que resuelven ecuaciones analíticas o ecuaciones diferenciales (Griffiths y Lane 1999). La mayoría de los procedimientos asumen para el análisis una sección en dos dimensiones y estado plano de deformación. Si la resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla es mayor que la necesaria para establecer equilibrio, la masa de suelo es estable. Si la resistencia al corte no es suficiente, la masa es inestable. La estabilidad o inestabilidad de la masa depende de peso propio, fuerzas externas actuantes, tales como sobrecargas y acciones dinámicas, parámetros de resistencia al corte y de presión de poro a lo largo de la superficie de falla, y los parámetros resistentes de algún eventual refuerzo interno.

El factor de seguridad se define respecto de la resistencia al corte del suelo, como la relación de la resistencia al corte disponible respecto la resistencia al corte requerida para el equilibrio,

$$FS = \frac{t_f}{t_d} \quad (1)$$

donde t_f resistencia al corte disponible, t_d resistencia al corte requerida.

La mayoría de los métodos empleados para computar estabilidad de taludes corresponden a métodos de equilibrio límite. En estos, el factor de seguridad se calcula utilizando ecuaciones de equilibrio estático sobre la masa de suelo involucrada. En las teorías de equilibrio elástico las propiedades del suelo son expresadas en términos de relaciones entre tensión y deformación. En las teorías de equilibrio plástico las propiedades del material son mejor expresadas en términos de una ecuación para el estado de equilibrio límite.

Los materiales empleados en la protección de los espaldones aguas abajo y arriba se presentan en la Tabla 3. En el sector de fundación se han generado dos estratos, representando al material arena limosa y un horizonte de arena fina limosa con presencia de incrustaciones nodulares (frecuentemente denominada tosca) con elevado nivel de fracturación. El cuerpo de presa se considera como material limo-arenoso compactado a densidad máxima, donde la humedad de compactación y los parámetros de resistencia al corte fueron medidos en laboratorio.

Los estados de carga contemplados en el análisis de estabilidad se refieren a las condiciones de funcionamiento durante la vida útil de la presa. Estos corresponden a: (1) final de la construcción, (2) embalse lleno, (3) condición estacionaria o de largo plazo, (4) desembalse repentino. La presencia o ausencia de tránsito se modela mediante una carga aplicada, según las especificaciones de la Dirección Nacional de Vialidad, equivalente a una A-30 (carga uniformemente distribuida de $1,50t/m^2$). La acción sísmica se basa en los lineamientos sugeridos por el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES), el Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC) en su publicación *INPRES-CIRSOC 103 (1991)*, y el US Department of the Interior (*USDI 2005*) correspondientes a la zonificación 1, a suelo tipo III y construcciones del Grupo B. Para cada escenario se establecen parámetros resistentes representativos del cuerpo de presa (Tabla 4). Estos parámetros fueron determinados a partir del análisis de los resultados de caracterización geotécnica.

Las secciones implementadas en el modelo computacional se presentan en la Figura 6. La discretización de los estratos se realizó regularizando los perfiles litológicos desarrollados en el estudio de suelos. La Figura 6a - 6b, corresponden a dos secciones, progresiva 3230 y 5600, mostradas en la Figura 5. Los factores de seguridad obtenidos para las geometrías presentadas se obtienen mediante análisis de equilibrio límite según las hipótesis de Bishop, Jambu y Morgenstern-Price que resultan comparables a los límites establecidos por el US Army Corps of Engineers *USACE (2003)*.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Las hipótesis analizadas y las combinaciones de carga consideradas permiten obtener Factores de Seguridad (FS) relacionados a superficies de falla (*Duncan y Wright 2005*). En la Figura 7 se presenta un diagrama de barras donde se ponen de manifiesto los valores de FS para cada situación para los dos perfiles de presa típicos. Se muestra que para las hipótesis de embalse lleno con tránsito y largo plazo con tránsito, los factores de seguridad son inferiores a los establecidos como límites cualquiera sean las hipótesis de análisis (Bishop, Janbu, Morgenstern-Price). La sección representativa de la progresiva 5600 en ningún caso posee niveles de seguridad inferiores a los recomendados por el *USACE (2003)*.

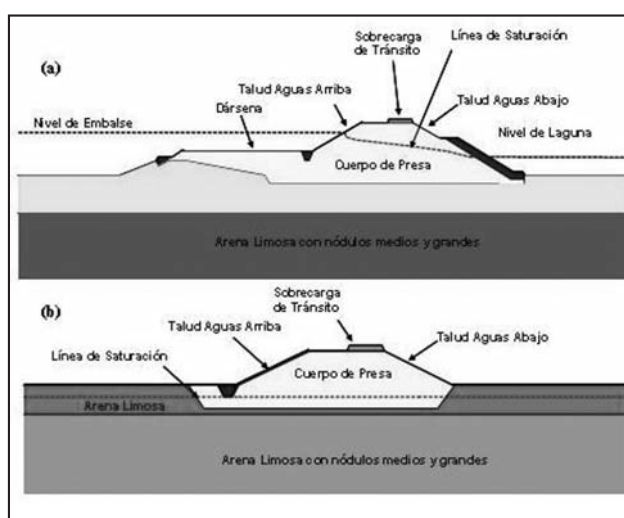


Figura 6. Modelo de las secciones implementadas. (a) Progresiva 3230. (b) Progresiva 5600.

Tabla 3. Granulares de protección del Talud de Aguas Arriba -Abajo.

Designación	Material	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (°)	c (KPa)
Enrocado tipo coraza	Piedra partida	16,1	20,1	45	0
Pedregullo	Arena gruesa	17,0	20,5	40	0

Tabla 4. Escenarios, combinaciones de carga y parámetros del cuerpo de presa.

Escenario	Combinaciones de carga	c (kPa)	ϕ (°)	γ_d (kN/m ³)	FS mín*
Final de la construcción	Pp + Sct	58	33	17	1,3
Embalse lleno	Pp + Lll + Sct	0	35	17	1,5
	Pp + Sct	50	34	17	1,5
Largo plazo	Pp+Ell+Lll+Sct+So	50	34	17	1,0
	Pp+Ell+Sct+So	50	34	17	1,0
	Pp + Ell+Lll+Sm	50	34	17	1,0
	ELL + Sm	50	34	17	1,0
Desembalse repentino	Pp	14	37	17	1,3

Nota: *(USACE, 2003); PP= peso propio; Sct= sobrecarga de transito;Lll= laguna llena; Lv= laguna vacía; Ell= embalse lleno; So= sismo operativo (0,05g); Sm= sismo máximo (0,1g); c y ϕ = parámetros de cohesión y fricción del modelo

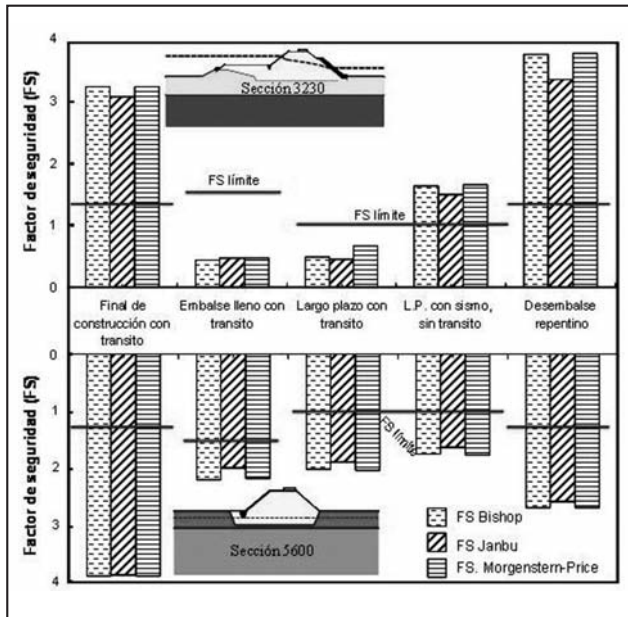


Figura 7. Factores de seguridad obtenidos para la geometría de proyecto.

El análisis de la sección típica de progresiva 3230, muestra una falta de estabilidad al pie del talud de aguas abajo, en las hipótesis de embalse lleno y de largo plazo.

La alternativa de solución al problema ha consistido en la adición de peso sobre el pie comprometido. Esto se realiza con la colocación de material rocoso de gran tamaño, el cual es acomodado a mano sobre el último tramo inclinado del talud (aproximadamente 10,00 metros), y en forma horizontal (aproximadamente 8,00 metros). La extensión horizontal del material pétreo se dispone sobre una capa de suelo compactado con la misma rigurosidad que el cuerpo de la presa, de aproximadamente 1,50 metros de espesor y 13,00 metros de longitud.

Al mismo tiempo se adiciona un sistema de drenaje ordenado bajo el material dispuesto al pie del talud de aguas abajo a los fines de bajar la línea de saturación, optimizar el drenaje y evitar problemas de sifonaje.

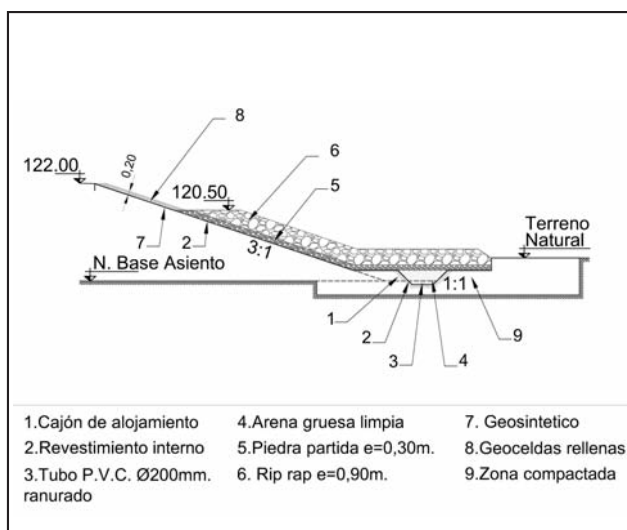


Figura 8. Rediseño del talud de aguas abajo.

La valoración obtenida por medio de la modelación matemática presentada se ha utilizado para rediseñar el pie de aguas abajo. De esta forma, se ha dispuesto bajo el pie de aguas abajo un dren longitudinal, el cual ha sido emplazado fuera de la proyección del talud y bajo el nivel de terreno natural, alojado en un sector adicionado al cuerpo de presa, y compactado con la misma metodología. El rediseño mencionado obedece a las mismas condiciones de estabilidad requeridas inicialmente para el conjunto de presa.

Las tareas necesarias, luego de finalizada la compactación desde la cota de fundación hasta el nivel de terreno natural, se resumen a continuación (Figura 8):

- 1- Excavación de un cajón corrido donde se alojará el filtro de pié.
- 2- Revestimiento de taludes y cajón corrido con geosintético no tejido de filamentos continuos 100% PET Poliéster unidos por agujado y estabilizados contra la radiación U.V. Tipo BIDIM Clase II NBR o similar.
- 3- Colocación de un tubo de P.V.C. (Policloruro de vinilo) reforzado de 200 mm de diámetro externo ranurado.
- 4- Ejecución de un relleno de arena limpia densificada con $D_r=60\%$.
- 5- Construcción de una capa de transición de piedra partida en 0,30 metros de espesor, densificada $D_r=70\%$.
- 6- Construcción de una capa de protección por rip-rap en 0,90 metros de espesor, acomodada manualmente.
- 7- Colocación de un geosintético no tejido de filamentos continuos 100% PET Poliéster unidos por agujado y estabilizados contra la radiación U.V. Tipo BIDIM Clase II NBR o similar. Solapado mínimo 1,00 metro de empalme.
- 8- Geoceldas rellenas con hormigón de resistencia característica a la compresión simple de 8MPa, designado como H-8.
- 9- Zona compactada al 90% del valor para el Proctor estándar.

La Figura 9 presenta la relación entre los factores de seguridad y las hipótesis de cálculo. La modelación de la estabilidad del talud aguas abajo muestra que la inclusión de un dren al pie permite elevar los factores de seguridad sobre los límites admisibles a bajo costo económico.

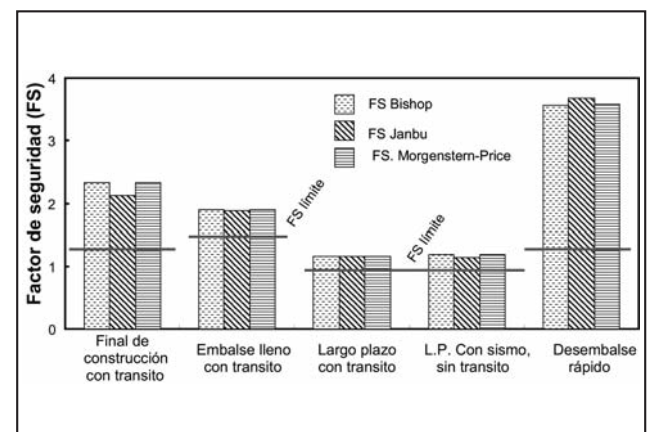


Figura 9. Factores de seguridad para la geometría rediseñada.

CONCLUSIONES

En este trabajo se presentó la revisión de las consideraciones de diseño de una presa de materiales sueltos en llanura que involucra la geología regional, los estudios de caracterización geotécnica y predicciones de comportamiento de los taludes en base a criterios de estado límite. Se empleó el criterio de falla de Mohr-Coulomb para obtener los factores de seguridad en hipótesis de cálculo que involucran acciones debidas al peso propio, condiciones de embalse lleno, tránsito y sismo. Los parámetros resistentes del suelo en su condición natural y compactada fueron establecidos por medio de análisis de laboratorio con material de muestreo obtenido sobre mantos de fundación y de distintos yacimientos.

Las principales conclusiones de este trabajo son:

- La obra reviste importancia estructural a pesar de poseer características de pequeña presa.
- Los parámetros geotécnicos presentan gran variabilidad y requieren una sectorización para su selección.
- Pequeñas modificaciones en la etapa de diseño provocan importantes modificaciones de la estabilidad de los taludes aguas abajo.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Secretaria de Ciencia y Tecnología y al Departamento de Ingeniería Civil de la Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

- AUGE, M., WETTEN, C., BAUDINO, G., BONORINO, G., GIANNI, R., GONZÁLEZ, N., GRIZINIK, M., HERNÁNDEZ, M., RODRÍGUEZ, J., SISUL, A., TINEO, A. Y TORRES, C., 2006.
Hidrogeología de Argentina.
Boletín Geológico y Minero, 117(1): 7-23.
- DUNCAN J.M. AND WRIGHT S.G., 2005.
Soil strength and slope stability.
John Wiley & Sons, 297 pp. New Jersey.
- GRIFFITHS, D. AND LANE P., 1999.
Slope stability analysis by finite elements.
Geotechnique 49. Nº3 pp. 387-403.
- HILF, J., 1956.
An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils.
PhD Thesis. Technical Memo Nº 654, United State Bureau of Reclamation, Denver.
- INPRES-CIRSOC 103, 1991.
Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes.
R. 103.
- RUSSO, A., FERELLO, R.Y CHELBI, G., 1979.
Llanura Chaco Pampeana.
Segundo Simposio de Geología Regional Argentina, 1:139-183. Academia Nacional de Ciencias. Córdoba, Argentina.
- USACE, 2003.
US Army Corps of Engineers - Slope Stability.
EM 1110-2-1902.
- USDI, 2005.
US Department Of The Interior - Information on worldwide earthquake activity, earthquake science, and earthquake hazard reduction.
Earthquake Hazards Program. US Geological Survey.