



Contribución al cálculo de la estabilidad de una presa de Hormigón compactado en puente Canessa, sobre el arroyo Napostá Grande, Provincia de Buenos Aires, Argentina

Contribution on the stability calculus of Arroyo Napostá Grande dam at Puente Canessa, Buenos Aires Province, Argentina

Presentación: 13/06/2023

Aprobación: 14/07/2023

Fernández Sandra Noemí

Departamento de Ingeniería, Universidad Nacional del Sur (UNS), Avenida Alem 1253, Bahía Blanca - Argentina

Investigador Asociado de la Comisión de Investigaciones Científicas (CIC). Calle 526 e/10 y 11. La Plata
sfernand@uns.edu.ar

Pérez Daniel Enrique

Departamento de Ingeniería, Universidad Nacional del Sur (UNS), Avenida Alem 1253, Bahía Blanca - Argentina.

perezdanielenrique@gmail.com

Abalo Pablo Oscar

Departamento de Ingeniería, Universidad Nacional del Sur (UNS), Avenida Alem 1253, Bahía Blanca - Argentina.

pabalo@uns.edu.ar

Flores Miguel Angel

Departamento de Ingeniería, Universidad Nacional del Sur (UNS), Avenida Alem 1253, Bahía Blanca - Argentina.

miguel.flores@uns.edu.ar

Resumen

Las crecidas de los ríos motivan la construcción de obras hidráulicas para mitigar el riesgo de inundación. En los años '50, la Dirección de Hidráulica de la Provincia de Buenos Aires recomendó la construcción de una presa en Puente Canessa sobre el arroyo Napostá Grande

para proteger a la ciudad de Bahía Blanca de tales eventos. Estudios realizados por la empresa IATASA-ICONAS, resultaron en un anteproyecto de una presa de tierra con vertedero de hormigón que permitía la atenuación de la crecida. Hasta el presente, no se ha avanzado en la concreción de tal obra. Se realiza una recopilación de datos e información sobre la presa, y determina los coeficientes de seguridad al volcamiento y deslizamiento de una presa de Hormigón Compactado a Rodillo.

Palabras clave: Estabilidad presas gravedad, Seguridad al deslizamiento, Seguridad al volcamiento.

Abstract

The floods motivated the construction of hydraulic works to mitigate the flooding risk. In the 1950s, the Hydraulic Department of the Province of Buenos Aires recommended the construction of a dam at Puente Canessa. Studies carried out by the company IATASA-ICONAS resulted in a draft of an earthen dam with a concrete spillway that allowed flood attenuation. Until now, no progress has been made in the realization of such work. A collection of data and information about the dam is carried out, and it determines the safety coefficients against overturning and sliding of a Roller Compacted Concrete dam.

Keywords: gravity dam stability, sliding stability factor, overturning stability factor.

Introducción

El arroyo Napostá Grande históricamente, representó un serio problema para la ciudad de Bahía Blanca frente a precipitaciones extremas. En las primeras décadas a partir de la fundación de Bahía Blanca (1828-1898), el Arroyo Napostá, fue un recurso estratégico para el desarrollo de la incipiente población, así como la base para el asentamiento de una Fortaleza que sirviera de defensa (Mastandrea y Perez, 2020). Efectivamente, la ubicación contaba con dos cursos de agua (Arroyo Napostá y Maldonado) y al mismo tiempo acceso por mar.

A partir de 1898 (llegada del ferrocarril a Bahía Blanca) hasta 1948, se generaron un conjunto de condiciones favorables relacionadas con la conexión terrestre y el crecimiento económico de la mano del ferrocarril y del sistema portuario. Las vías férreas y los arroyos Maldonado y Napostá se convirtieron en barreras para la expansión urbana (Bróndolo et al., 1994; Ardissono, 1998). Las vías actuaron como microrelieves positivos dentro de la llanura y como diques de contención que impidieron el libre drenaje del curso en épocas de crecidas (Torrero, 2005). Tal fenómeno ha tenido una gran incidencia en los eventos que se produjeron luego de la ocurrencia de importantes precipitaciones que se desarrollaron en toda la cuenca. El Arroyo Napostá Grande fue convirtiéndose en elemento de riesgo debido a las crecidas que solían afectar distintas partes de la ciudad. Entre marzo de 1933 y abril de 1944 se produjeron lluvias del orden de los 160 mm que provocaron anegamiento de las principales calles de la ciudad, a la vez que inundaron las viviendas situadas en las márgenes del arroyo y que arrojaron no solo pérdidas materiales sino humanas Fuentes (1994); Schefer (2004).

A partir de 1950 se ejecutan las obras del canal Maldonado, partiendo de una lluvia de una recurrencia de 10 años, que arroja un caudal pico de 300 m³/s. Félix Laghman, Ingeniero de la Dirección de Hidráulica de la Provincia de Buenos Aires, proyectó y calculó el canal

como una obra de regulación parcial. A largo plazo y para solucionar el riesgo generado por lluvias de mayor tiempo de recurrencia, debía considerarse la construcción de un embalse en Puente Canessa, lugar que regula la cuenca alta y media del arroyo (Universidad Nacional del Sur, 1990).

Las obras, que aún están operativas, solo son capaces de evacuar la mitad del caudal erogado por la cuenca en los años 33 al 44. Una represa en el Puente Canessa con fines de contención de crecidas, completaría el esquema de protección de la ciudad, pero ésta nunca se concretó.

A partir de 1970, la aparición de nuevos barrios espontáneos motivados por el bajo valor de la tierra en terrenos no aptos para su instalación generó que un sector importante de la población se encuentre expuesto a la ocurrencia de fenómenos potencialmente peligrosos, como las inundaciones, anegamientos y desbordes. Por otro lado, el avance del proceso de urbanización en el valle de inundación del arroyo y las intervenciones territoriales suelen amplificar el riesgo hídrico.

Objetivos

El Arroyo Napostá Grande representa en la actualidad un riesgo para la población, especialmente en aquellas zonas inundables y anegadizas. En el presente trabajo los objetivos son:

- Recopilar datos e información del emplazamiento de la presa ubicada en el cierre de su cuenca media (Puente Canessa).
- Diseñar a nivel preliminar un perfil de presa de hormigón compactado a rodillo (HCR) utilizando información existente.
- Calcular los coeficientes de seguridad al volcamiento y deslizamiento.

Zona de estudio

El área de estudio corresponde al Paraje Puente Canessa ubicado en el cierre de la cuenca media del arroyo Napostá Grande cuyo curso de agua atraviesa en su recorrido la ciudad de Bahía Blanca ($38^{\circ} 44'$ latitud sur y $62^{\circ} 16'$ longitud oeste) cabecera del partido homónimo. (Figura 1).

La cuenca hidrográfica del Arroyo Napostá Grande forma parte del derrame de la vertiente sudoccidental de las Sierras Australes de la Provincia de Buenos Aires y está delimitada aproximadamente por los meridianos $61^{\circ} 55'$ y $62^{\circ} 15'$ longitud oeste y por los paralelos de $38^{\circ} 05'$ y $38^{\circ} 50'$ latitud sur (Figura 2). El arroyo tiene una longitud de 110 km y su cuenca abarca una superficie total de 1.441 km². La cuenca superior (240 km²) se desarrolla desde las cabeceras del arroyo en el cordón serrano de Ventana hasta Cerro del Águila, entre 1243 y 1240 metros sobre el nivel del mar (msnm). El cauce recibe como afluentes al arroyo Del Águila y al arroyo El Zanjón, ambos de régimen intermitente, y cuenta con un módulo anual medio de 0,392 m³/s. La cuenca media (637 km²) abarca desde el Cerro Del Águila hasta el paraje Puente Canessa, ubicado a unos 20 kilómetros al norte de Bahía Blanca y a 83 m s.n.m. Dentro de esta unidad, el Napostá Grande recibe el ingreso de caudales freáticos y cuenta con un módulo anual medio de 0,9 m³/s. Su único afluente, sobre su margen izquierda, es el arroyo Los Leones, cuyas nacientes son el producto de las descargas de manantiales y presenta un caudal más o menos constante a lo largo del año de 0,032 m³/s (Carrica, 1998).

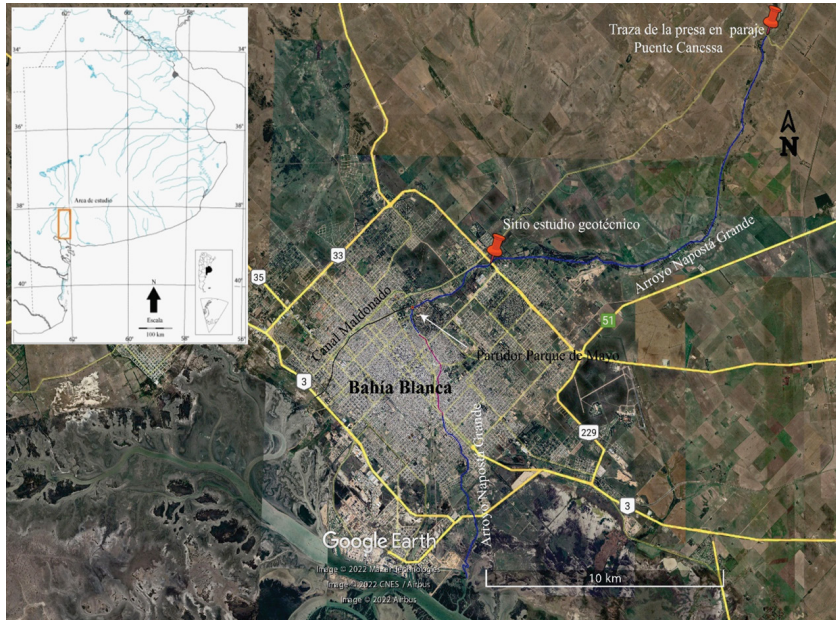


Figura 1. Ubicación del área de estudio (Fuente: Elaboración propia modificada a partir de Google Earth y mapa del Instituto Geográfico Nacional).

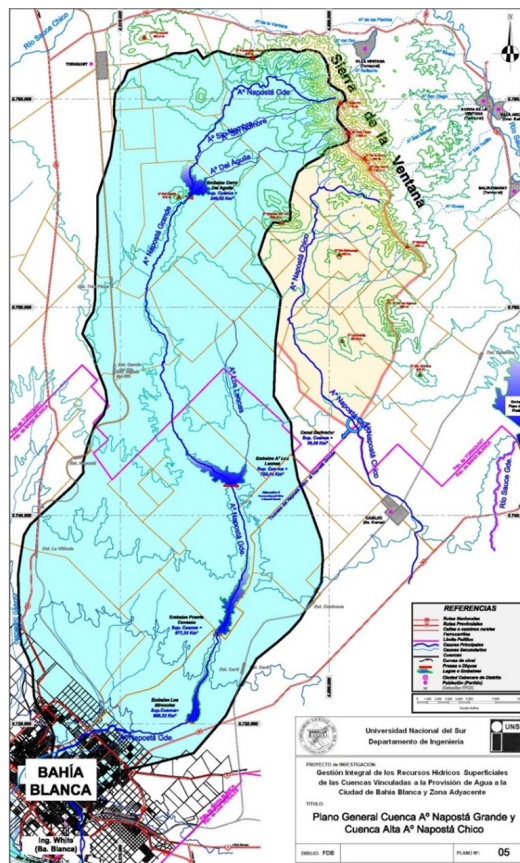


Figura 2. Cuenca del Arroyo Napostá Grande (Fuente: Belleggia, 2015).

Antecedentes

El Estudio de Consultoría IATASA-ICONAS en la década del 70 presentó un estudio de anteproyecto a solicitud de las autoridades de la Provincia de Buenos Aires, donde propuso una represa de tierra de 700 m de largo y 30 m de altura sobre el lecho, con vertedero de hormigón y sistemas alternativos de evacuación de caudales. Esta presa generaba un embalse de 56 hm³ de capacidad y un espejo de agua de 560 hectáreas (Schefer, 2004), que permitía amortiguar el caudal correspondiente a una lluvia de diseño de recurrencia 10000 años. Se simularon operaciones de distintos órganos de evacuación combinados que permitiría atenuar la crecida. En función de estas simulaciones se determinaron el mejor lugar para ubicar la presa, la cota del coronamiento del vertedero (110 m), la cota del lecho (85 m) entre otros muchos parámetros.

Fernández et al (2020), presentaron un análisis de las ventajas de la construcción de una presa HCR para Puente Canessa. Tomando como base el estudio citado, se adopta como perfil de la presa un triángulo coronado con un rectángulo que permite una calzada de 6 m, inclinación de $\alpha = 0^\circ$ y $\beta = 35^\circ$ para el paramento de aguas arriba y aguas abajo respectivamente (Figura 3). Se considera el nivel del embalse correspondiente al Nivel Avenida de Proyecto (N.A.P.): Máximo nivel que se alcanza cuando se produce la entrada de la avenida de proyecto al embalse, y que corresponde a 28,9 m sobre el lecho del río y un tirante de restitución de 5 m (Ministerio de Obras Públicas, 1982).

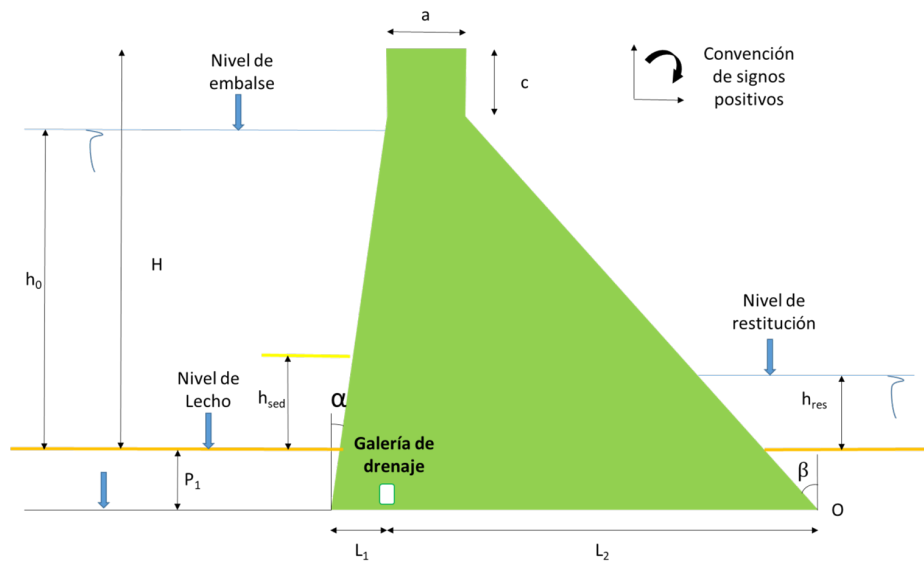


Figura 3. Perfil de la sección central de la presa en Puente Canessa sobre el Napostá (Fuente: Elaboración propia).

Siendo H : Altura de la presa, h_0 : nivel del embalse, h_{res} el tirante de restitución al lecho del río, P_1 : profundidad de cimentación, a y c : dimensiones del coronamiento, L_1 y L_2 : distancias del eje de drenes a los pies de la presa y α y β : ángulos de los paramentos de aguas arriba y aguas abajo. La Tabla 1 indica los valores usados para el cálculo de esta presa.

Parámetro	Valor	Descripción
h (m)	28,9	Nivel de pelo de agua desde el lecho
H (m)	30	Altura de la presa desde el lecho
α (°)	0	Ángulo paramento Aguas Abajo
β (°)	36	Ángulo paramento Aguas Arriba
P_1 (m)	9	Profundidad de la fundación desde el lecho
Base fund (m)	29,11	(L_1+L_2) . Ancho de la presa a nivel de fundación
Base al suelo	23,44	Ancho de la presa a la altura del lecho
hsed (m)	11,56	Altura de los sedimentos
hres (m)	5	Tirante de restitución
a (m)	6	Ancho de la calzada
c (m)	6	Coronamiento
γ_{H_2O} (kgf/m ³)	1.000	Peso específico del agua
γ_{H° (kgf/m ³)	2.400	Peso específico del hormigón
γ_{sedsum} (kgf/m ³)	600	Peso específico del sedimento
$\gamma_{sedfund}$ (kgf/m ³)	600	Peso específico del sedimento de fundación

Tabla 1. Valores geométricos de alturas de cimentación, altura de sedimentos, niveles de aguas arriba, restitución de la presa y pesos específicos adoptados para el cálculo del coeficiente de seguridad según la Figura 3.

Solicitaciones de la presa de HCR en Puente Canessa

Las solicitaciones principales consideradas en el presente trabajo son: el peso propio, el empuje hidrostático, la presión intersticial o subpresiones, empuje de sedimentos y fundaciones y las acciones sísmicas, en todos los casos por unidad de ancho de la presa. (Figura 4).

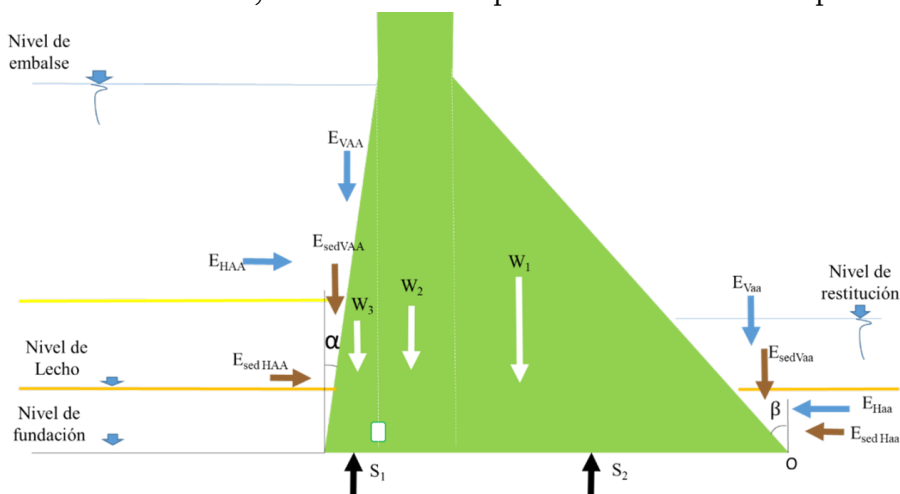


Figura 4. Fuerzas consideradas para la determinación de los coeficientes de seguridad de la presa por unidad de ancho (Fuente: Elaboración propia).

Siendo S_1 y S_2 : las fuerzas de subpresión, W_1 , W_2 y W_3 : las fuerzas de gravedad (o del peso propio de la presa), E_{HAA} y E_{Haa} : componentes horizontales de las fuerzas hidrostáticas aguas arriba y aguas abajo, E_{VAA} y E_{Vaa} : componentes verticales de las fuerzas hidrostáticas aguas arriba y aguas abajo, $E_{sed_{HAA}}$, $E_{sed_{VAA}}$, $E_{sed_{Haa}}$ y $E_{sed_{Vaa}}$ componentes horizontales y verticales aguas arriba y aguas abajo de los sedimentos acumulados y fundaciones respectivamente.

a) Fuerzas de gravedad (peso propio de la presa)

Es el parámetro fundamental en las presas de gravedad, pues de él deriva su estabilidad. Su valor es función de las dimensiones y la forma de la presa, y viene dado por el producto de su sección transversal (incluyendo el coronamiento) por el peso específico del hormigón.

b) Empuje hidrostático

Se trata de la mayor acción desestabilizadora a la que está sometida la presa aunque ciertas componentes del empuje hidrostático son estabilizantes. En presencia de inclinación de los paramentos, el empuje hidrostático se divide en dos componentes: horizontal y vertical. Las componentes verticales actuarán como fuerza estabilizadora respecto del pie de aguas abajo de la presa y corresponden al peso de la cuña de agua sobre el paramento. Asimismo la componente horizontal generada por el nivel de restitución aguas abajo, genera un momento estabilizante.

La presión que origina la componente horizontal del empuje varía en forma lineal creciente con la profundidad, por lo que se calculan a partir de la ecuación 1.

$$E_H = \frac{1}{2} \gamma_a h^2 \quad (1)$$

Donde, E_H : componente horizontal del empuje hidrostático, γ_a : peso específico del agua, h : profundidad de agua hasta el nivel de fundación. Su punto de aplicación se sitúa a 1/3 de la base de la fundación de la presa.

Las componentes verticales del empuje se calculan como el peso del agua de la cuña triangular directamente por encima de los paramentos correspondientes. Estas componentes generan un momento estabilizante.

c) Presión intersticial (subpresión)

Es provocada por la filtración del agua a través de los poros del terreno y puede producir la pérdida de caudales de agua y un arrastre de los finos, además de presiones hidrostáticas de carácter desestabilizante, que actúan en dirección normal al plano de cimentación, en sentido contrario al peso. Los diagramas de subpresión se ven influenciados por la efectividad de los drenes en la base de la presa. Se considerarán dos escenarios: drenes eficientes y drenes ineficientes.

- Drenes eficientes.

Aguas arriba, la subpresión es igual al peso específico del agua por profundidad del embalse más la profundidad de excavación y aguas abajo el diagrama cierra con la presión igual al peso específico de agua por del nivel de restitución más la profundidad de excavación. Se considera que la galería alivia el 80% de la presión, siendo S_1 y S_2 las fuerzas debidas a la subpresión (Figura 5).

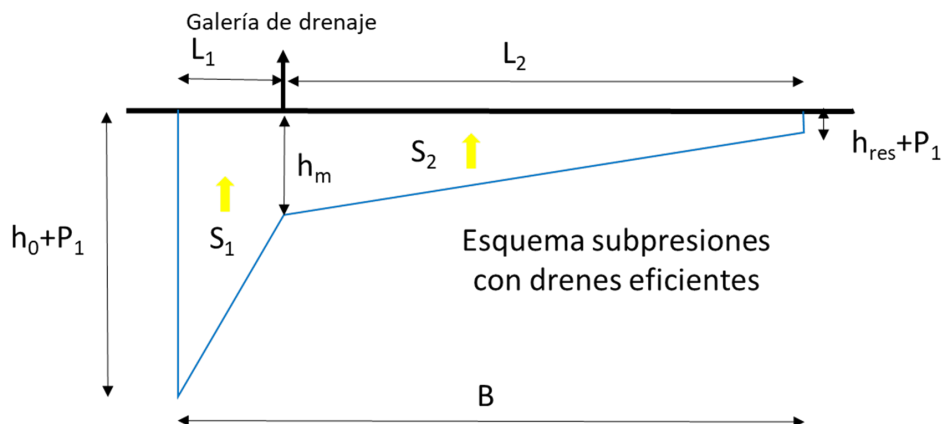


Figura 5. Esquema de subpresiones adoptado para drenes eficientes. (Fuente: Elaboración propia).

- Drenes ineficientes.

Aguas arriba, la subpresión es igual al peso específico del agua por profundidad del embalse más la profundidad de excavación y aguas abajo el diagrama cierra con la presión igual al peso específico de agua por del nivel de restitución más la profundidad de excavación. Los drenes se encuentran tapados y la presión al pie de aguas arriba de la presa se mantiene constante hasta la longitud de la grieta que se forma en la cimentación, para luego variar linealmente hasta el nivel aguas abajo (Figura 6).

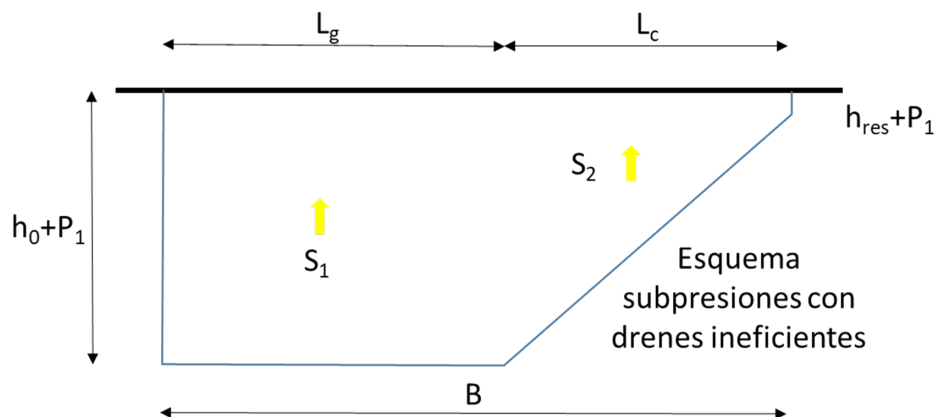


Figura 6. Esquema de subpresiones adoptado para drenes ineficientes con presencia de grieta. (Fuente: Elaboración propia).

Siendo L_g la longitud de la grieta y L_c la longitud comprimida de la fundación.

d) Acciones sísmicas

Son solicitaciones accidentales que dependen de la aceleración sísmica básica que se produce durante un terremoto. La zona donde se ubica la obra es de muy baja sismicidad, según datos del INPRES (Instituto Nacional de Prevención Sísmica). Debido a esto, no se toman en

cuenta las acciones sísmicas sobre la presa en este trabajo.

e) Empuje de sedimentos o aterramientos

Se pueden diferenciar aquellos esfuerzos debidos al empuje del suelo sobre las fundaciones, y por otro lado los sedimentos acarreados y depositados por el río aguas arriba del embalse. Estos sólidos, pueden llegar a provocar un empuje considerable sobre la presa que se suma al empuje hidrostático. La excavación de los sedimentos para llegar al estrato de fundación genera un empuje sobre la parte enterrada, tanto aguas arriba como aguas abajo, proveyendo momentos estabilizantes y desestabilizantes. Se considerará una altura de sedimentación (h_{sed}) correspondiente a 0,4 veces la profundidad del embalse en la presa. Las componentes horizontales serán evaluadas a partir de la ecuación 2.

$$E_{Hsed} = \frac{1}{2} \gamma_{sed\ sum} h_{sed}^2 \quad (2)$$

Nuevamente, las componentes verticales de este empuje se calculan como el peso sumergido de la cuña de sedimentos sobre la presa.

Cabe aclarar que existen otras acciones:

- Efectos del oleaje
- Efectos de presencia de hielo
- Variaciones de temperatura
- Vibraciones o esfuerzos dinámicos provocados por los aliviaderos y desagües.
- Impactos directos sobre la presa de aludes o corrimientos de terreno.
- Esfuerzos que puedan producirse sobre el coronamiento (por ejemplo, el frenado de vehículos).
- El viento (en el caso de presas delgadas).

Ninguna de estas últimas solicitaciones son consideradas en el presente trabajo.

f) Fundaciones

Se cuenta con un relevamiento geotécnico realizado para definir las condiciones geotécnicas del subsuelo para el proyecto de las cimentaciones de un puente vehicular a construir 19 km aguas abajo de la traza del eje de la presa (Figura 1) (Comunicación personal del Ing. Silvio Maraschin, Inspector de Vialidad Nacional, enero 2022). En dicho estudio, se efectuaron diez sondeos de reconocimiento ejecutados a 15 m de profundidad en el lecho del río. Fueron llevados a cabo ensayos de penetración estándar (SPT, su sigla en inglés) cada metro, hasta llegar a la profundidad máxima. Los ensayos, al igual que las descripciones de campo fueron ejecutados conforme a las recomendaciones de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones (ISSMFE). Se verificó la ausencia de rocas hasta una profundidad de 15 m. Pero a los 9 m se encuentra un estrato de limos “duros” donde se produjo el rechazo del ensayo con 30 golpes.

En base a los resultados de los muestreos se propone, a los efectos de este trabajo, fundar la presa a 9 m de profundidad sobre la capa de limos “duros” correspondiente a rechazo con más de 30 golpes en el ensayo SPT (Figura 1).

Resultados

Factores de seguridad de la presa

Se evaluará la estabilidad de la presa por medio de dos métodos, Deslizamiento y Volcamiento (Clásico).

a) Factor de seguridad al deslizamiento

El método consiste en realizar la comprobación al deslizamiento en el plano de contacto entre la presa y el cimientado. Se emplea el criterio de rotura lineal Mohr-Coulomb que evalúa la resistencia al corte de dicha interfaz, en función de dos parámetros geotécnicos: la cohesión (c) y el ángulo de fricción (φ).

La resultante de las fuerzas que actúan en la base, se descompone en $\sum FF_v$ (sumatoria de componentes verticales normal al plano de la base) y $\sum FF_h$ (sumatoria de fuerzas paralelas al mismo plano, en sentido del movimiento). Por lo tanto, de manera general, la condición necesaria y suficiente para que no se produzca deslizamiento se expresa con la ecuación 3.

$$\sum FF_h \leq \sum FF_v \tan \varphi + cL_c \quad (3)$$

Donde L_c es la longitud comprimida del contacto, c es la cohesión y φ es el ángulo de fricción del suelo. El estrato de fundación corresponde a limos duros, el cual produjo el rechazo de la penetración en el ensayo SPT para 30 golpes o más. La expresión de Kumar et al. (2016) relaciona el número de golpes en un ensayo de penetración SPT con los correspondientes valores c y φ (ecuaciones 4 y 5).

$$\varphi (^{\circ}) = 27,12 + 0,2857 N \quad (4)$$

$$c(\text{kPa}) = -2,2049 + 6,484 N \quad (5)$$

Donde φ es el ángulo de fricción interna en grados, c es la cohesión del suelo en Kpa y $N = 30$ es el número de golpes en el ensayo SPT correspondiente al estrato de fundación.

Para determinar el posible deslizamiento de la base, es necesario determinar, además, la longitud de la grieta que se pueda producir en la base. Se considera que la base se ve sometida a una flexión compuesta simple (ecuación 6 y Figura 7).

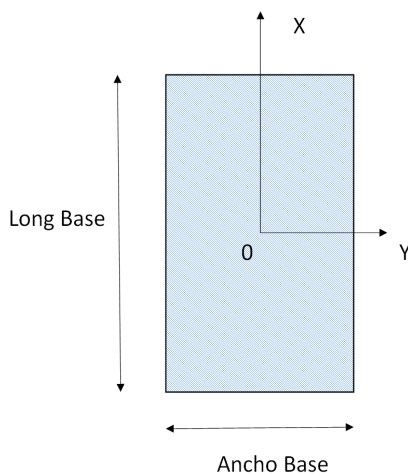


Figura 7. Esquema de fundación de la presa. (Fuente: Elaboración propia).

$$\sigma = \frac{\sum FF_v}{B} + 6 \frac{\sum M_c}{B} \quad (6)$$

Donde B es la longitud de la base y Mc es el momento de las fuerzas respecto al centroide del área de fundación.

Se considera que la resistencia a tracción en la interfase suelo-hormigón es nula. En el caso de aparecer tracciones se formará una grieta. Luego, se produce un diagrama de tensiones triangular que comprime solo una parte de la base de la presa (Figura 8).

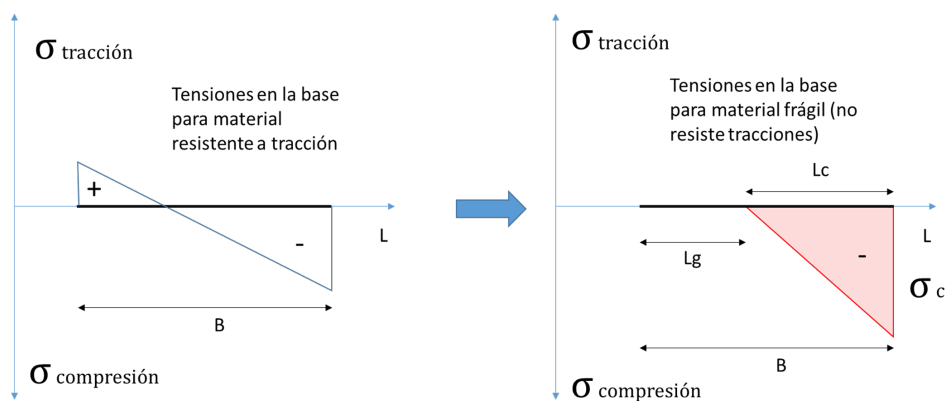


Figura 8. Tensiones producidas en la base de la represa para el caso de modelo resistente a tracción y materiales frágiles (sin resistencia a la tracción). (Fuente: Elaboración propia).

De existir una grieta (L_g), la longitud de compresión (L_c) y el valor de la tensión de compresión (σ_c) deben calcularse a partir de la sumatoria de momentos de todas las fuerzas consideradas respecto del pie aguas abajo de la presa y la ecuación de sumatoria de fuerzas verticales, que deben ser equilibrados por el diagrama de tensiones en la base (Figura 8, ecuaciones 7 y 8).

$$\sum FF_v = \text{Área diagrama de tensiones en la base} \quad (7)$$

$$\sum M_0 = \text{Área diagrama de tensiones en la base} * \frac{1}{3} * L_c \quad (8)$$

Es necesario determinar la longitud de la grieta que se pueda producir en la base para poder calcular los coeficientes de seguridad al deslizamiento y volcamiento. El diagrama de tensiones en la base para el caso estudiado para drenes no eficientes se muestra en la Figura 9.

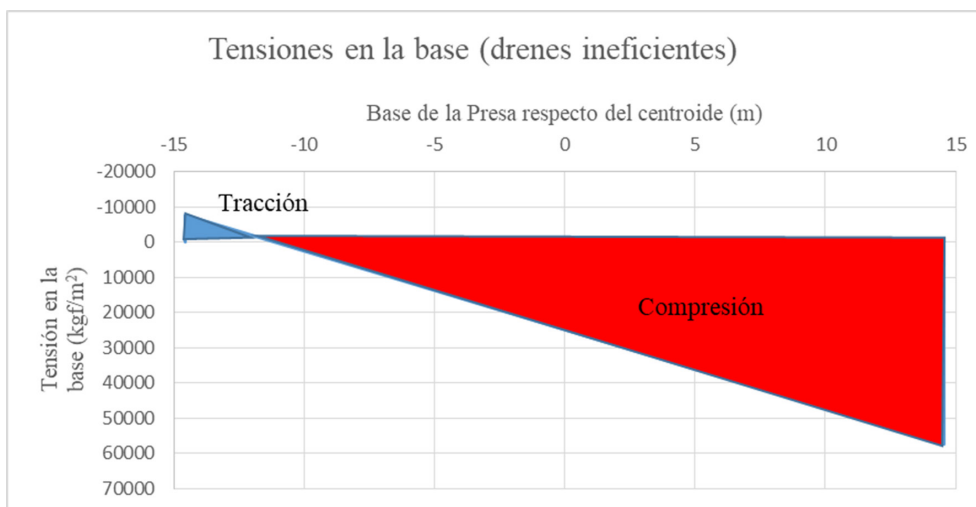


Figura 9. Diagrama de tensiones de la base con resistencia a la tracción para el escenario de drenes ineficientes. (Fuente: Elaboración propia).

Resulta claro que habrá tracciones en el pie del paramento aguas arriba de la presa (Figura 9). Entonces, el modelo de resistencia se transforma en un diagrama triangular de tensiones como el indicado en la Figura 8.

Tanto la longitud de la grieta como el valor de σ_c se deben calcular resolviendo las ecuaciones de sumatoria de momentos y sumatoria de fuerzas (ecuaciones 9 y 10).

$$\sum FF_v = \frac{L_c \cdot \sigma_c}{2} \quad (9)$$

$$\sum M_c = \frac{L_c \cdot \sigma_c}{2} * \frac{1}{3} L_c \quad (10)$$

Los valores de L_c , σ_c que se obtienen de resolver las ecuaciones 9 y 10, figuran en Tabla 2.

Valores de L_c y σ_c para el escenario de drenes ineficientes	
L_c (m)	12,28
σ_c (kgf/m²)	117.873

Tabla 2. Longitud de la grieta, tensión al pie de aguas debajo de la presa para escenario con drenes ineficientes.

Para el cálculo del Coeficiente de Seguridad al deslizamiento, los momentos que las fuerzas producen, deben ser tomados respecto del centroide de la sección de la base. Las Tablas 3 y 4 muestran los valores calculados de momentos respecto del centroide de las base, siendo momentos positivos los desestabilizantes y los negativos los estabilizantes.

Tipo de fuerzas	Fuerza (kgf)	Brazo palanca Al centroide del área	Momento (kgf m) respecto del centroide del área
Peso Propio Presa (W_1, W_2 y W_3)	-561.600,00	12,42	-6.976.464,23
	0,00	15,42	0,00
	-949.445,78	1,43	-1.358.192,85
E_{HAA}	718.205,00	22,00	15.800.510,00
E_{Haa}	-264.500,00	7,67	-2.027.833,33
E_{VAA}	0,00	15,42	0,00
E_{Vaa}	-192.170,50	-3,41	655.898,21
S_1	56.680,00	13,44	761.834,76
S_2	566.262,07	-0,34	-193.214,51
$Esed_{HAA}$	126.814,08	12,63	1.602.084,54
$Esed_{VAA}$	0,00	7,70	0,00
$Esed_{Haa}$	-58.800,00	4,67	-274.400,00
$Esed_{Vaa}$	-42.720,70	-7,77	332.040,70

Tabla 3. Fuerzas, brazos de palanca y momentos de las fuerzas que actúan en la presa para el caso de drenes eficientes respecto del centroide.

Tipo de fuerzas	Fuerza (kgf)	Brazo palanca Al centroide del área	Momento (kgf m) respecto del centroide del área
Peso Propio Presa (W_1, W_2 y W_3)	-561.600	12,42	-697.6464
	0	15,42	0
	-949.446	1,43	-1.358.193
E_{HAA}	718.205	12,63	9.073.323
E_{Haa}	-98.000	4,67	-457.333
E_{VAA}	0	15,42	0
E_{Vaa}	-71.201	-7,77	553.401
S_1	151.706	12,55	1.904.219
S_2	651.450	1,21	786.505
$Esed_{HAA}$	126.814	12,63	1.602.085
$Esed_{VAA}$	0	7,70	0
$Esed_{Haa}$	-58.800	4,67	-274.400
$Esed_{Vaa}$	-42.721	-7,77	332.041

Tabla 4. Fuerzas, brazos de palanca y momentos de las fuerzas que actúan en la base de la presa para el caso de drenes ineficientes respecto del centroide.

Los valores de los Factores de seguridad al deslizamiento son:

Factor de seguridad al deslizamiento con drenes eficientes 1,41

Factor de seguridad al deslizamiento con drenes ineficientes 0,72

b) Método de volcamiento (Método Clásico)

Se basa en la estimación de los momentos estabilizantes (M_{est}) y los desestabilizantes (M_{desest}) provocados por las fuerzas consideradas, respecto del pie aguas abajo de la presa. La expresión (11) se utiliza para evaluar la estabilidad por el método clásico.

$$F_{sv} = \frac{\sum M_{est}}{\sum M_{desest}} \quad (11)$$

F_{sv} es el Factor de Seguridad al Volcamiento. Dicho método sólo considera la rotación de la estructura en referencia al pie de aguas debajo de la presa, sin considerar fallo del material.

Por lo tanto, representa un mecanismo de rotura teórico (Molina López, 2020). Los diagramas de subpresiones adoptados corresponden a los de las Figuras 5 y 6. Los valores de L_c y L_g son los oportunamente calculados para el método de deslizamiento. Las Tablas 5 y 6 contienen los valores de los momentos estabilizantes y desestabilizantes que el esquema de fuerzas adoptadas produce, respecto del borde aguas abajo de la base de la presa.

Tipo de fuerzas	Fuerza (kgf)	Brazo palanca borde del área (m)	Momento (kgf m) respecto del borde del área
Peso Propio Presa (W_1, W_2 y W_3)	-561.600	26,98	-15.149,66
	0	29,98	0
	-949.445,77	15,98	-15.175,88
E_{HAA}	718.205	22,00	15.800,51
E_{Haa}	-264.500	7,67	-2.027,83
E_{VAA}	0	29,98	0
E_{Vaa}	-192.170,49	11,14	-2.140,84
S_1	56.680	27,99	1.586,72
S_2	566.262,07	14,21	8.047,83
$Esed_{HAA}$	126.814,08	12,63	1.602,08
$Esed_{VAA}$	0	22,25	0
$Esed_{Haa}$	-58.800	4,67	-274,40
$Esed_{Vaa}$	-42.720	6,78	-289,69

Tabla 5. Fuerza, brazos de palanca y momentos respecto del pie de aguas debajo de la presa con drenes eficientes (M positivo = desestabilizante, M negativo = estabilizante).

Tipo de fuerzas	Fuerza (Kgf)	Brazo palanca borde del área (m)	Momento (Kgf m) respecto del borde del área
Peso Propio Presa (W_1, W_2 y W_3)	-561.600	26,98	-15.149.667,36
	0	29,98	0,00
	-949.446	15,98	-15.175.880,15
E_{HAA}	718.205	12,63	9.073.323,17
E_{Haa}	-98.000	4,67	-457.333,33
E_{VAA}	0	29,98	0,00
E_{Vaa}	-71.201	6,78	-482.819,65
S_1	151.706	27,11	4.112.062,46
S_2	651.450	15,76	10.267.334,61
$Esed_{HAA}$	126.814	12,63	1.602.084,54
$Esed_{VAA}$	0	22,25	0,00
$Esed_{Haa}$	-58.800	4,67	-274.400,00
$Esed_{Vaa}$	-42.721	6,78	-289.691,79

Tabla 6. Fuerza, brazos de palanca y momentos respecto del pie de aguas debajo de la presa con drenes ineficientes (M positivo = desestabilizante, M negativo = estabilizante)

Luego los coeficientes de seguridad al volcamiento son:

Factor de seguridad al volcamiento con drenes eficientes 1,30

Factor de seguridad al volcamiento con drenes ineficientes 1,21

Discusión

La variación del Coeficiente de Seguridad al Volcamiento (Método Clásico) prácticamente no tiene diferencia en los dos escenarios estudiados. Sin embargo, éste criterio se basa en que la resistencia del Hormigón de la presa y el terreno, son infinitas. Esto constituye un mecanismo de rotura teórico que no representa la falla real de la presa.

En el caso de la resistencia al deslizamiento, se corroboró que se desarrolla una grieta en el pie aguas arriba de la presa cuando está sometida a las solicitaciones propuestas. Se calculó la longitud de dicha grieta y se determinaron los Coeficientes de Seguridad al Deslizamiento, obteniéndose como resultado un valor relativamente bajo para el escenario de drenes ineficientes.

Por otro lado, el valor de la tensión de compresión al pie de aguas abajo de la presa (σ_c) resulta elevado. La resistencia a la compresión de un limo duro, puede llegar a alcanzar aproximadamente 40000 kgf/m², mientras que la sollicitación de la presa es de 117873 kgf/m². Por lo tanto, la presa fallaría por deformación y colapso de la parte posterior de la presa (aguas abajo), incluso antes de producirse el deslizamiento. Además, para altas tensiones la teoría lineal de Mohr-Coulomb deja de ser válida, por lo que el relativamente alto valor

del Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento para drenes eficientes ($F_{sd} = 1,4$), no resulta un parámetro confiable. Sería posible adoptar distintos valores de α y β , para lograr una mejor distribución de las tensiones en la base, y así obtener una estructura más estable y confiable.

Conclusiones

Se alcanzaron los tres objetivos planteados al comienzo del presente trabajo: Se recopiló datos, antecedentes e información del emplazamiento de la presa ubicada en proyecto del cierre de la cuenca media de A° Napostá Grande (Puente Canessa), se diseñó un perfil de presa de HCR utilizando información existente y, finalmente, se determinaron los coeficientes de seguridad al volcamiento y deslizamiento.

Los valores de Coeficientes de Seguridad al Volcamiento, resultaron ser del mismo orden (F_{sv} drenes eficaces = 1,3 y F_{sv} drenes ineficaces = 1,21). Cabe acotar que este indicador representa un tipo de rotura teórico, ya que presupone que la resistencia tanto del hormigón de la presa como del suelo de fundación son infinitas.

Se verificó la formación de una grieta que se propaga desde el paramento de aguas arriba por una longitud de 16,83 m de longitud para la condición de drenes ineficaces. Se considera resistencia nula a la tracción por parte del hormigón. Esto lleva a que solo un área de 12,28 m x 1 m concentra todas las fuerzas que son transmitidas a la fundación. Se genera de esta forma, un diagrama de tensiones triangular que alcanza su máximo valor en el paramento de aguas abajo (σ_c (kgf/m²) = 117,87).

El valor de Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento para el escenario de drenes ineficaces ($F_{sd} = 0,72$) resulta ser muy bajo. Esto indica que la presa en las condiciones analizadas, su estabilidad no es confiable. Se desprende de esto que las tareas de mantenimiento, para lograr que los drenes funcionen eficazmente, juegan un rol fundamental en la estabilidad de la presa.

Los valores de tensiones a la compresión superan la capacidad a la compresión típica del suelo considerado. Las tensiones calculadas para los escenarios considerados superan entre 3 y 4 veces el máximo valor de resistencia a la compresión para limos duros. Por ende, la presa fallaría por colapso de la fundación, incluso antes que por deslizamiento.

Por otro lado, las tensiones calculadas en la base aguas abajo de la presa, escapan a los límites de la teoría lineal de Mohr-Coulomb donde esta es válida. Esto sugiere que, nuevamente, los valores alcanzados de coeficientes de seguridad al deslizamiento no sean confiables.

Es necesario mejorar el esquema de tensiones en la fundación, modificando los ángulos α y β del perfil o adoptando diferentes formas de la superficie de contacto entre hormigón-suelo, de manera de lograr una mayor área de fundación y una mejor distribución de las tensiones en la base.

Agradecimientos

El presente estudio fue financiado por la Secretaría General de Ciencia y Tecnología (UNS) con fondos correspondientes al proyecto de investigación "Hidrología, Calidad y Modelización. Gestión Integral de los recursos Hídricos en Cuencas del Sur de la Región Pampeana. Fase II". Los autores desean agradecer al Ing. Silvio Maraschin por su colaboración para la concreción de este trabajo.

Referencias

- Ardissono, M.L. (1998). “La funcionalidad del arroyo Napostá y su área circundante dentro de la estructura urbana de Bahía Blanca”, Tesis de Licenciatura en Geografía. Departamento de Geografía y Turismo, Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca.
- Belleggia, F. (2015). *Arroyo Napostá Grande y Cuenca Alta Arroyo Napostá Chico: Atlas. Plano 05*. Departamento de Ingeniería. Universidad Nacional del Sur.
- Bróndolo, M., Zinger, S., Del Pozo, O., Lorda M.A. y Campos, M. (1994). *Geografía de Bahía Blanca*. Bahía Blanca: Encestando.
- Carrica, J. (1998). “Hidrogeología de la cuenca del arroyo Napostá Grande, provincia de Buenos Aires”. Tesis Doctoral. Bahía Blanca, Argentina: Universidad Nacional del Sur.
- Fernández, S.N., Serralunga, M.J., Weis, C.F., Flores M.Á., y Abalo P.O. (2020). “Estudios preliminares sobre construcción de un dique en Arroyo Napostá Grande, Argentina”. *Revista Argentina de Ingeniería*, Año 8, junio 2020, pp 77-84.
- Fuentes, A. M. (1994). “Transformación ambiental en el valle inferior del Arroyo Napostá Grande. Sector del curso hídrico comprendido entre el derivador de aguas en el Parque de Mayo y el área antiguamente ocupada por el barrio Palihue Chico. Período 1828-2004. Partido de Bahía Blanca, provincia de Buenos Aires, República Argentina”, Tesis de Licenciatura en Geografía. Departamento de Geografía y Turismo, Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca.
- Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES). http://contenidos.inpres.gob.ar/acelerografos/Ing_Sismoresistente
- International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMGE). <https://www.issmge.org/>
- Kumar, R., Bhargava, K., y Choudhury, D. (2016). “Estimation of Engineering Properties of Soils from Field SPT Using Random Number Generation”. *Indian National Academy of Engineering (INAE)*, 1: 77-84. Disponible en <https://link.springer.com/article/10.1007/s41403-016-0012-6>. DOI: 10.1007/s41403-016-0012-6
- Mastrandrea, A., y Pérez, M.I. (2020). Representaciones sociales del riesgo hídrico en el sector inferior de la cuenca del arroyo Napostá Grande: un abordaje histórico-ambiental (1828-2018). *Investigaciones Geográficas*, (74), 197-222. <https://doi.org/10.14198/INGEO2020.MP>
- Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires. Dirección Provincial de Hidráulica (1982 aproximado). *Sierra de la Ventana-Vallimanca. Estudio de las condiciones naturales de la vertiente Noreste de las Sierras de la Ventana y nacientes del arroyo Vallimanca, en relación con el sistema de lagunas Encadenadas del Oeste. Informe Técnico Final elaborado por la Consultora IATASA-ICONAS*. Buenos Aires. Se accede a material incompleto.
- Molina Lopez, P. (2020). *Análisis de la Estabilidad de Presas de Gravedad en Condiciones de Incertidumbre*. Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas. Universidad Politécnica de Cartagena. España. Tesis de grado. Re-

cuperado de: <https://repositorio.upct.es/xmlui/bitstream/handle/10317/8518/tfg-mol-ana.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Schefer, J.C. (2004). *Los recursos hídricos y el abastecimiento de agua. Región de Bahía Blanca, Bahía Blanca*. Publicación del CEPADE (Centro de Estudios y Participación para el Desarrollo Local y Regional), 133 p.

Torrero, M. (2005). “Variabilidad hidroclimática y actividades antrópicas en la cuenca inferior del arroyo Napostá Grande”, Tesis de licenciatura en Geografía. Departamento de Geografía y Turismo, Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca.

Universidad Nacional del Sur (1990) Plan integral de abastecimiento de agua a Bahía Blanca y gran Bahía Blanca. Convenio ministerio de obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires (MOP) - Universidad Nacional del Sur (UNS)- Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires. Bahía Blanca.

Contribución de los Autores

Nombres y Apellidos del autor	Colaboración Académica													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Sandra Noemí Fernandez	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Daniel Enrique Perez			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Pablo Oscar Abalo					x				x					
Miguel Angel Flores					x				x					

1-Administración del proyecto, 2-Adquisición de fondos, 3-Análisis formal, 4-Conceptualización, 5-Curaduría de datos, 6-Escritura - revisión y edición, 7-Investigación, 8-Metodología, 9-Recursos, 10-Redacción - borrador original, 11-Software, 12-Supervisión, 13-Validación, 14-Visualización.