Del procesamiento se adjunta. Los resultados más importantes son:
Desplazamiento horizontal máximo de la cabeza del pilote: 4,58 mm
Desplazamiento vertical máximo de la cabeza del pilote: 1,0966 mm
Carga vertical máxima en la punta del pilote: 1298.91.80 kN
Carga vertical mayorada en la cabeza del pilote externo: 1299295,09 N
Momento M3 en la cabeza del pilote externo: 6734192,39.25 Nmm
Momento M2 en la cabeza del pilote externo: 453855574.69 Nmm

8.3 Capacidad soporte del pilote

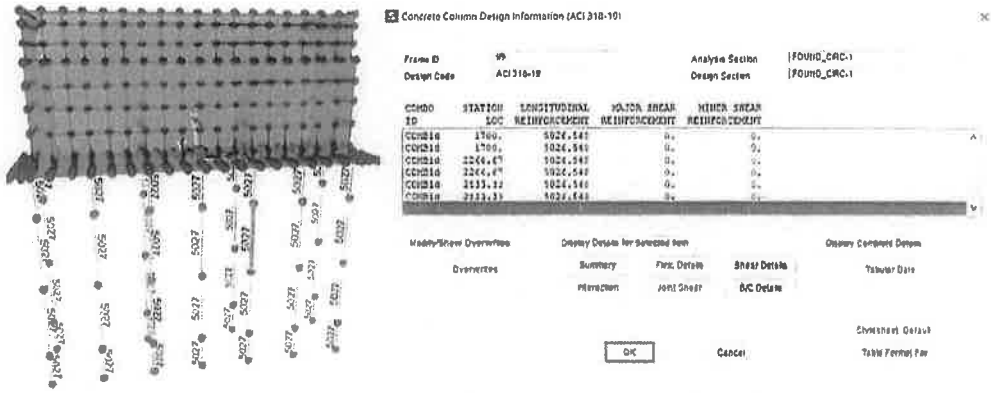


Figura: Diseño del pilote según ACI318, usando el SAP2000, la armadura longitudinal As=5027 mm2

Se determina la capacidad soporte del pilote mediante el programa ALLPILE:

Capacidad a cargas verticales

```
*****************************************************************************
          ALLPILE 7
     VERTICAL ANALYSIS SUMMARY OUTPUT
      Copyright by CivilTech Software
        www.civiltechsoftware.com
*****************************************************************************
TOTAL LOADS:
    Vertical Load, Q: 1300.0 -kN
    Vertical Load with Load Factor, Q: 1300.0 -kN
    Vertical Load with Load factor and Pile Cap, Q= 1300.0 -kN
      Load Factor for Vertical Load and Torsion= 1.0
      Vertical Loads Supported by Pile Cap: 0 %
      Load Factor for Vertical Loads: 1.0

PILE PROFILE:
    Pile Length, L= 8.0 -m
    Top Height, H= -3 -m
    Slope Angle, As= 0
    Batter Angle, Ab= 0.00    Batter Factor, Kbat= 1.00
```

RPrieto

SINGLE PILE:
Kdown= 0.7 Kup= 0.4 Ka= 1.00

Single Pile Vertical Analysis:
Total Ultimate Capacity (Down)= 2431.297-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 1319.557-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 1422.428-kN Total Allowable Capacity (Up)= 699.220-kN

Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 78.88-kN *Soil Weight is not included
Side Resistance (Down)= 1240.677-kN Side Resistance (Up)= 1240.675-kN
Tip Resistance (Down)= 1190.621-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
Negative Friction, Qneg= 0.000-kN, which has been subtracted from Total Ultimate Capacity (Down)
Negative friction does not affect Total Ultimate Capacity (Up)

At Work Load= 1300.00-kN, Settlement= 0.11938-cm
At Work Load= 1300.00-kN, Secant Stiffness Kqx= 10889.57-kN/-cm
At Allowable Settlement= 2.540000-cm, Capacity= 2010.90-kN
Work Load, 1300.00-kN, OK with the Capacity at Allowable Settlement= 2.54000-cm, Capacity= 2010.90-kN
Work Load, 1300.00-kN, OK with the Allowable Capacity (Down)= 1422.43-kN

FACTOR OF SAFETY:

FSside	FStip	FSuplif	FSweight
1.5	2.0	2.0	1.0

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 99999.
1 1 1 1 1

Capacidad a cargas horizontales

****
ALLPILE 7
LATERAL ANALYSIS SUMMARY OUTPUT
Copyright by CivilTech Software
www.civiltechsoftware.com
****

FACTORS AND CONDITIONS:
Load Factor for Vertical Loads: 1.0
Load Factor for Lateral Loads: 1.0
Loads Supported by Pile Cap: 0 %
Shear Condition: Static

RPrieto

SINGLE PILE:

(with Load Factor)
Vertical Load= 1300.00 -kN
Shear= 10.00 -kN
Slope Restain, St= 0.00 -cm/-cm

Results:
Top Deflection, yt= 0.00234-cm
Max. Moment, M= -9.20-kN-m
Top Deflection Slope, St= 0.00000

Top Deflection, 0.0023-cm, OK with the Allowable Deflection= 2.54-cm

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 99999.

Notes:
Q - Vertical Load at pile top
P - Lateral Shear Load at pile top
M - Moment at pile top
Xtop - Pile top total settlement
yt - Pile top deflection
St - Pile top deflection slope (deflection/unit length)

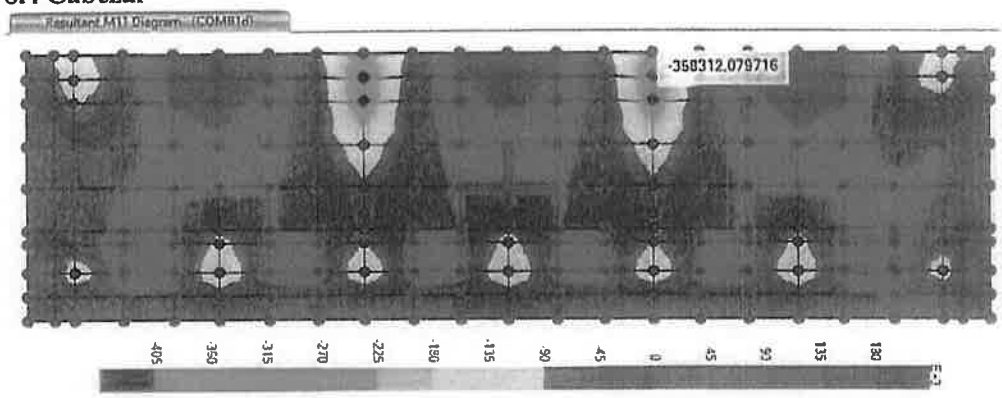
The Max. Moment calculated by program is an internal moment of shaft due to the loading. Egineers
have to check whether the pile has enough moment capacity to resist the Max. Moment with adequate
factor of safety. If not, the pile may be damaged under the loading.
1 1 1 1 1

Resumen de armadura utilizada en los pilotes:
1Armadura longitudinal de los pilotes As = 50,24 cm^2 (24 Ø 16 mm)
Armadura transversal (estribos) Asw = 1 Ø 8 mm cada 20 cm

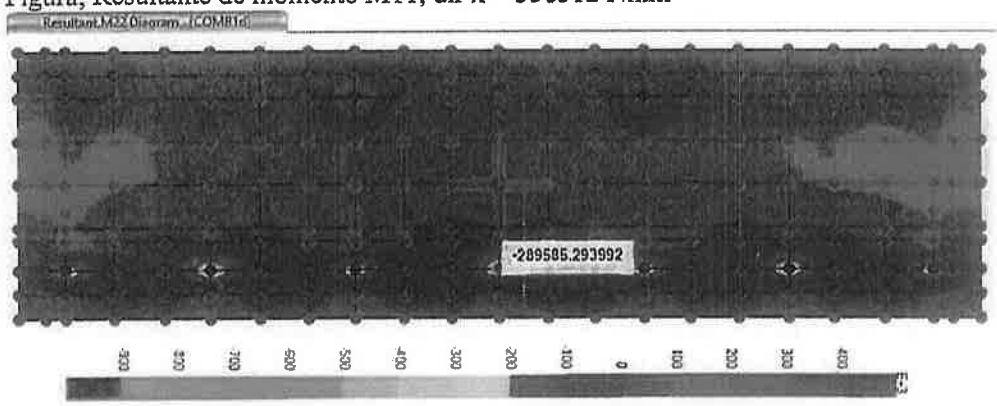
RPrieto

215 (doscientos quince)

8.4 Cabezal



Figura; Resultante de momento M11, dir x = 358312 Nmm



Figura; Resultante de momento M22, dir y = 289585 Nmm

9. Verificación del momento máximo

Verificación de la armadura de la losa

a- Cuantía de acero

Dimensión:

$b := 1000\ mm$

$h := 900\ mm$

Materiales:

$fy := 420\ MPa$

$fc := 25\ MPa$

$\beta_1 := 0.85$

$\varepsilon_u := 0.003$

$\gamma_{hormigon} := 24\ \frac{kN}{m^3}$

$\Phi := 20\ mm$

R Prieto

214 (doscientos catorce)

$r_{recubrimiento} := 150\ mm$

$d_{util} := h - r_{recubrimiento} - \frac{\Phi}{2} = 0.74\ m$

$s_{separacion} := 200\ mm$

$n_{cantidad} := \frac{b}{s_{separacion}} = 5$

$A_{real} := \pi \cdot \Phi^2 \cdot 0.25 \cdot n_{cantidad} = 0.002\ m^2$

$\rho_{max} := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{fc}{fy} \cdot \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + 0.004} = 0.018$

$\rho_{min} := 0.00181$

Armadura mínima en placas, ACI 7.12.2.1

$\rho_{uso} := \frac{A_{real}}{b \cdot d_{util}} = 0.0021$

$R_{refuerzo_acero} :=$ if $\rho_{uso} \geq \rho_{min}$
  "es_suficiente"
else if $\rho_{uso} \geq \rho_{max}$
  "no es_suficiente"
else
  "insuficiente"

$R_{refuerzo_acero} =$ "es_suficiente"

$A_s := min(\rho_{uso}, \rho_{max}) \cdot b \cdot d_{util} = 1570.796\ mm^2$

$a := \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot fc \cdot b} = 0.031\ m$

$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.037\ m$

$M_n := A_s \cdot fy \cdot \left(d_{util} - \frac{a}{2}\right) = (4.78 \cdot 10^8)\ N \cdot mm$

es mayor que M11 y M22

Armadura de la losa ACI318, usando el SAP2000

LOSA DE ESPESOR = 90cm
Recubrimiento inferior= 15 cm
Recubrimiento superior= 5 cm
ARMADURA INFERIOR= 1 Φ 20 mm c/200 mm,
reforzar el borde con 2 barras juntas
ARMADURA SUPERIOR=1 Φ 20 mm c/200 mm,

RPrieto

Verificación al esfuerzo de corte

Verificación de la losa cabezal:
Los valores de los esfuerzos en la cabeza del pilote sacados del programa SAP2000

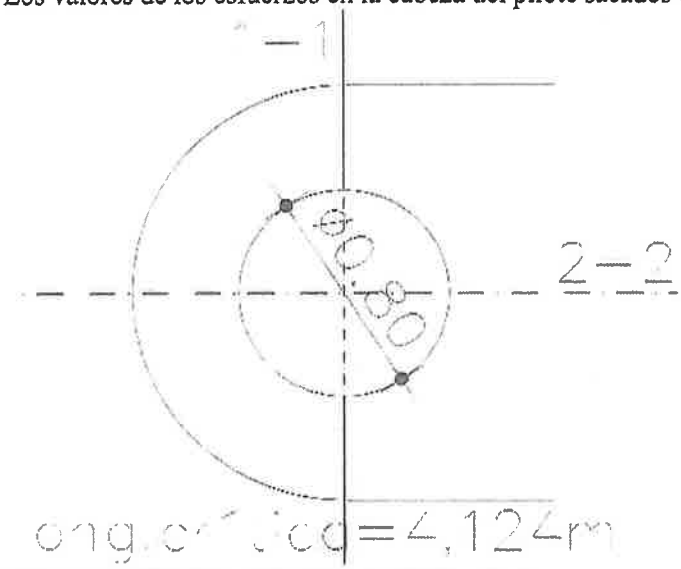


Figura: vista de cabezal y sección crítica, pilote

$b_0 := 4124\ mm$

longitud sección crítica

$l_y := 1600\ mm$

$l_x := 1600\ mm$

Esfuerzo combinado máximo

$$\gamma_{vx} := 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{l_y}{l_x}}} = 0.4$$

$$\gamma_{vy} := 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{l_x}{l_y}}} = 0.4$$

$M_{uy} := 6734192 \cdot N \cdot mm$

$M_{xu} := 453855574 \cdot N \cdot mm$

$V_u := 1299295 \cdot N$

$$Ix := \frac{l_x \cdot d_{util}^3}{12} = 0.054\ m^4$$

$$Iy := \frac{l_y \cdot d_{util}^3}{12} = 0.054\ m^4$$

$y := 0.27\ m$

R Prieto

$x := y$

$$v_u := \frac{V_u}{b_0 \cdot d_{util}} + \frac{\gamma_{vx} \cdot M_{xu}}{Ix} \cdot y + \frac{\gamma_{vy} \cdot M_{uy}}{Iy} \cdot x = (1.35 \cdot 10^6)\ Pa$$

Capacidad de corte del hormigón

$\phi := 0.75$

coeficiente de minoración

$\beta_c := 1$

relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna

$\alpha_s := 30$

de acuerdo a la posición respecto al borde. El valor de α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina

$\lambda := 1$

hormigón normal

$$vc1 := 4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{fc \cdot \left(\frac{1}{(MPa)}\right)} \cdot (MPa) = (2 \cdot 10^7)\ Pa$$

$$vc2 := \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{fc \cdot \left(\frac{1}{(MPa)}\right)} \cdot (MPa) = (3 \cdot 10^7)\ Pa$$

$$vc3 := \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d_{util}}{b_0}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{fc \cdot \left(\frac{1}{(MPa)}\right)} \cdot (MPa) = (3.692 \cdot 10^7)\ Pa$$

$\phi \cdot vc1 = (1.5 \cdot 10^7)\ Pa$

$R_{refuerzo_corte} :=$ if $\phi \cdot vc1 \geq v_u$
  "no_necesita_armadura_corte"
else
  "necesita–armadura–corte"

$R_{refuerzo_corte} =$ "no_necesita_armadura_corte"

R Prieto

Ref.: American Concrete Institute — Copyrighted © Material—www.concrete.org

Verificación de la armadura del ala

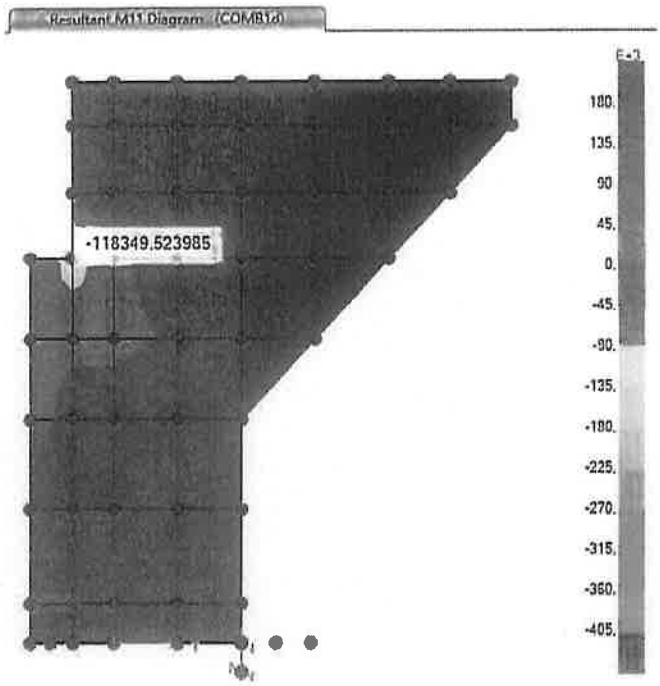


Figura: Momento flector M11 = 118349.52 Nmm

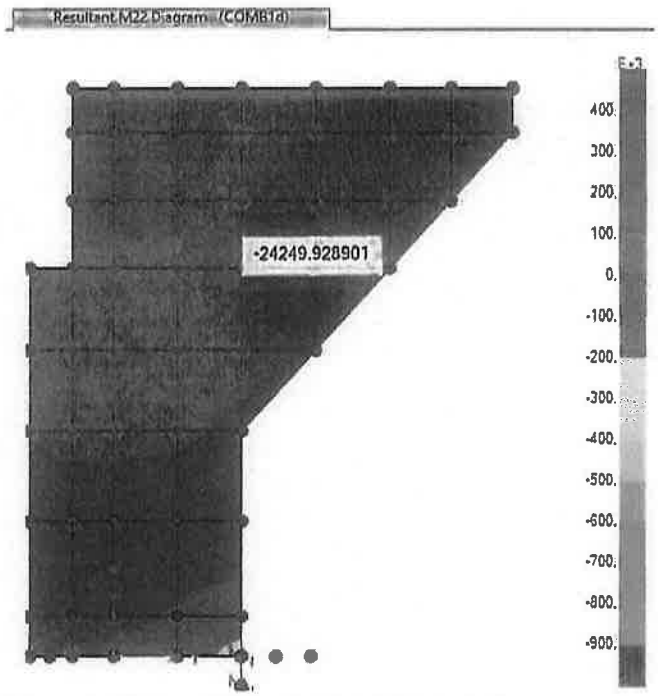


Figura: Momento flector M22 = 24249.93 Nmm

RPrieto

210 (doscientas diez)

00066 (sesenta y seis)

a- Cuantía de acero

Dimensión:

$b := 1000\ mm$

$h := 400\ mm$

Materiales:

$fy := 420\ MPa$

$fc := 25\ MPa$

$\beta_1 := 0.85$

$\varepsilon_u := 0.003$

$\gamma_{hormigon} := 24\ \frac{kN}{m^3}$

$\Phi := 12\ mm$

$r_{recubrimiento} := 40\ mm$

$d_{util} := h - r_{recubrimiento} - \frac{\Phi}{2} = 0.354\ m$

$s_{separacion} := 100\ mm$

$n_{cantidad} := \frac{b}{s_{separacion}} = 10$

$A_{real} := \pi \cdot \Phi^2 \cdot 0.25 \cdot n_{cantidad} = 0.001\ m^2$

$\rho_{max} := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{fc}{fy} \cdot \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + 0.004} = 0.018$

$\rho_{min} := 0.00181$

Armadura mínima en placas, ACI 7.12.2.1

$\rho_{uso} := \frac{A_{real}}{b \cdot d_{util}} = 0.0032$

$R_{refuerzo_acero} :=$ if $\rho_{uso} \geq \rho_{min}$
  "es_suficiente"
else if $\rho_{uso} \geq \rho_{max}$
  "no es_suficiente"
else
  "insuficiente"

$R_{refuerzo_acero} =$ "es_suficiente"

R Prieto

$$A_s := min\left(\rho_{uso}, \rho_{max}\right) \cdot b \cdot d_{util} = 1130.973\ mm^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot fc \cdot b} = 0.022\ m$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.026\ m$$

$$M_n := A_s \cdot fy \cdot \left(d_{util} - \frac{a}{2}\right) = \left(1.628 \cdot 10^8\right)\ N \cdot mm$$

es mayor que M11 y M22

LOSA DE ESPESOR = 40 cm
Recubrimiento inferior= 4 cm
Recubrimiento superior= 4 cm
ARMADURA INFERIOR= 1 Φ 12 mm c/100 mm,
reforzar el borde con 2 barras juntas
ARMADURA SUPERIOR=1 Φ 12 mm c/100 mm,

Verificación de la armadura del muro trasdós

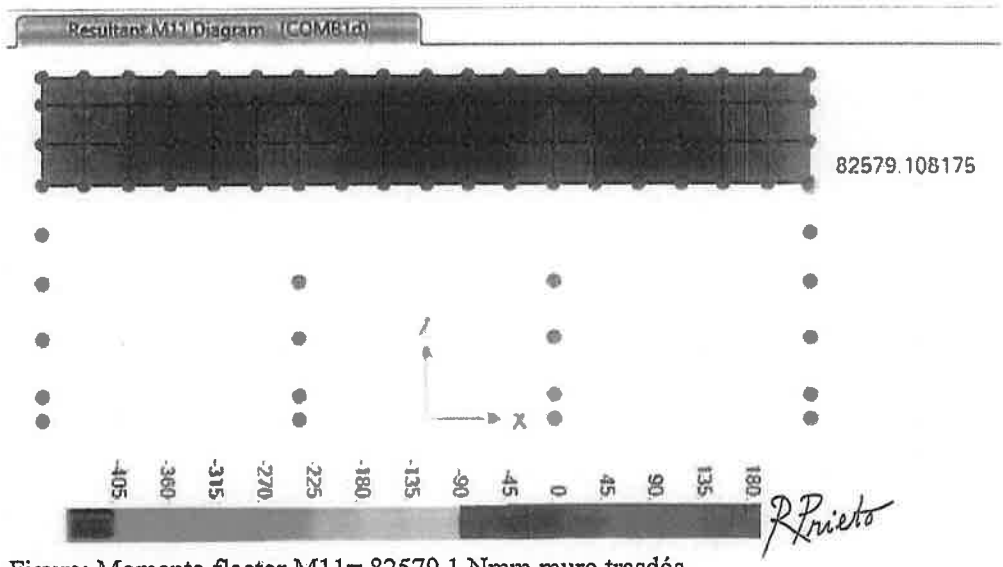


Figura: Momento flector M11= 82579.1 Nmm muro trasdós

208 (doscientos ocho)
00064 (sesenta y cuatro)

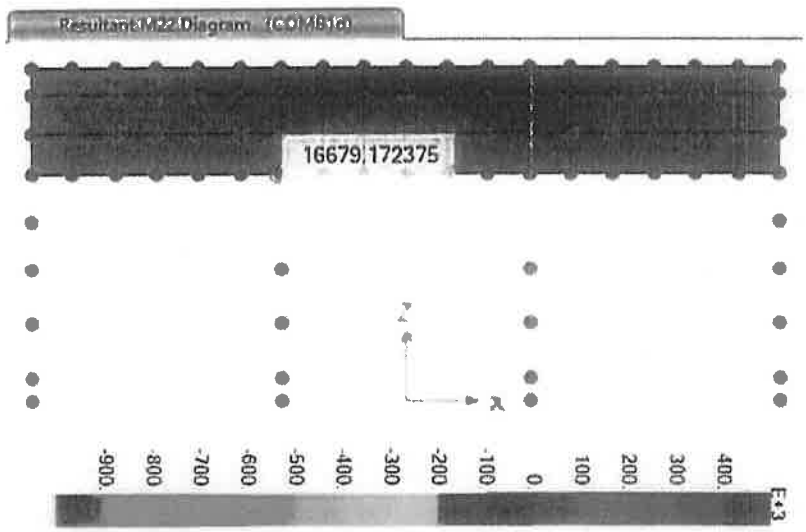


Figura: Momento flector M22= 16679.1 Nmm muro trasdós

a- Cuantía de acero
Dimensión:

$b := 1000\ mm$

$h := 300\ mm$

Materiales:

$fy := 420\ MPa$

$fc := 25\ MPa$

$\beta_1 := 0.85$

$\varepsilon_u := 0.003$

$\gamma_{hormigon} := 24\ \frac{kN}{m^3}$

$\Phi := 12\ mm$

$r_{recubrimiento} := 40\ mm$

$d_{util} := h - r_{recubrimiento} - \frac{\Phi}{2} = 0.254\ m$

$s_{separacion} := 100\ mm$

$n_{cantidad} := \frac{b}{s_{separacion}} = 10$

$A_{real} := \pi \cdot \Phi^2 \cdot 0.25 \cdot n_{cantidad} = 0.001\ m^2$

$\rho_{max} := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{fc}{fy} \cdot \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + 0.004} = 0.018$

$\rho_{min} := 0.00181$

Armadura mínima en placas, ACI 7.12.2.1

RPrieto

$$\rho_{uso} := \frac{A_{real}}{b \cdot d_{util}} = 0.0045$$

$R_{refuerzo_acero} :=$ if $\rho_{uso} \geq \rho_{min}$
"es_suficiente"
else if $\rho_{uso} \geq \rho_{max}$
"no es_suficiente"
else
"insuficiente"

$R_{refuerzo_acero} =$ "es_suficiente"

$$A_s := min(\rho_{uso}, \rho_{max}) \cdot b \cdot d_{util} = 1130.973\ mm^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot fc \cdot b} = 0.022\ m$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.026\ m$$

$$M_n := A_s \cdot fy \cdot \left(d_{util} - \frac{a}{2}\right) = (1.153 \cdot 10^8)\ N \cdot mm$$

es mayor que M11 y M22

LOSA DE ESPESOR = 30 cm
Recubrimiento inferior= 4 cm
Recubrimiento superior= 4 cm
ARMADURA INFERIOR= 1 Φ 12 mm c/200 mm,
reforzar el borde con 2 barras juntas
ARMADURA SUPERIOR=1 Φ 12 mm c/200 mm,

R Prieto

Verificación de la armadura muro de carga

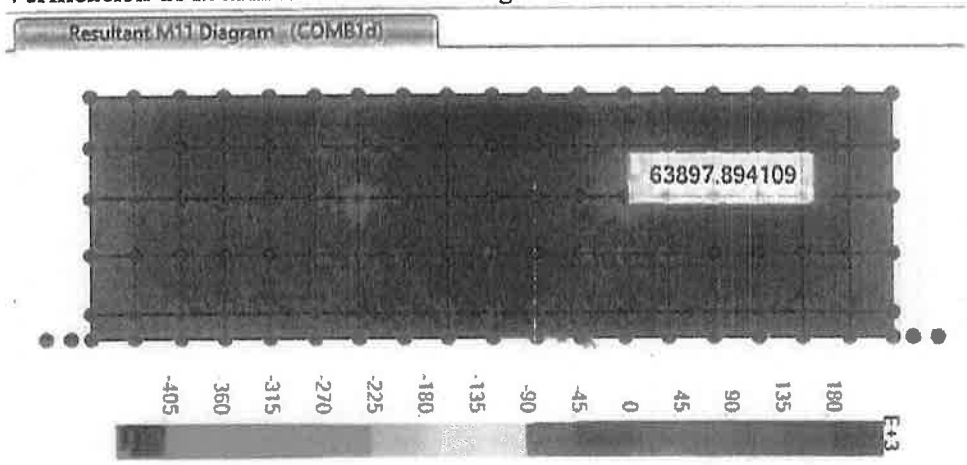


Figura: Momento flector M11= 63897.89.1 Nmm muro de carga, , verificado con el muro Ala por igual espesor c/m.

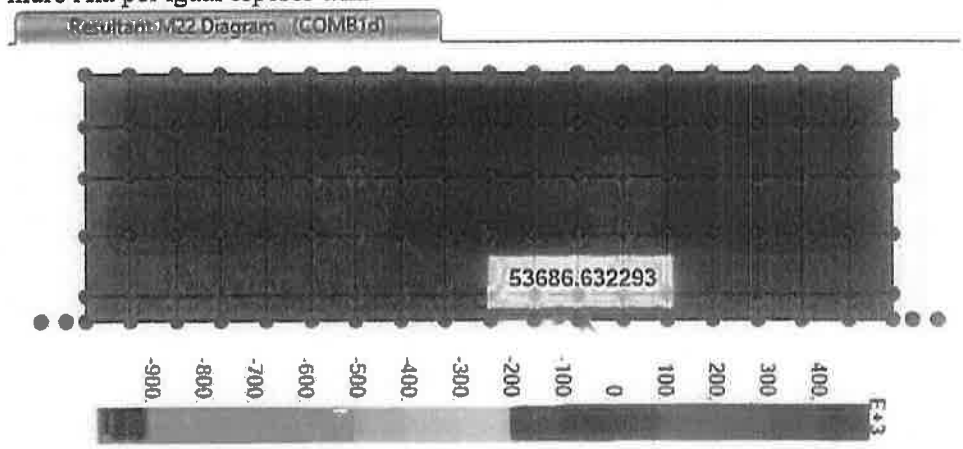


Figura: Momento flector M22= 53686.6 Nmm muro de carga, verificado con el muro Ala por igual espesor c/m.

a- Cuantía de acero

Dimensión:

$b := 1000\ mm$

$h := 300\ mm$

Materiales:

$fy := 420\ MPa$

$fc := 25\ MPa$

$\beta_1 := 0.85$

$\varepsilon_u := 0.003$

$\gamma_{hormigon} := 24\ \frac{kN}{m^3}$ RPrieto

$\Phi := 12\ mm$

$r_{recubrimiento} := 40\ mm$

$d_{util} := h - r_{recubrimiento} - \frac{\Phi}{2} = 0.254\ m$

$s_{separacion} := 200\ mm$

$n_{cantidad} := \frac{b}{s_{separacion}} = 5$

$A_{real} := \pi \cdot \Phi^2 \cdot 0.25 \cdot n_{cantidad} = (5.655 \cdot 10^{-4})\ m^2$

$\rho_{max} := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{fc}{fy} \cdot \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + 0.004} = 0.018$

$\rho_{min} := 0.00181$

Armadura mínima en placas, ACI 7.12.2.1

$\rho_{uso} := \frac{A_{real}}{b \cdot d_{util}} = 0.0022$

$R_{refuerzo_acero} :=$ if $\rho_{uso} \geq \rho_{min}$
  "es_suficiente"
else if $\rho_{uso} \geq \rho_{max}$
  "no es_suficiente"
else
  "insuficiente"

$R_{refuerzo_acero} =$ "es_suficiente"

$A_s := min(\rho_{uso}, \rho_{max}) \cdot b \cdot d_{util} = 565.487\ mm^2$

$a := \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot fc \cdot b} = 0.011\ m$

$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.013\ m$

$M_n := A_s \cdot fy \cdot \left(d_{util} - \frac{a}{2}\right) = (5.9 \cdot 10^7)\ N \cdot mm$

es mayor que M11 y M22
Armadura de la losa ACI318, usando el SAP2000
LOSA DE ESPESOR = 30 cm
Recubrimiento inferior= 4 cm
Recubrimiento superior= 4 cm
ARMADURA INFERIOR= 1 Φ 12 mm c/200 mm,
reforzar el borde con 2 barras juntas
ARMADURA SUPERIOR=1 Φ 12 mm c/200 mm,

R Prieto

10. Cómputo métrico platea

Platea de fundación
Volumen: 4.50 m * 16,00 m *0.90 m= 64.80 m3
Según el procesamiento:
Armadura longitudinal As = 1 Ø 20 mm c/200 mm
Armadura transversal Asw = 1 Ø 20 mm c/200 mm
Pilotes perforados de diámetro 0,80 m 8,0 m
Sello= 7,20 m^3

RPrieto

Elaboró: Ing. Mg. Rafael Prieto F. Asunción,31enero 2023

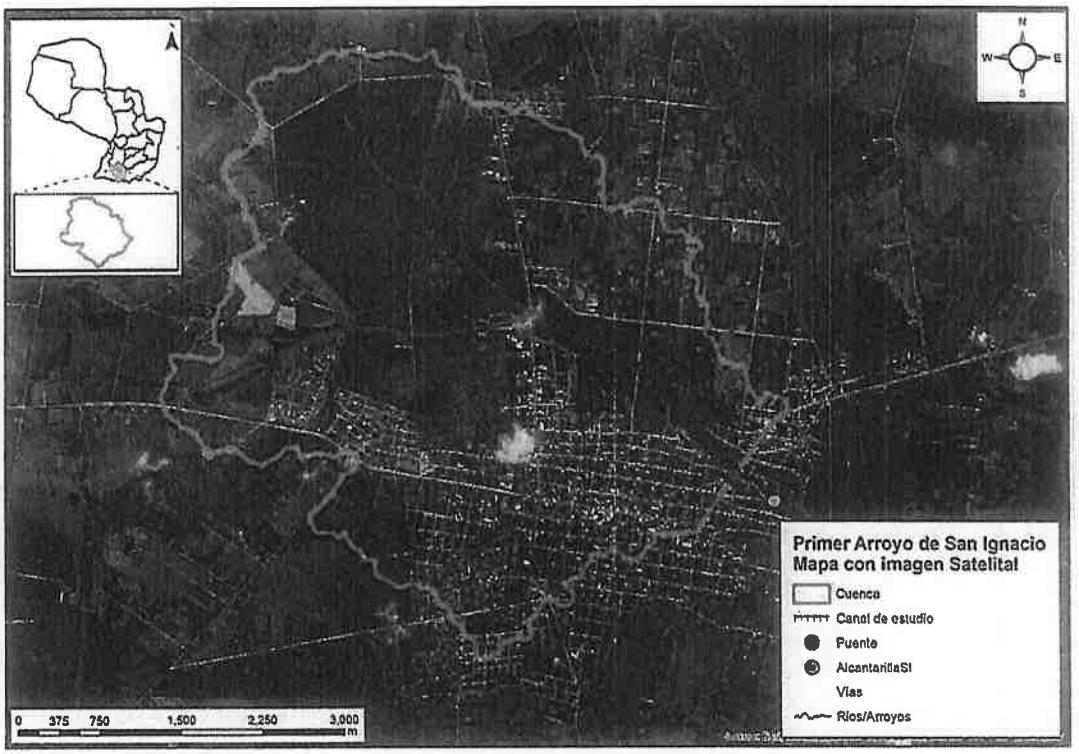
INFORME HIDROLÓGICO

Ing. AUGUSTO ORTELLADO
Representante Legal
Consorcio Santa Rosa

202 (doscientos dos)

00058 (cincuenta y ocho)

ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO



Puente L=20m s/ el Arroyo Mayor

Ruta 1 – San Ignacio

Noviembre 2022

Ing. MSc. Alberto Grissetti

Camila Caballero

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 3
2 METODOLOGÍA EMPLEADA 3
2.1. Datos Utilizados 3
2.2. Actividades Realizadas 3
3 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA ESTUDIADA 4
3.1 Ubicación de la obra 4
4 Modelo Hidrológico 5
4.1 Características de la Cuenca 5
4.2 Hidrograma Unitario Triangular de la SCS 6
4.3 Cálculo de la Infiltración 10
4.4 Tiempo de Concentración 12
4.5 Tiempo de Retorno y Precipitación de Diseño 13
4.6 Caudales Calculados 15
5 MODELO HIDRÁULICO: HECRAS 16
5.1 Método utilizado 16
5.2. Secciones transversales 16
5.3 Condiciones de cálculo y parámetros hidráulicos 16
5.4. Salidas de la Simulación 20
5.5. Recomendaciones Finales 23
5.5.1. Propuesta ampliación de la cantidad de celulares 23
6 CONCLUSIONES 26
7 ANEXOS 27

1 INTRODUCCIÓN

El presente estudio tiene como objetivo la verificación y restructuración del puente encontrado sobre el primer arroyo, ubicado en la ciudad de San Ignacio. Se verifica un puente nuevo propuesto junto con el puente existente.

Para el análisis se utilizan modelos matemáticos de simulación hidrológica e hidráulica. Los cálculos se realizan de acuerdo con el Manual de Carreteras del Paraguay (MOPC, 2019).

Para el cálculo de los caudales se tiene en cuenta la tendencia de urbanización que va impermeabilizando la cuenca, sumado al hecho que las obras del Macrodrenaje de San Ignacio captan y conducen de manera acelerada los caudales generados aumentando así el pico en el arroyo. Por otro lado, al revestir el canal del Primer Arroyo, no se produce atenuaciones considerables en el pico por lo que debe considerarse para el dimensionamiento del puente.

2 METODOLOGÍA EMPLEADA

2.1. Datos Utilizados

Los modelos hidrológicos e hidráulicos requieren datos, tanto físicos como temporales, para representar adecuadamente el fenómeno modelado en el sitio de estudio. Se utilizaron los siguientes datos:

- Modelo Digital de Elevación (DEM), del satélite ALOS-PALSAR, con resolución espacial de 12.5m x 12.5m.
- Imágenes satelitales de Google Earth georreferenciadas.
- Mapas digitales de la DGEEC (vías, cauces) producidos en base a las ortofotocartas de 1994, del Servicio Nacional de Catastro, con resolución espacial de 0,30 metros.
- Curvas de nivel cada 10m de las ortofotocartas del vuelo 1994 (CEITE, 1997).
- Curvas IDF desarrollada por la Facultad de Ingeniería de la UNA / DINAC y actualizada al año 2009 por Cuevas-Rolón.
- Imágenes Satelitales del año 2020, del satélite LANDSAT 8, con resolución espacial de 30m x 30m. • Relevamiento topográfico y ortofoto georreferenciada.
- Datos de batimetría del cauce.
- Estudios Geotécnicos.

2.2. Actividades Realizadas

- Preparación de la cartografía base del área de estudio.
- Delimitación de cuencas, a partir del DEM. Definición de la red de drenaje y determinación de datos geomorfológicos (pendiente, ancho, superficie, etc.)
- Definición del uso y tipo de suelo: Los mapas de uso de suelo se elaboran en base a información digital disponible.

- Cálculo del tiempo de concentración y definición de la precipitación de diseño, según la distribución temporal adoptada.
- Implementación del modelo hidráulico HEC-RAS (USACE) para dimensionamiento y verificación del puente.

3 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA ESTUDIADA

El área de estudio comprende un tramo del Primer Arroyo de San Ignacio. Dicho cauce tiene una longitud de aproximadamente 6 km recorridos casi en su totalidad dentro del distrito de San Ignacio. Dentro de este tramo general, se enfocan el estudio en un tramo de 2.2 km que es donde se encuentra el puente a analizar y las alcantarillas que afectan al flujo uniforme del agua.

En la **Error! Reference source not found.** se observa la zona en contraste con una imagen satelital, en donde se coloca la cuenca de aporte al tramo de estudio y toda el área generadora del caudal que llegará al puente a ser estudiado.

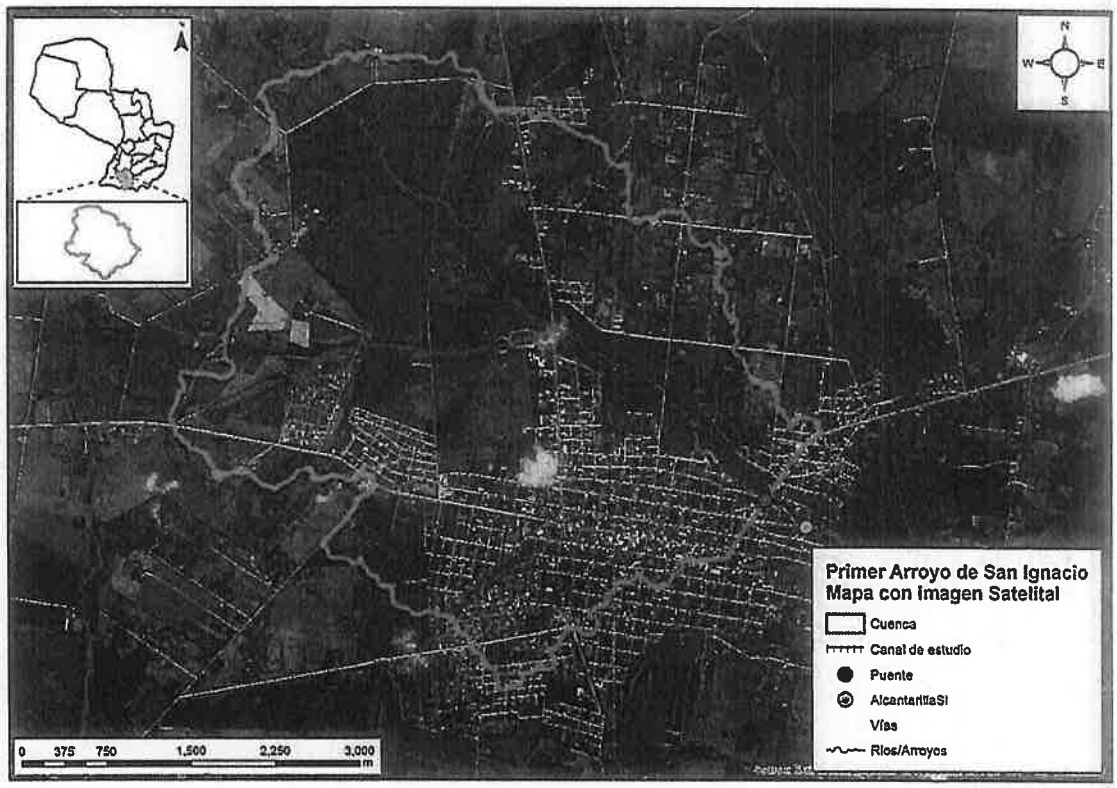


Figura 1. Tramo de estudio – Primer Arroyo San Ignacio.

3.1 Ubicación de la obra

Puente: Arroyo Mayor Distrito: San Ignacio Guazú Departamento: Misiones

Coordenadas (UTM 21J): x= **498635.92 m E** y= **7026395.49 m S**

4 MODELO HIDROLÓGICO

4.1 Características de la Cuenca

En primer lugar, se procede a la delimitación de la cuenca. Para ello a partir del Modelo de Elevación se han generado curvas de nivel con una equidistancia de 10 m que servirán como base para el geoprocesamiento. Una vez determinadas las cuencas han sido verificadas con las curvas de nivel de las Ortofotocartas y modificadas en caso de ser necesario. La cuenca del primer arroyo hasta el puente de estudio se muestra en la figura 1.

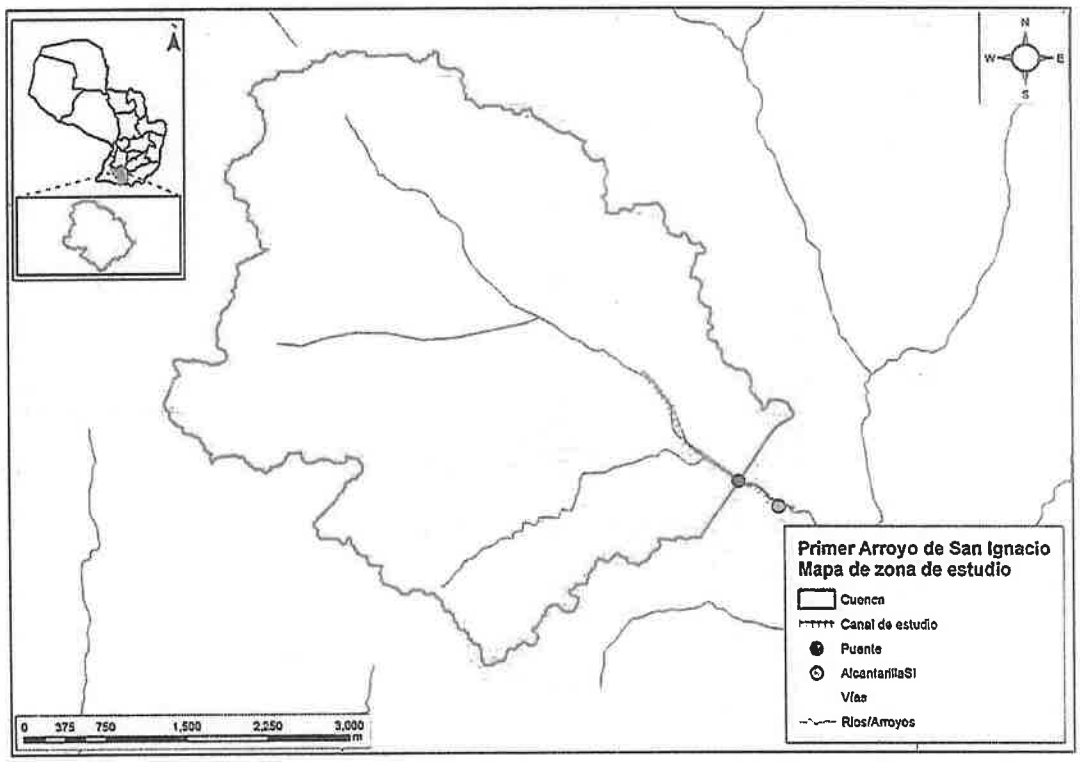


Figura 2. Zona de estudio – Primer Arroyo San Ignacio

En la siguiente figura se observa la misma cuenca junto con el DEM utilizado como fondo, en donde la gama de colores representa las diferencias en elevaciones del terreno.

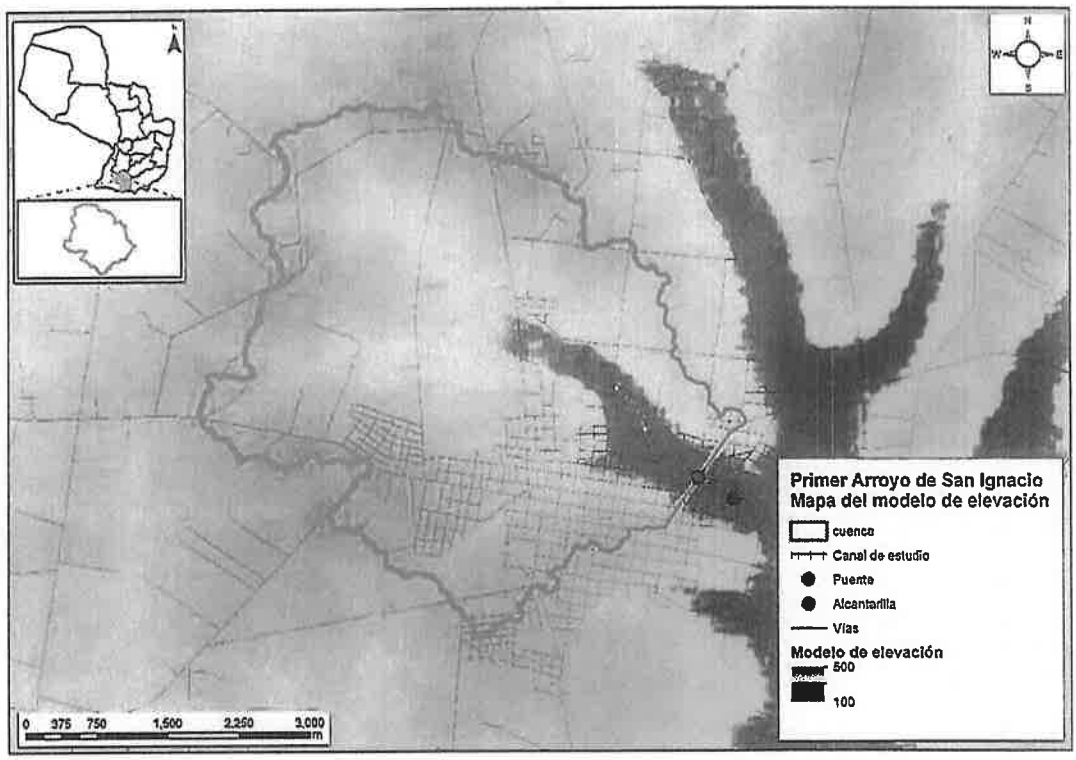


Figura 3. Mapa de modelo de elevación digital

Un modelo hidrológico requiere diversos datos y parámetros para lograr una representación correcta del sistema, algunas de los cuales son: capacidad de infiltración, pendiente promedio, porcentaje impermeable, longitud, tiempo de concentración, etc. Estos parámetros se determinan a través de la topografía, utilizando el DEM descargado de ALOS-PALSAR, se determina la línea de flujo (dirección en que se mueve el agua). Una vez obtenidas esta línea se procede a calcular la longitud y pendiente de las misma.

Las características de la cuenca de estudio son las siguientes:

- Superficie: 18.67 km2
- Longitud Talweg: 5.66 km
- Pendiente del cauce: 0.81 %
- Uso de suelo: mayormente bosques, pastizales y zonas urbanas.

4.2 Hidrograma Unitario Triangular de la SCS.

El método fue desarrollado por el U.S. Soil Conservation Service (S.C.S.), y es utilizado para el estudio de las cuencas hidrográficas con áreas mayores a 2 km². Representa la comparación gráfica de los gastos de escurrimiento contra el tiempo necesario para que estos se presenten.

Ing. Alberto Grissetti, MSc.
Hidrología/Hidráulica, Saneamiento y Drenaje Pluvial

La teoría del Hidrograma Unitario Triangular se sustenta en las siguientes propiedades:

- La precipitación efectiva se distribuye uniformemente en el tiempo o periodo de duración específica.
- La precipitación efectiva se distribuye uniformemente en toda el área de la cuenca de drenaje.

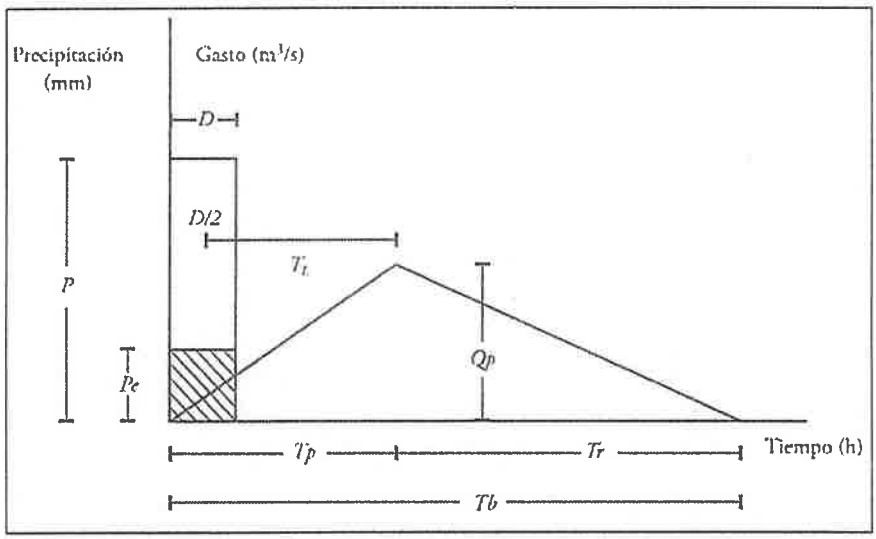


Figura 4: Esquema de cálculo del SCS HUT.

Procedimiento de cálculo para la determinación del caudal máximo

$$Q_P = PRF\frac{A}{T_p}$$

- Qp : caudal pico del hidrograma unitario, en m3/s/mm.
- A : área de la cuenca, en Km2.
- Tp : tiempo de ocurrencia del caudal pico, en horas.

En donde se cumple lo siguiente,

$$T_P = \frac{D}{2} + T_l$$

$$T_l = 0.6t_c \qquad Tr = XT_p \qquad D = \frac{t_c}{12} \qquad T_b = T_P + T_r$$

Siendo

- D: tiempo de duración de la precipitación efectiva, en horas.
- tc : tiempo de concentración, en horas.

Avda. Fernando de la Mora 3335 – Asunción – Paraguay
Cel: 0981 331 717
agrissetti@tirsa.com.py

Ing. Alberto Grissetti

- Tl : tiempo de retardo, medido desde el centro de gravedad del hietograma de precipitación efectiva hasta el pico del hidrograma de escurrimiento, en horas.
- Tr : tiempo de recesión, medido desde el pico del hidrograma hasta su finalización, en horas.
- Tp : tiempo al pico, en horas.
- Tb : tiempo base del hidrograma triangular, en horas.

Factor Pico del Hidrograma (PRF)

El Factor pico del hidrograma representa el efecto amortiguador de la ola de inundación y el almacenamiento en la cuenca. Silveira (2015) en su artículo Fator de Pico para Hidrogramas Unitários Sintéticos Triangulares, estableció parámetros y valores para calcular el PRF en cuencas donde no se cuentan con datos, dado la morfología de la cuenca.

Donde:

$$PRF = f\beta$$

f es un factor de conversión donde f = 645 es el factor para el PRF en unidades inglesas y f = 2,78 es para el PRF en unidades métricas. El coeficiente β se encuentra en función de **x**, conocido como el factor de recesión del hidrograma y representa la relación entre la recesión y la hora pico. La relación entre los mismos es dada por la siguiente fórmula:

$$\beta = \frac{2}{(1+x)}$$

En la Tabla 1 se encuentran los valores de factores de recesión sugeridos por Wanielista, Kersten e Eaglin (1997) utilizados en este estudio.

Tabla 1: Factores de pico y de recesión sugeridos por Wanielista, Kersten e Eaglin (1997) y 6 respectivamente.

Cuenca	PRF	x	β
Urbana	575	1.25	0.89
Típicas del SCS	484	1.67	0.75
Urbano/Rural mezclado	400	2.25	0.62
Rural de pendiente alta	300	3.33	0.46
Rural de pendiente media	200	5.5	0.31
Rural de baja pendiente	100	12	0.15

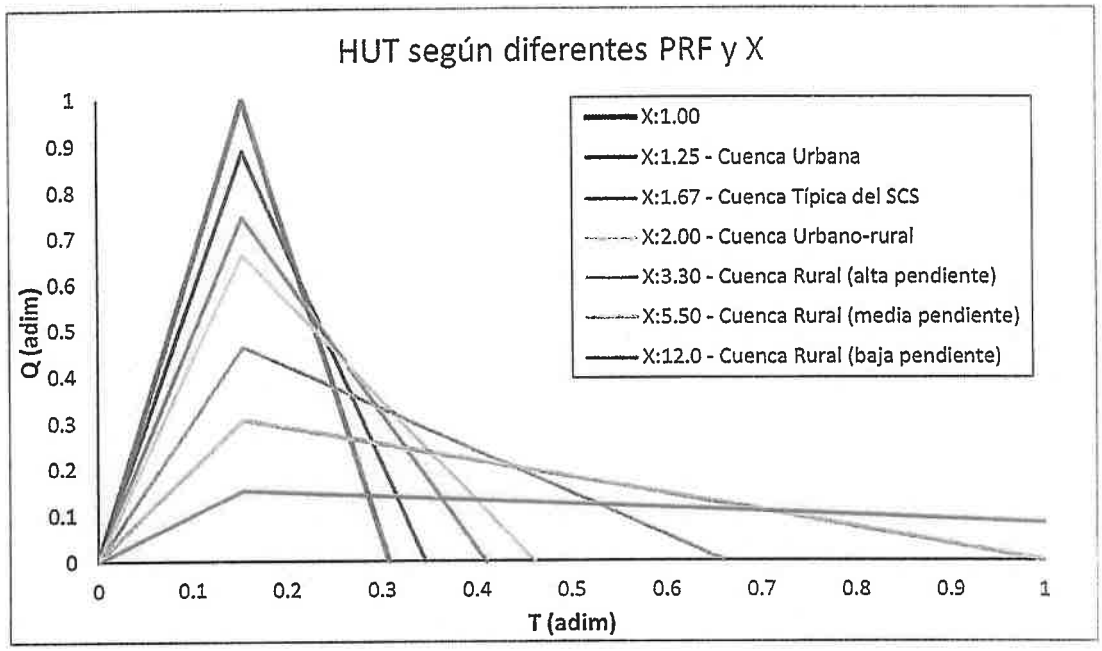


Figura 5: SCS HUT para cada PRF.

Precipitación efectiva

Es la parte de la lluvia total resultante de descontar las pérdidas por escorrentía superficial, percolación profunda y evaporación de la lluvia interceptada por el follaje o que puede aprovechar la vegetación para suplir sus demandas. La lluvia neta o precipitación efectiva a partir de:

$$Pe = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \qquad CN = \frac{25400}{254 + S}$$

- P: precipitación real total, en cm. Obtenida de las curvas IDF.
- S: máxima retención potencial.
- CN: Número de Curva

El valor de S se deduce del número de la curva de escurrimiento (CN – Curve Number), calculado en función del manejo del cultivo, de las propiedades y condiciones hidrológicas de infiltración del suelo. El valor de CN puede variar entre 0 y 100, siendo CN = 0 cuando no hay escurrimiento (S adopta valores muy grandes o infinito), y CN = 100 (cuando el volumen del escurrimiento es igual al de la precipitación, luego S toma el valor cero).

Conocidas las precipitaciones efectivas para cada intervalo Δt definido, se procede al cálculo de los caudales de proyecto mediante el "álgebra de los Hidrogramas", o sea, multiplicando las precipitaciones efectivas por las ordenadas del Hidrograma unitario, reiteradas a intervalos de tiempo iguales al intervalo unitario considerado.

Los valores de las descargas del Hidrograma de proyecto, por tanto, serán dados por:

$$Qi = \Delta Pe1\text{-}0 \,.\, q1 + \Delta Pe2\text{-}1 \,.\, q2 + \Delta Pe3\text{-}2 \,.\, q3 + ... \Delta Pei\text{-}n.\ qi$$

El caudal de proyecto de la cuenca corresponderá al valor máximo de las combinaciones obtenidas en las descargas del Hidrograma de proyecto.

FUENTE:

- SCS - Soil Conservation Service. *A Method for Estimating Volume and Rate of Runoff in Small Watersheds.* Washington, D.C.: U.S.N Department of Agriculture, 1973. (SCS-TP 149).
- SCS - Soil Conservation Service. *National engineering handbook.* Washington D.C.: U.S. Department of Agriculture, 1972. sec. 4.

4.3 Cálculo de la Infiltración

El cálculo de la infiltración es necesario para determinar la precipitación efectiva, es decir, la precipitación causante de escorrentía superficial. Uno de los métodos más utilizados, y que se aplica en este estudio, es el Método de Abstracciones o Número de Curva del SCS, debido a la cantidad de información empírica que se ha generado para el mismo.

El Método del Número de Curva (CN) fue desarrollado por el Servicio de Conservación de los Recursos Naturales (NRCS por sus siglas en inglés) de los Estados Unidos. El método consiste en asignar un CN promedio para toda una subcuenca, en función de su tipo y uso de suelo.

Con respecto al tipo de suelo, en el marco del PRUT (Programa de Racionalización y Uso de la Tierra) se desarrollaron mapas de orden y taxonomía de suelos, indicando los grupos hidrológicos de la Región Oriental, representando la capacidad de drenaje e infiltración. Los principales tipos se detallan a continuación.

- Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento y limos agregados.
- Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento y marga arenosa.
- Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.
- Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

En la figura 2 se observan los grupos hidrológicos que abarca la cuenca, de acuerdo con las consideraciones dadas. Nuestra cuenca aportante se encuentra en parte en el grupo B y en otro porcentaje menor en el grupo D.

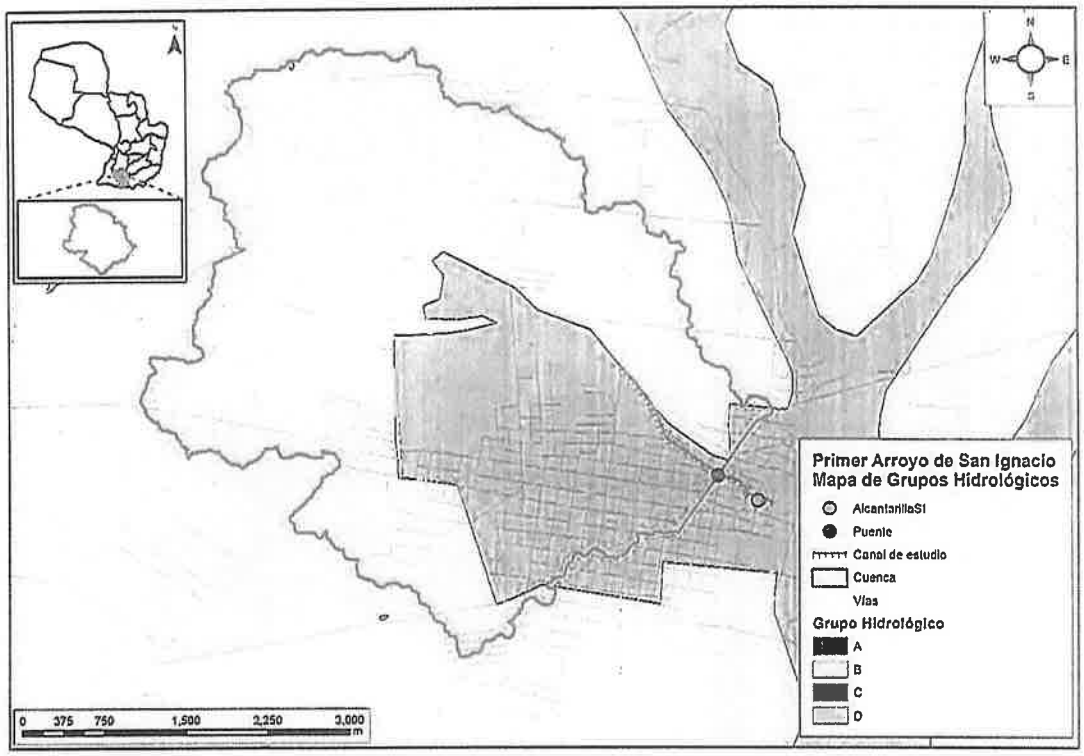


Figura 6. Mapa de Grupo Hidrológico

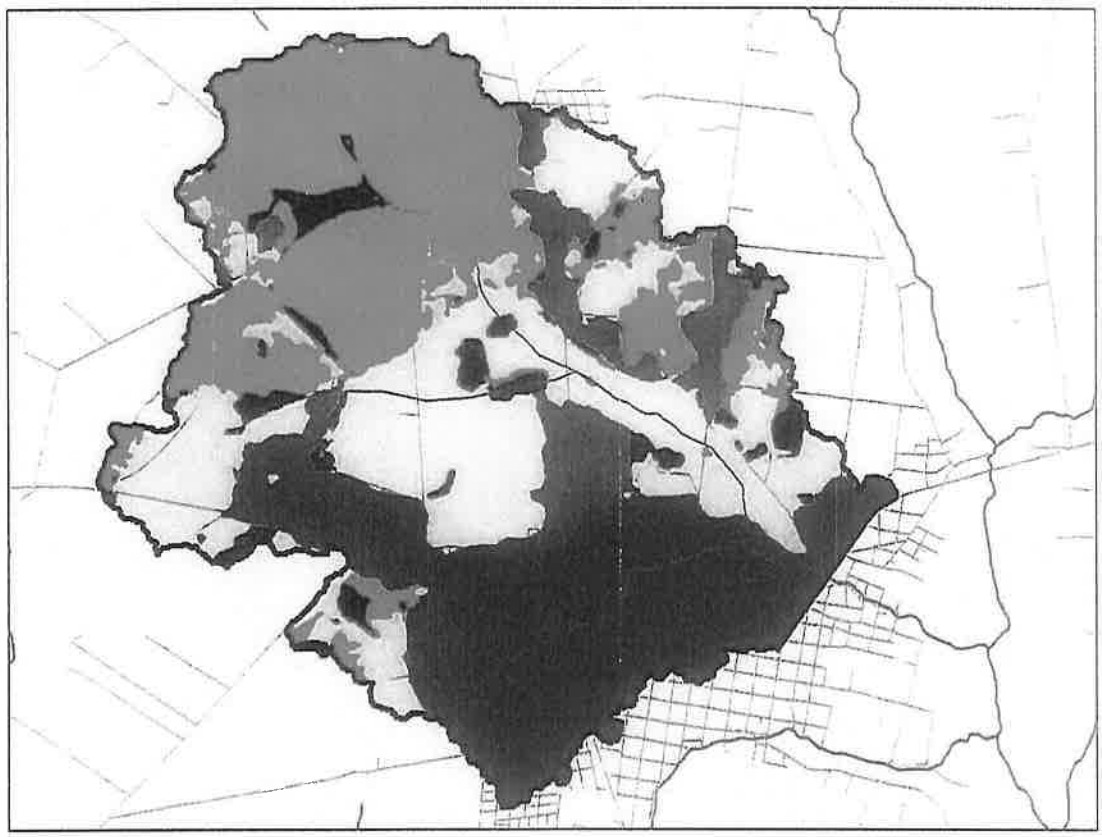


Figura 7. Mapa del uso de suelo.

Cada uso de suelo posee un valor diferente de CN, dependiendo del tipo de suelo. Los valores utilizados en este estudio son mostrados en la tabla que sigue.

Tabla 2: Valores de CN.

Uso de Suelo	A	B	C	D
	CN	CN	CN	CN
Pastizales	68	79	86	89
Bosques	45	66	77	83
Zonas Urbanas	78	84	85	87

Estos valores han sido estimados a partir de los valores presentados en el libro de Hidrología Aplicada (Ven te Chow, 1994). Con estos datos definidos, se realiza un cruzamiento digital del uso y tipo de suelo, de forma a ponderar el valor del CN a utilizar en la cuenca, proceso mostrado en tabla 2, resultando en lo que se muestra en la tabla 3.

Tabla 3. Calculo del CN de la cueca

Uso de suelo	Área Grupo B	∑CN*A	Área Grupo D	∑CN*A
Pastizal	912.4	72079.6	189.71	16884.0
Bosques	84.1	5551.0	15.77	1309.0
Zonas Urbanas	322.1	27054.9	343.45	29880.4
Sumatoria	1318.5	104685.5	548.93	48073.5
CN=(∑CN*A)/∑A	79.39		87.57	
	Ponderación	82.30	Se adopta	83.00

Tabla 4. Valores de CN adoptados para cada subcuenca.

Cuenca	Área	CN
C	1867.5	83

4.4 Tiempo de Concentración

La duración del evento de precipitación se debe seleccionar en base al tiempo de concentración (Tc) de la cuenca.

El tiempo de concentración de una cuenca se encuentra en función de la pendiente media, la longitud del cauce, la forma de la cuenca, la cobertura del suelo y en menor escala de otros parámetros fisiográficos. Para calcular el tiempo de concentración se utilizó la fórmula del DNOS (Departamento Nacional de Obras y Saneamiento del Brasil), expresada a continuación.

$$Tc = \frac{10}{K}\frac{A^{0.3}\,L^{0.2}}{I^{0.4}}$$

Siendo Tc el tiempo de concentración (min), A el área de la cuenca (has), L la longitud del curso de agua (m), I la pendiente en %.

El coeficiente "K" depende de las características geológicas de la cuenca, conforme lo descrito a continuación. (Extraído del Manual de Hidrologia Básica para Estructuras de Drenagem, DNIT).

- Terreno areno-arcilloso, cubierto de vegetación intensa, elevada absorción K=2.0
- Terreno común. cubierto de vegetación, absorción apreciable K=3.0
- Terreno arcilloso, cubierto de vegetación, absorción media K=4.0
- Terreno arcilloso de vegetación media, poca absorción K=4.5
- Terreno con roca, escasa vegetación, baja absorción K=5.0
- Terreno rocoso, vegetación pobre, reducida absorción K=5.5

El valor calculado para la cuenca se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 5: Cálculo del Tiempo de Concentración (DNOS).

Cuenca	Longitud (m)	Área (Ha)	Pendiente (%)	K adoptado	Tc (min)
Arroyo	5663.64	1865.99	0.81	4	195.6

El tiempo de concentración de toda la cuenca hasta el puente es de 195.6 minutos, lo que equivale a aproximadamente 3.26 horas.

4.5 Tiempo de Retorno y Precipitación de Diseño

Para el dimensionamiento y verificación de puentes, se calculan los caudales de diseño con un tiempo de retorno de 100 años y se verifica con un tiempo de retorno de 150 años, tal como lo establece el Manual de Carreteras.

Para el cálculo de caudales y posterior simulación hidrológica, se requiere introducir una precipitación de diseño, y para determinar la misma se utilizó una curva IDF. La expresión para calcular las intensidades en cada estación responde a la fórmula siguiente:

$$I = \frac{c\,Tr^{n}}{(tc + d)^{m}}$$

En donde I es la intensidad expresada en mm/h; tc es el tiempo de concentración en minutos; Tr es el tiempo de retorno en años; c, d, m, n son coeficientes determinados empíricamente.

Utilizando polígonos de Thiessen, se determina que la cuenca es afectada mayormente por las curvas IDF de Encarnación, por lo que se asigna la intensidad respectiva a la cuenca de acuerdo con su ubicación dentro del área de cobertura de las curvas.

Tabla 6. Parámetros para la Curva IDF de Encarnación.

Parámetros	Encarnación
c	302.97
n	0.21961
m	0.50867
d	0

Por lo tanto, la expresión anterior se reduce a la siguiente fórmula que sirve para representar las intensidades de las precipitaciones para cada caso:

$$I = \frac{302.97 * Tr^{0.21961}}{(tc + 0)^{0.50867}}$$

Se utiliza la curva IDF de Encarnación debido a que la cuenca y el área de estudio se encuentra en el área de influencia de ésta. Se utilizó el método de los polígonos de Thiessen para determinar la curva IDF más adecuada.

El tiempo de retorno de una precipitación viene relacionado con la probabilidad de un evento y el riesgo de inundación que ello puede conllevar. Los caudales se calculan con un Tiempo de Retorno (TR) de 100 años, que corresponden a la recurrencia adoptada para el presente estudio.

De acuerdo al Manual de Carreteras del Paraguay, para la verificación de puentes, se debe utilizar un Tiempo de Retorno de 100 años, por lo que fue el elegido para la verificación y adecuación de obras de este tipo.

Seguidamente, la precipitación incremental se construye en base al método de bloques alternos (Ven Te Chow, 1994), de manera a ubicar la mayor intensidad de lluvia luego de una saturación inicial del suelo, representando así la situación más desfavorable. La precipitación de mayor intensidad se sitúa en el centro del hietograma.

El resultado de este proceso y los bloques alternados se presentan en la figura, junto a la precipitación acumulada calculada, para el TR adoptado.

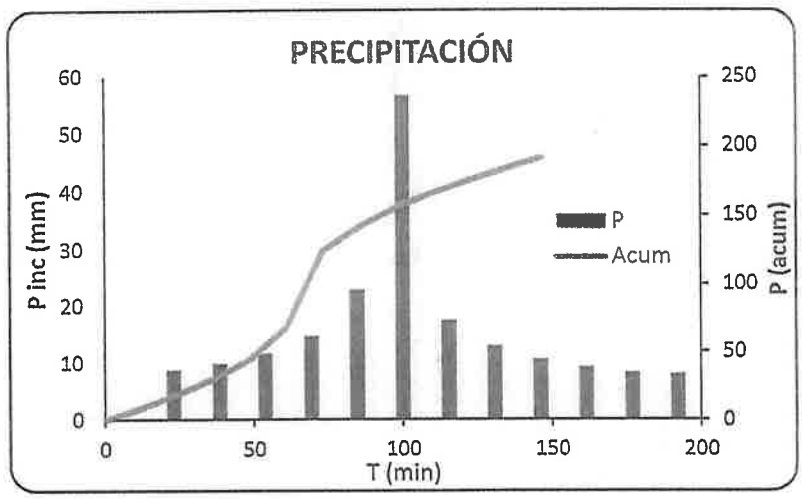


Figura 8. Hietograma de diseño.

4.6 Caudales Calculados

Para el cálculo del Caudal se utilizó el método del Hidrograma Unitario. El Hidrograma Unitario es el hidrograma de escorrentía directa causado por una lluvia efectiva unitaria de 1 cm, de intensidad constante a lo largo de la duración efectiva y distribuida uniformemente sobre el área de drenaje.

Con la aplicación del diagrama unitario pudimos predecir la forma del hidrograma de crecida y el caudal máximo, mostrado en la figura y Finalmente, el caudal de diseño a ser introducidos en el HEC-RAS es de 206 m³/s.

- Caudal Máximo (TR 100): **206 m³/s**

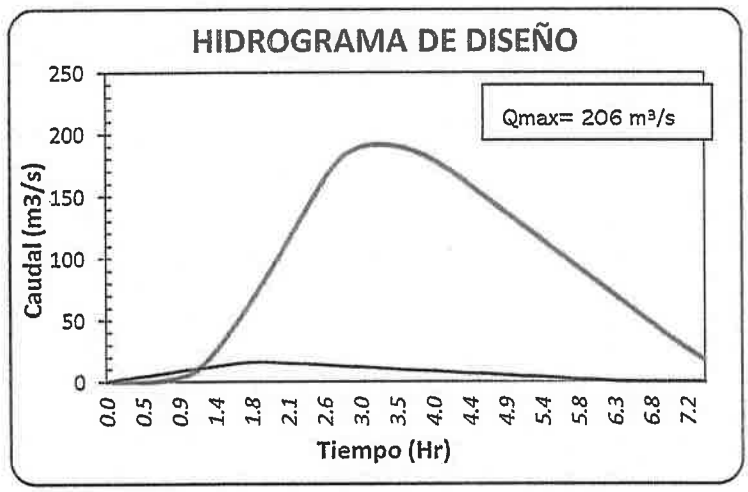


Figura 9. Hidrograma de diseño.

5 MODELO HIDRÁULICO: HECRAS

5.1Método utilizado

Con los datos topográficos se generan las secciones transversales, para simular el flujo permanente en 1D (una dimensión) en el modelo HEC-RAS, luego se introducen las secciones y los datos del puente, se interpolan las secciones para mayor precisión y finalmente se añaden los datos de caudales calculados más arriba y se realiza la simulación, el resultado es el perfil hidrodinámico del curso de agua, con las velocidades discriminadas en cada sección.

5.2. Secciones transversales

Para representar adecuadamente el modelo hidráulico, se utilizaron datos geométricos de secciones transversales del cauce, obtenidas mediante un relevamiento topográfico del cauce y su planicie de inundación en la zona del puente.

Para este estudio, se analizaron varias secciones transversales bien representativas del cauce con su planicie de inundación hacia aguas arriba y abajo del puente. En la Figura 10 se ve un ejemplo de sección transversal, aguas arriba del puente.

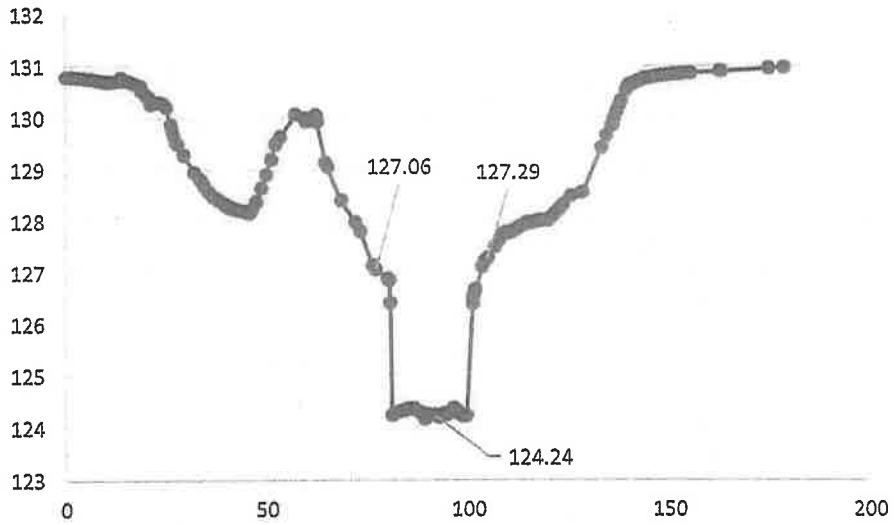


Figura 10. Sección transversal del canal

Tal como se aprecia, bajo el puente la cota de fondo es 124.24. El borde superior izquierdo se encuentra en la cota 127.06, mientras que la planicie de inundación derecha empieza en la cota 127.29. Esta sección transversal es graficada mirando hacia aguas abajo, en la dirección del flujo.

5.3 Condiciones de cálculo y parámetros hidráulicos

Se han utilizado los siguientes datos de entrada:

- Secciones topográficas de perfiles de terreno en la zona del puente nuevo, tanto aguas abajo como aguas arriba del puente.
- Caudales máximos para TR 100 obtenido en el capítulo anterior.
- Geometrías de la obra de arte.

Consideraciones para el cálculo:

1. Como condición de borde hacia aguas abajo del modelo se utiliza el concepto de "Normal Depth", en el cual se presume que la pendiente longitudinal del cauce se mantiene constante y paralela al nivel del agua hacia aguas abajo la distancia suficiente como para que no afecte al puente. Se adopta esta condición de borde ante la falta de otros datos.
2. Se toma introduce dentro del modelo las alcantarillas cuádruples de 3x3 (ACC 4x3.0x3.0) construidos a una distancia de 440 metros aguas abajo del la ruta 1. Se considera esta obra ya que causa una obstrucción en el canal.
3. Como condición de borde hacia aguas arriba, se tienen los caudales generados.
4. Como criterio de cálculo, se simula el flujo de agua en un régimen subcrítico, situación en la cual se tienen los niveles de agua más elevados.
5. Coeficientes de rugosidad de Manning calculados por el método de Cowan.

Método de Cowan

Reconociendo varios factores primarios que afectan el coeficiente de rugosidad, Cowan desarrollo un procedimiento para la evaluación de n. Según este procedimiento el valor de n pude ser calculado por la ecuación:

$$n = (n_1 + n_2 + n_3 + n_4)n_5$$

- n_0 - Valor básico de n para un canal recto y uniforme de un material dado.
- n_1 - Se determina para corregir el efecto por irregularidades de la superficie.
- n_2 - Se considera las variaciones en la forma y tamaño de la sección transversal del canal.
- n_3 - Se considera el efecto de obstrucción u obstáculos al flujo.
- n_4 - Depende de la vegetación.
- n_5 - Depende de la sinuosidad longitudinal del canal.

En la Tabla 7 a continuación, se muestran los cálculos que justifican el coeficiente de Manning adoptado para la simulación hidráulica.

- Coeficiente de Manning para el canal de gaviones: 0.027
- Coeficiente de Manning para las planicies de inundación: mostrado en la siguiente tabla.

185 (ciento ochenta y cinco)

Tabla 7. Cálculo del coef. de rugosidad por el método de Cowan en las planicies de inundación.

Planicies de Inundación					
Material del cauce:	n_0	A	Arena	0.020	
		B	Roca	0.025	
		C	Grava fina	0.024	
		D	Grava gruesa	0.028	
Material del cauce adoptado:				A	= 0.020
Grado de irregularidad:	n_1	A	Ninguna	0.000	
		B	Menor	0.005	
		C	Moderado	0.010	
		D	Severo	0.020	
Grado de irregularidad adoptado:				B	= 0.005
Variabilidad de la sección transversal:	n_2	A	Gradual	0.000	
		B	Ocasional	0.005	
		C	Frecuente	0.015	
Variación de la sección adoptada:				B	= 0.005
Efecto relativo de las obstrucciones:	n_3	A	Despreciable	0.000	
		B	Menor	0.010	
		C	Apreciable	0.020	
		D	Severo	0.040	
Efecto de las obstrucciones adoptado:				B	= 0.010
Vegetación:	n_4	A	Baja	0.005	
		B	Media	0.015	
		C	Alta	0.025	
		D	Muy alta	0.050	
Vegetación adoptada:				B	= 0.015
Grado de sinuosidad:	n_5	A	Menor	1.00	
		B	Apreciable	1.15	
		C	Severo	1.30	
Grado de sinuosidad adoptado:				A	= 1.00
Valor de " n " adoptado según COWAN n =				0.055	

La Figura 11 muestra en planta el cauce con las secciones transversales en la interfaz de HEC-RAS. Se interpolaron secciones transversales a partir de las secciones transversales relevadas con topografía. Esta interpolación entre secciones mejora el comportamiento hidráulico del programa, haciendo que se minimice el error al tener mayor estabilidad numérica durante la simulación.

184 (ciento ochenta y cuatro)

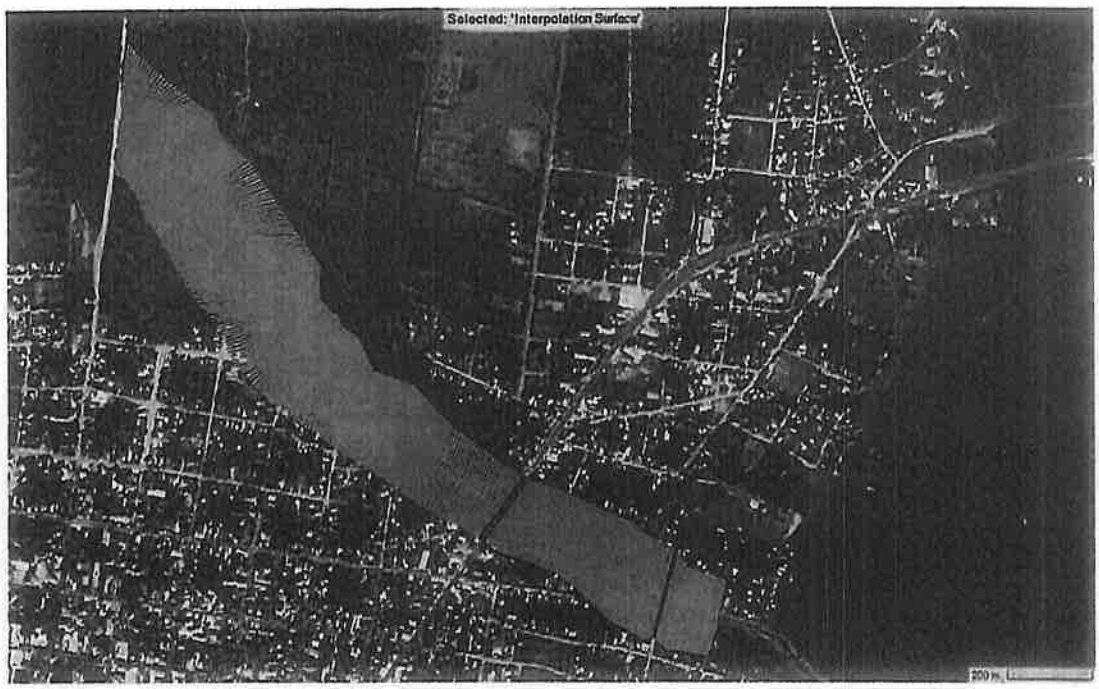


Figura 11. Vista en planta del cauce con el puente y secciones transversales en HEC-RAS.

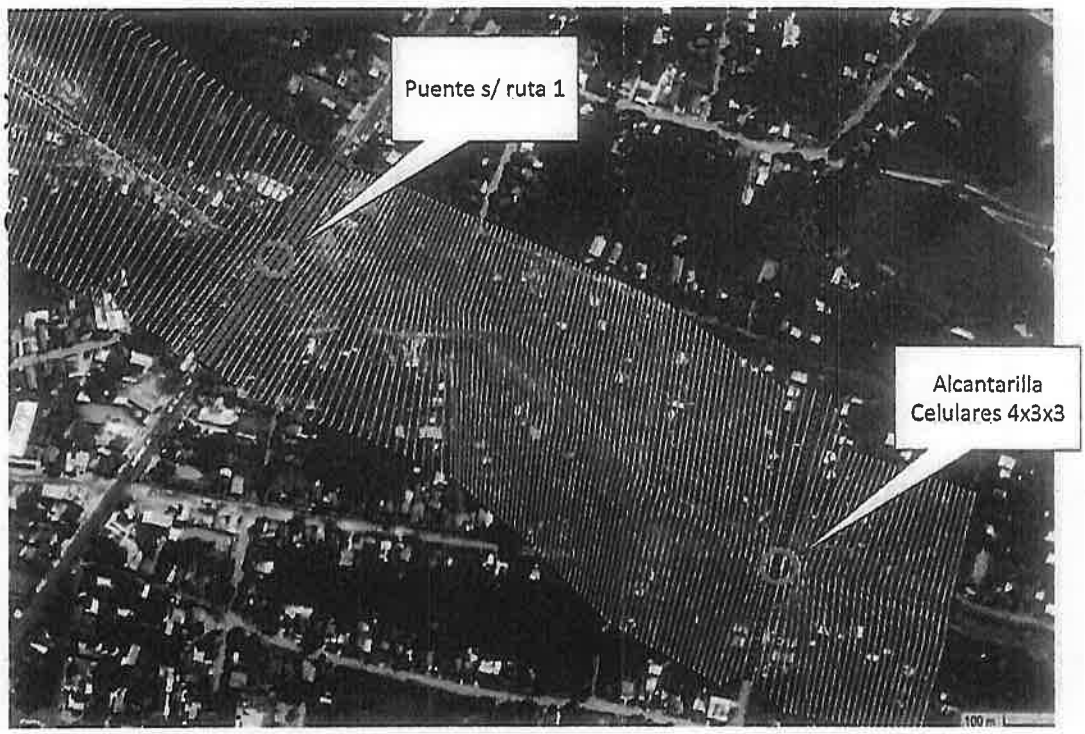


Figura 12. Alcantarillas ubicadas aguas abajo del puente de ruta 1.

5.4. Salidas de la Simulación

El dimensionamiento del puente se realizó con el perfil que se muestra en la figura 13. Se considera un puente de 20 m. Así, para un TR 100, se muestran los niveles de agua, obtenidos a partir del programa HEC-RAS. En las figuras, se puede ver que el nivel de agua bajo el puente alcanza las siguientes cotas.

- Longitud del puente: **20 m**
- Cota de Fondo del Canal: **124.17 m**
- Cota del Nivel Máximo de Agua p/TR100: **128.2 m**
- Cota de Fondo de Viga: **128.9 m**
- Cota de Rasante: **130.6 m**
- Revancha: **0.7 m**

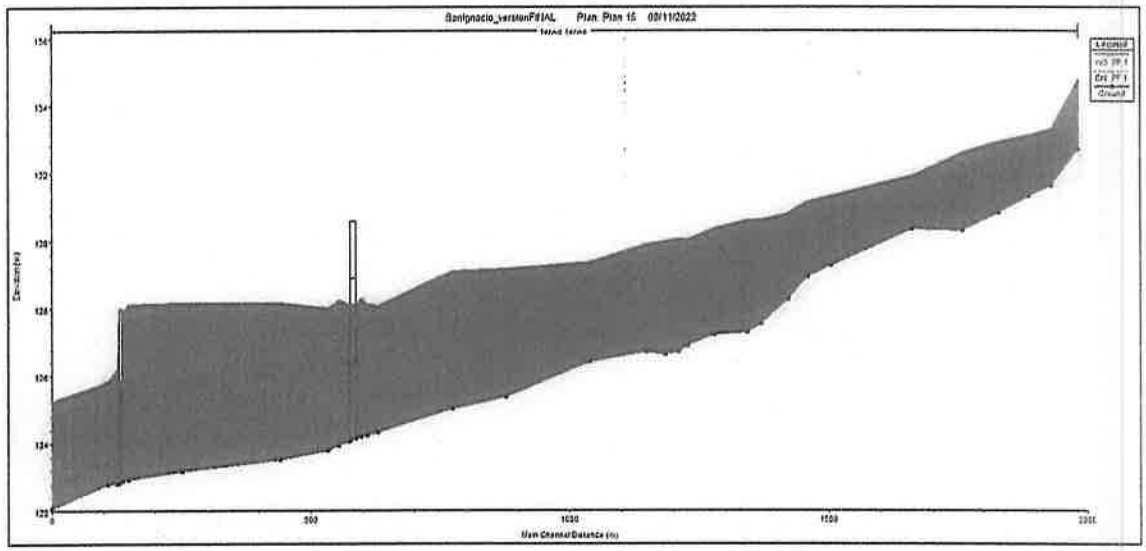


Figura 13. Perfil Longitudinal del canal con un puente de 20 metros

Ante estos valores observamos que un puente de 20 metros de ancho no cumpliría la revancha mínima presentada en el manual de carreteras, ya que con la modelación se obtiene una revancha de 0.7 metros aproximadamente.

Se observa que las 4 alcantarillas de 3 x 3, con una sección de 12 m, obstruyen el canal de 20 m. Como las alcantarillas están muy cerca del puente de ruta 1, el efecto del estrangulamiento repercute en la revancha del puente.

A continuación se muestra la sección transversal del puente.

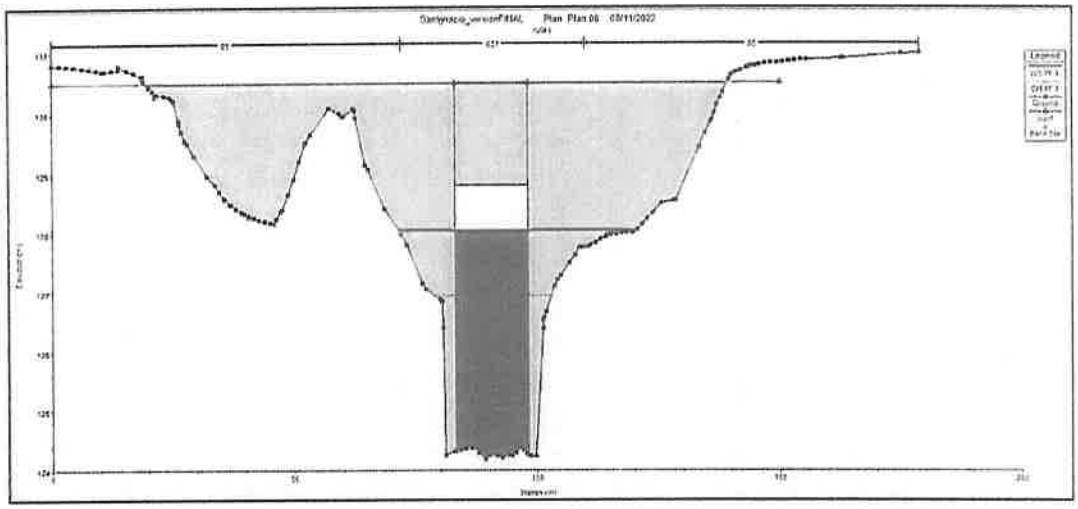


Figura 14. Perfil Transversal del canal con un puente de 20 metros

Esto se da debido a que aguas abajo se encuentran en uso unas alcantarillas que generan un remanso aguas arriba debido a la poca sección que poseen en comparación al caudal que se transporta, y si verificamos el caudal de diseño de las alcantarillas este da un valor de 170.58, que es menor al caudal calculado de 206 m³/s, el valor es observado en la siguiente figura.

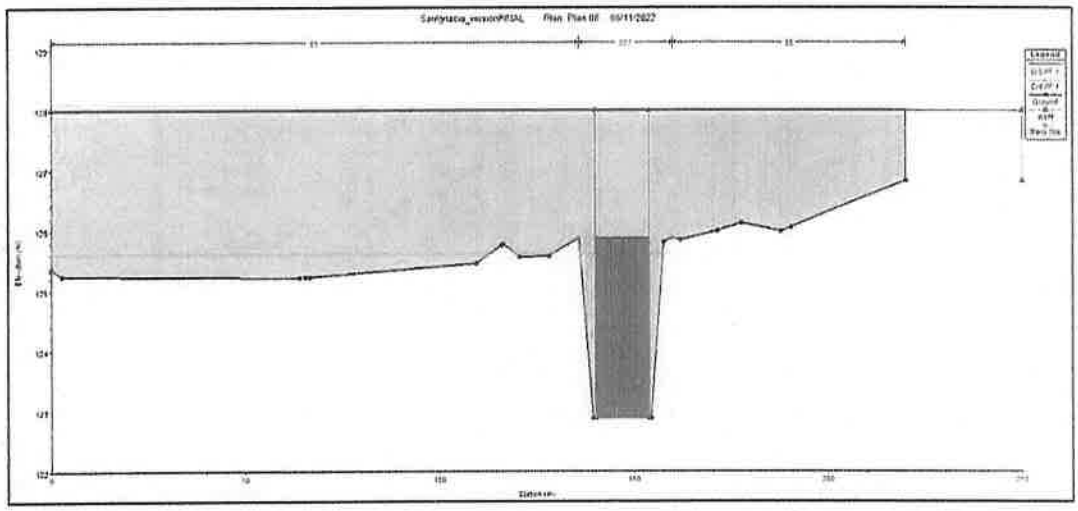


Figura 15. Perfil transversal de las alcantarillas

181 (ciento ochenta y uno)

Ing. Alberto Grissetti, MSc.
Hidrología/Hidráulica, Saneamiento y Drenaje Pluvial

Bridge Output

File Type Options Help

River: 1erAo Profile: PF 1

Reach 1erAo RS: 588 Plan: Plan 14

Plan: Plan 14 1erAo 1erAo RS: 588 Profile: PF 1

		Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. US. (m)	128.31	E.G. Elev (m)	128.31	128.29
W.S. US. (m)	127.88	W.S. Elev (m)	127.88	127.88
Q Total (m3/s)	206.00	Crit W.S. (m)	126.55	126.46
Q Bridge (m3/s)	206.00	Max Chl Dpth (m)	3.71	3.80
Q Weir (m3/s)		Vel Total (m/s)	2.91	2.84
Weir Sta Lft (m)		Flow Area (m2)	70.81	72.52
Weir Sta Rgt (m)		Froude # Chl	0.48	0.47
Weir Submerg		Specif Force (m3)	187.27	191.96
Weir Max Depth (m)		Hydr Depth (m)	3.54	3.63
Min El Weir Flow (m)	130.60	W.P. Total (m)	26.24	26.39
Min El Prs (m)	128.90	Conv. Total (m3/s)	5490.1	5691.0
Delta EG (m)	0.02	Top Width (m)	20.00	20.00
Delta WS (m)	0.00	Frctn Loss (m)	0.02	0.00
BR Open Area (m2)	91.17	C & E Loss (m)	0.01	0.00
BR Open Vel (m/s)	2.91	Shear Total (N/m2)	37.26	35.31
BR Sluice Coef		Power Total (N/m s)	108.38	100.30
BR Sel Method	Energy only			

Figura 16. Datos del HEC-RAS referido al puente de 20 m.

Culvert Output

File Type Options Help

River: 1erAo Profile: PF 1 Culv Group: Culvert #1

Reach 1erAo RS: 140 Plan: Plan 08

Plan: Plan 08 1erAo 1erAo RS: 140 Culv Group: Culvert #1 Profile: PF 1

Q Culv Group (m3/s)	170.58	Culv Full Len (m)	5.00
# Barrels	4	Culv Vel US (m/s)	4.74
Q Barrel (m3/s)	42.64	Culv Vel DS (m/s)	4.74
E.G. US. (m)	128.23	Culv Inv El Up (m)	122.88
W.S. US. (m)	127.76	Culv Inv El Dn (m)	122.80
E.G. DS (m)	126.95	Culv Frctn Ls (m)	0.04
W.S. DS (m)	126.48	Culv Exit Loss (m)	0.68
Delta EG (m)	1.29	Culv Entr Loss (m)	0.57
Delta WS (m)	1.28	Q Weir (m3/s)	35.02
E.G. IC (m)	128.18	Weir Sta Lft (m)	0.00
E.G. OC (m)	128.23	Weir Sta Rgt (m)	220.09
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	0.00
Culv WS Inlet (m)	125.88	Weir Max Depth (m)	0.23
Culv WS Outlet (m)	125.80	Weir Avg Depth (m)	0.23
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	51.59
Culv Crt Depth (m)	2.74	Min El Weir Flow (m)	128.00

Errors, Warnings and Notes

Figura 17. Datos del HEC-RAS referido a las alcantarillas actuales.

Avda. Fernando de la Mora 3335 – Asunción – Paraguay
Cel: 0981 331 717
agrissetti@tirsa.com.py

Ing. Alberto Grissetti

5.5. Recomendaciones Finales

La geometría inicial es modificada para incluir las propuestas de mejoramientos. Los cambios se resumen en dos medidas, que se detallan a continuación.

5.5.1. Propuesta ampliación de la cantidad de celulares

El puente dentro del tramo de estudio fue ajustado para TR100, buscando una revancha mínima de 1 m. Con las alcantarillas actuales, se concluyó que un puente de 20 m era mínimamente lo que se debe plantear, ya que una sección menor causaría revanchas ínfimas que inclusive podría acarrear inundaciones en el mismo.

Además, se recomienda aumentar la cantidad de las alcantarillas, ya que actualmente las 4 alcantarillas dispuestas no son suficientes para el caudal circulante lo que ocasiona el remanso observado en el perfil longitudinal. Se propone añadir 2 alcantarillas más, uno de cada lado, aumentando así el área de escurrimiento del agua y disminuyendo el remanso que se genera hacia aguas arriba, esto hará que el puente de 20 metros tenga una revancha de 1.15 metros cumpliendo así con lo establecido por el Manual de Carretas del Paraguay.

- Cota de Fondo del Canal: **124.17 m**
- Cota del Nivel Máximo de Agua p/TR100: **127.77 m**
- Cota de Fondo de Viga: **128.9 m**
- Cota de Rasante: **130.6 m**
- Revancha: **1.15 metros.**

En las figuras se muestras los resultados del modelo al añadir las alcantarillas y manteniendo el puente de 20 metros de abertura.

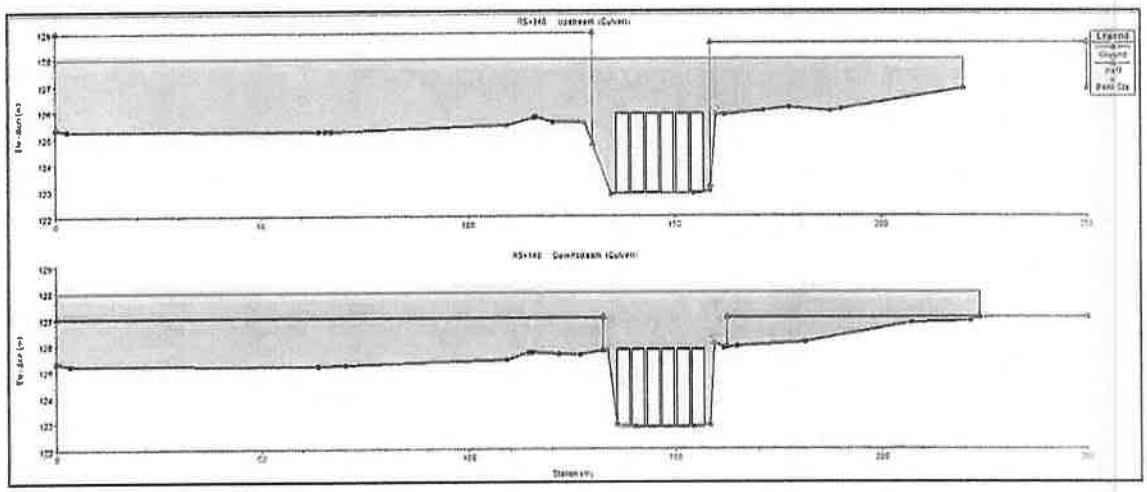


Figura 18. Propuesta de alcantarillas aguas debajo de ruta 1. Se agregan 2.

179(ciento setenta y nueve)

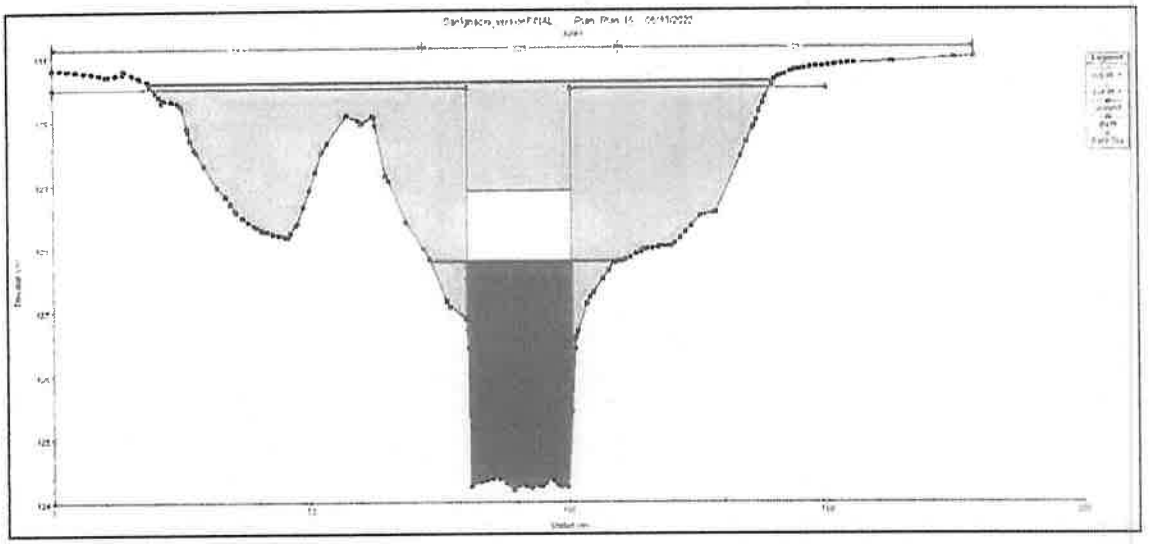


Figura 19. Perfil Transversal del canal con la propuesta de adición de alcantarillas.

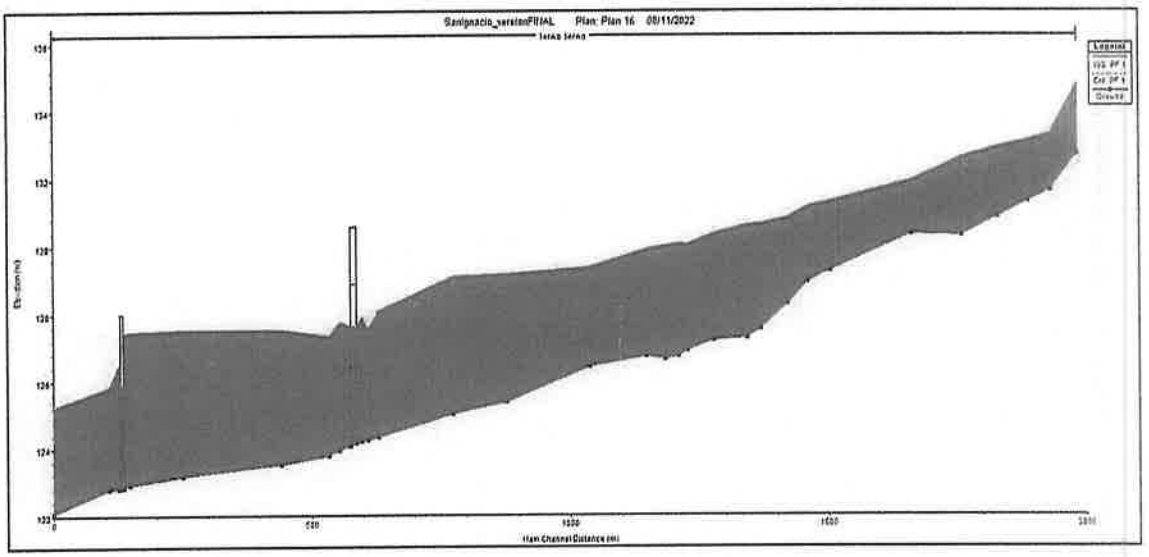


Figura 20. Perfil Longitudinal del canal con la propuesta de adición de alcantarillas

Culvert Output

File Type Options Help

River: 1erAo Profile: PF 1 Culv Group: Culvert #1

Reach 1erAo RS: 140 Plan: Plan 15

Plan: Plan 15 1erAo 1erAo RS: 140 Culv Group: Culvert #1 Profile: PF 1

Q Culv Group (m3/s)	198.00	Culv Full Len (m)	5.00
# Barrels	6	Culv Vel US (m/s)	3.67
Q Barrel (m3/s)	33.00	Culv Vel DS (m/s)	3.67
E.G. US. (m)	127.63	Culv Inv El Up (m)	122.88
W.S. US. (m)	127.50	Culv Inv El Dn (m)	122.80
E.G. DS (m)	126.81	Culv Frctn Ls (m)	0.02
W.S. DS (m)	126.58	Culv Exit Loss (m)	0.45
Delta EG (m)	0.82	Culv Entr Loss (m)	0.34
Delta WS (m)	0.93	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	126.75	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	127.63	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	125.88	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	125.80	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	2.31	Min El Weir Flow (m)	128.00

Figura 21. Datos del HEC-RAS referido a las alcantarillas propuestas.

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
1erAo	637.71	PF 1	206.00	124.35	128.18	128.18	129.01	0.010140	4.11	58.25	51.70	0.84
1erAo	630.91*	PF 1	206.00	124.32	127.85	127.85	128.80	0.009370	4.34	49.91	37.65	0.92
1erAo	624.11*	PF 1	206.00	124.29	127.67	127.53	128.59	0.005044	4.25	49.24	30.23	0.91
1erAo	617.31	PF 1	206.00	124.26	127.83	127.17	128.48	0.003051	3.59	60.19	40.74	0.73
1erAo	611.76*	PF 1	206.00	124.24	128.05		128.38	0.001225	2.55	90.06	64.59	0.48
1erAo	606.21	PF 1	206.00	124.22	128.11		128.34	0.000696	2.15	96.11	79.82	0.37
1erAo	601.06*	PF 1	206.00	124.19	128.09		128.34	0.000940	2.23	96.88	53.89	0.44
1erAo	595.9052	PF 1	206.00	124.17	127.88	126.55	128.31	0.001154	2.91	70.83	39.98	0.49
1erAo	588		Bridge									
1erAo	582.4485	PF 1	206.00	124.08	127.88		128.29	0.001068	2.84	72.49	42.32	0.48
1erAo	577.47*	PF 1	206.00	124.05	127.96		128.25	0.001018	2.37	86.96	42.98	0.44
1erAo	572.49*	PF 1	206.00	124.01	128.00		128.22	0.001054	2.12	97.29	43.36	0.44
1erAo	567.52*	PF 1	206.00	123.98	128.00		128.22	0.000955	2.08	99.05	45.09	0.43
1erAo	562.5411	PF 1	206.00	123.94	128.00		128.21	0.000997	2.03	101.57	47.28	0.43
1erAo	558.45*	PF 1	206.00	123.91	127.96		128.20	0.001203	2.18	94.56	43.52	0.47
1erAo	554.37*	PF 1	206.00	123.88	127.91		128.19	0.001391	2.37	86.95	39.40	0.51
1erAo	550.28*	PF 1	206.00	123.85	127.84		128.18	0.001616	2.60	79.31	34.97	0.55
1erAo	546.20*	PF 1	206.00	123.82	127.74		128.17	0.001831	2.87	71.73	29.59	0.59
1erAo	542.11	PF 1	206.00	123.79	127.64		128.15	0.001997	3.17	65.10	29.50	0.61
1erAo	537.24*	PF 1	206.00	123.78	127.63		128.14	0.001976	3.15	65.66	34.85	0.61
1erAo	532.36*	PF 1	206.00	123.76	127.62		128.12	0.001973	3.14	66.47	40.65	0.61
1erAo	527.49*	PF 1	206.00	123.75	127.62		128.11	0.002063	3.11	67.74	47.63	0.62

Figura 22. Cotas de niveles de agua en las secciones cercanas al puente.

6 CONCLUSIONES

Para el cálculo de caudales se prevé un aumento del mismo por crecimiento urbano e impermeabilización de la cuenca. Por otro lado, las obras de Drenaje de la ciudad de San Ignacio colectan y aceleran el caudal de la ciudad al arroyo aumentando su caudal actual, no habiendo atenuación entre la descarga y el puente de ruta 1.

Aguas abajo de la Ruta 1, existe una alcantarilla celular cuádruple 4x3x3 (12 m de ancho) ubicada 400 m del puente que estrangula la sección ocasionando un aumento de los niveles de agua debido al remanso generado.

Considerando lo anterior, el Puente de 15 m no verifica la revancha mínima de 1 m. Resulta prudente considerar una revancha mayor a 1m considerando que es una ruta internacional y duplicación en pocos años, para lo cual:

1. **Se recomienda la construcción de un Puente de 20 m (cota de fondo de viga: 128.90), manteniendo la cota de rasante del Puente Existente (130.6), de tal forma a no modificar la rasante de la ruta evitando movimientos de suelo, además de levantar innecesariamente la ruta que actualmente ya se encuentra sobreelevada con respecto a las viviendas aledañas.**
2. **Aumentar la cantidad de alcantarillas en el cruce aguas debajo de la ruta 1, para pasar de 4 celulares de 3x3 a 6 celulares de 3x3, agregando uno de cada lado con el fin de que el puente verifique la norma.**

Con esto además se garantiza que el nivel de agua entre el puente de ruta 1 y las alcantarillas no supere la cota 127.80, que es la cota a la que se encuentran las viviendas en los asentamientos.

Es mi informe,

Ing. Alberto Grissetti, MSc.
Reg. Prof. M.O.P.C. N° 2224

7 ANEXOS

Cálculo de Caudal de Diseño

Q: 205.5 m3/s

Proyecto	*Caminos Vecinales Caaguazú*	Tramo	15	Prog:	*4+064*
Arroyo:					

Características de la Cuenca

Área (A):		ha
Área (A):	18.65991	km²
Longitud (L):		m
Pendiente (i):		%
Desnivel (dh):	45.9	m
SCS Curve Number:		
Almacenam. (S):	52.0	mm
Porcentaje retenc.:	20%	
Abstracc. Inic. (Ia):	10.4	mm

Tiempo de Concentración y Factor Pico (SCS)

Fórmula:	DNOS			
K DNOS:			β calculado:	0.56
Tc:	146.7	min	X calculado:	2.55
Tc:	2.45	hs	X adoptado:	2.55
			1+X:	3.55
Δt:	12.2	min		
Δt Adop.	12.2	min	PRF (Inglés):	363.3
tp:	88.0	min	PRF (SI):	1.56
Tp:	94.1	min		
Tr:	240.1	min	Vol. hasta el pico:	28.2%
Tb:	334.3	min	qp: 18.61	m³/s/cm

IDF, TR

TR:		años
IDF:		
c:	302.97	
n:	0.21961	
d:	0.000000	
m:	0.50867	

MÉTODO DE LAS ABSTRACCIONES (SCS)

Distribución temporal de la precitación: Bloques Alternos

Cálculo de la Precipitación Efectiva

Intervalo (min)	Pinc (mm)	Pacum (mm)	S (mm)	Ia (mm)	Fa (mm)	Pe Acum (mm)	Pe Inc (mm)	Pe Inc (cm)
0.0	0.00	0.00	52.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12.2	8.11	8.11	52.02	8.11	0.00	0.00	0.00	0.00
24.5	9.15	17.27	52.02	10.40	6.06	0.80	0.80	0.08
36.7	10.72	27.99	52.02	10.40	13.14	4.44	3.64	0.36
48.9	13.51	41.50	52.02	10.40	19.46	11.63	7.19	0.72
61.1	21.05	62.55	52.02	10.40	26.04	26.10	14.47	1.45
73.4	51.88	114.44	52.02	10.40	34.68	69.35	43.25	4.32
85.6	16.08	130.51	52.02	10.40	36.30	83.81	14.46	1.45
97.8	11.88	142.39	52.02	10.40	37.32	94.67	10.86	1.09
110.0	9.85	152.24	52.02	10.40	38.06	103.77	9.10	0.91
122.3	8.59	160.83	52.02	10.40	38.65	111.77	7.99	0.80
134.5	7.71	168.54	52.02	10.40	39.15	118.99	7.22	0.72
146.7	7.36	175.90	52.02	10.40	39.58	125.91	6.93	0.69

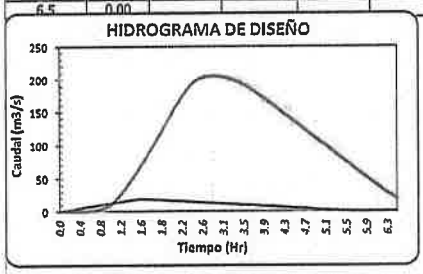
K SCS	1.00
K Españ.	0.92
K Fhruling	0.95
K In.Cv.Eng	0.93
k prom	0.95
mod IDF	

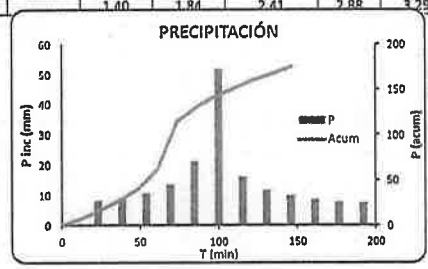
Precipitación Incremental

Intervalo (min)	Intensidad (mm/h)	P acum (mm)	P inc (mm)
0.0	0.0	0.0	0.0
12.2	268.1	51.9	51.9
24.5	188.4	72.9	21.1
36.7	153.3	89.0	16.1
48.9	132.4	102.5	13.5
61.1	118.2	114.4	11.9
73.4	107.8	125.1	10.7
85.6	99.6	135.0	9.8
97.8	93.1	144.1	9.2
110.0	87.7	152.7	8.6
122.3	83.1	160.8	8.1
134.5	79.2	168.5	7.7
146.7	75.7	175.9	7.4

HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Intervalo (hr)	qi	P inc (cm) 0.00	0.08	0.36	0.72	1.45	4.32	1.45	1.09	0.91	0.80	0.72	0.69	Q tot (m3/s)
0.0	0.00													0.0
0.2	2.42													0.0
0.4	4.83		0.19											0.2
0.6	7.25		0.39	0.88										1.3
0.8	9.67		0.58	1.76	1.74									4.1
1.0	12.08		0.77	2.64	3.48	3.50								10.4
1.2	14.50		0.97	3.52	5.21	6.99	10.45							27.1
1.4	16.92		1.16	4.40	6.95	10.49	20.90	3.49						47.4
1.6	18.61		1.35	5.28	8.69	13.99	31.35	6.99	2.63					70.3
1.6	18.32		1.49	6.16	10.43	17.49	41.80	10.48	5.25	2.20				95.3
1.8	17.38		1.46	6.78	12.17	20.98	52.25	13.98	7.88	4.40	1.93			121.8
2.0	16.43		1.39	6.67	13.38	24.48	62.71	17.47	10.50	6.60	3.86	1.74		148.8
2.2	15.48		1.31	6.33	13.18	26.93	73.16	20.96	13.13	8.79	5.80	3.49	1.67	174.8
2.4	14.53		1.24	5.98	12.50	26.52	80.47	24.46	15.75	10.99	7.73	5.23	3.35	194.2
2.6	13.59		1.16	5.64	11.82	25.15	79.24	26.90	18.38	13.19	9.66	6.98	5.02	203.1
2.9	12.64		1.09	5.29	11.14	23.77	75.15	26.49	20.22	15.39	11.59	8.72	6.69	
3.1	11.69		1.01	4.95	10.45	22.40	71.05	25.12	19.91	16.93	13.52	10.47	8.37	204.2
3.3	10.74		0.93	4.60	9.77	21.03	66.95	23.75	18.88	16.67	14.88	12.21	10.04	199.7
3.5	9.80		0.86	4.26	9.09	19.66	62.85	22.38	17.85	15.81	14.65	13.43	11.72	192.6
3.7	8.85		0.78	3.91	8.41	18.29	58.76	21.01	16.82	14.95	13.89	13.23	12.89	182.9
3.9	7.90		0.71	3.57	7.73	16.92	54.66	19.64	15.79	14.09	13.13	12.55	12.69	171.5
4.1	6.96		0.63	3.22	7.05	15.55	50.56	18.27	14.76	13.22	12.38	11.86	12.03	159.5
4.3	6.01		0.56	2.88	6.37	14.18	46.47	16.90	13.73	12.36	11.62	11.18	11.38	147.6
4.5	5.06		0.48	2.53	5.68	12.81	42.37	15.54	12.70	11.50	10.86	10.49	10.72	135.7
4.7	4.11		0.40	2.19	5.00	11.44	38.27	14.17	11.67	10.64	10.10	9.81	10.07	123.8
4.9	3.17		0.33	1.84	4.32	10.07	34.18	12.80	10.64	9.78	9.35	9.13	9.41	111.8
5.1	2.22		0.25	1.50	3.64	8.69	30.08	11.43	9.62	8.91	8.59	8.44	8.75	99.9
5.3	1.27		0.18	1.15	2.96	7.32	25.98	10.06	8.59	8.05	7.83	7.76	8.10	88.0
5.5	0.32		0.10	0.81	2.28	5.95	21.88	8.69	7.56	7.19	7.08	7.07	7.44	76.0
5.7	0.00		0.03	0.46	1.60	4.58	17.79	7.32	6.53	6.33	6.32	6.39	6.79	64.1
5.9	0.00			0.12	0.91	3.21	13.69	5.95	5.50	5.47	5.56	5.71	6.13	52.2
6.1	0.00				0.23	1.84	9.59	4.58	4.47	4.60	4.80	5.02	5.47	40.6
6.3	0.00					0.47	5.50	3.21	3.44	3.74	4.05	4.34	4.82	29.6
6.5	0.00						1.40	1.84	2.41	2.88	3.29	3.65	4.16	19.6





I max:	268	mm/hr
P acum:	175.9	mm
P max:	51.9	mm

Q Max:	205.5	m³/s
TR:	100	años

175 (ciento setenta y cinco)

Ing. Alberto Grissetti, MSc.
Hidrología/Hidráulica, Saneamiento y Drenaje Pluvial

Noviembre 2022

Cálculo de Caudal de Diseño

Q: 230.8 m3/s

Proyecto	*Caminos Vecinales Caaguazú*	Tramo	15	Progr:	4+064
Arroyo:					

Características de la Cuenca

Área (A):	[illegible]	ha
Área (A):	18.65991	km²
Longitud (L):	[illegible]	m
Pendiente (i):	[illegible]	%
Desnivel (dh):	45.9	m
SCS Curve Number:	[illegible]	
Almacenam. (S):	52.0	mm
Porcentaje retenc.:	20%	
Abstracc. Inic. (Ia):	10.4	mm

Tiempo de Concentración y Factor Pico (SCS)

Fórmula:	DNOS		β calculado:	0.56
K DNOS:			X calculado:	2.55
Tc:	146.7	min	X adoptado:	2.55
Tc:	2.45	hs	1+X:	3.55
Δt:	12.2	min		
Δt Adop.:	12.2	min	PRF (Inglés):	363.3
tp:	88.0	min	PRF (SI):	1.56
Tp:	94.1	min		
Tr:	240.1	min	Vol. hasta el pico:	28.2%
Tb:	334.3	min	qp: 18.61	m³/s/cm

IDF, TR

TR:		años
IDF:		
c:	302.97	
n:	0.21961	
d:	0.000000	
m:	0.50867	

MÉTODO DE LAS ABSTRACCIONES (SCS)

Distribución temporal de la precitación: Bloques Alternos

Cálculo de la Precipitación Efectiva

Intervalo (min)	Pinc (mm)	Pacum (mm)	S (mm)	Ia (mm)	Fa (mm)	Pe Acum (mm)	Pe Inc (mm)	Pe Inc (cm)
0.0	0.00	0.00	52.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12.2	8.87	8.87	52.02	8.87	0.00	0.00	0.00	0.00
24.5	10.00	18.87	52.02	10.40	7.28	1.19	1.19	0.12
36.7	11.72	30.59	52.02	10.40	14.54	5.64	4.46	0.45
48.9	14.77	45.37	52.02	10.40	20.91	14.05	8.41	0.84
61.1	23.01	68.38	52.02	10.40	27.42	30.55	16.50	1.65
73.4	56.71	125.09	52.02	10.40	35.79	78.90	48.34	4.83
85.6	17.58	142.67	52.02	10.40	37.34	94.93	16.03	1.60
97.8	12.99	155.65	52.02	10.40	38.30	106.95	12.02	1.20
110.0	10.76	166.42	52.02	10.40	39.01	117.00	10.05	1.01
122.3	9.39	175.80	52.02	10.40	39.58	125.82	8.82	0.88
134.5	8.43	184.23	52.02	10.40	40.04	133.79	7.96	0.80
146.7	8.05	192.28	52.02	10.40	40.45	141.42	7.63	0.76

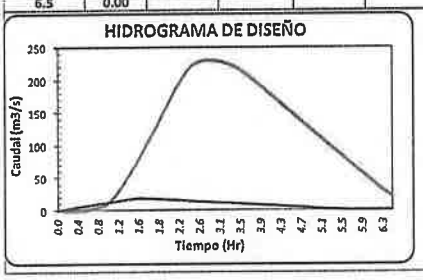
K SCS	1.00
K Españ.	0.92
K Fhruling	0.95
K In.Cv.Eng	0.93
k prom	0.95
mod IDF	

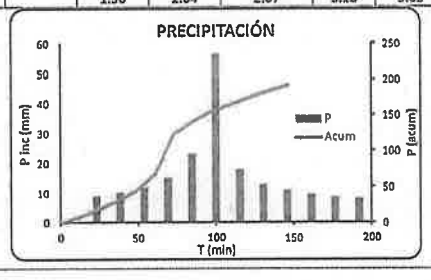
Precipitación Incremental

Intervalo (min)	Intensidad (mm/h)	P acum (mm)	P inc (mm)
0.0	0.0	0.0	0.0
12.2	293.0	56.7	56.7
24.5	206.0	79.7	23.0
36.7	167.6	97.3	17.6
48.9	144.8	112.1	14.8
61.1	129.2	125.1	13.0
73.4	117.8	136.8	11.7
85.6	108.9	147.5	10.8
97.8	101.8	157.5	10.0
110.0	95.8	166.9	9.4
122.3	90.8	175.8	8.9
134.5	86.5	184.2	8.4
146.7	82.8	192.3	8.0

HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Intervalo (hr)	qi	P inc (cm) 0.00	0.12	0.45	0.84	1.65	4.83	1.60	1.20	1.01	0.88	0.80	0.76	Q tot (m3/s)
0.0	0.00													0.0
0.2	2.42													0.0
0.4	4.83		0.29											0.3
0.6	7.25		0.57	1.08										1.7
0.8	9.67		0.86	2.16	2.03									5.0
1.0	12.08		1.15	3.23	4.06	3.99								12.4
1.2	14.50		1.43	4.31	6.10	7.98	11.68							31.5
1.4	16.92		1.72	5.39	8.13	11.96	23.37	3.87						54.4
1.6	18.61		2.01	6.47	10.16	15.95	35.05	7.75	2.90					80.3
1.6	18.32		2.21	7.54	12.19	19.94	46.73	11.62	5.81	2.43				108.5
1.8	17.38		2.17	8.30	14.22	23.93	58.42	15.49	8.71	4.86	2.13			138.2
2.0	16.43		2.06	8.17	15.65	27.92	70.10	19.37	11.62	7.29	4.27	1.92		168.4
2.2	15.48		1.95	7.75	15.41	30.71	81.78	23.24	14.52	9.72	6.40	3.85	1.85	197.2
2.4	14.53		1.84	7.33	14.61	30.24	89.96	27.11	17.43	12.15	8.53	5.77	3.69	218.7
2.6	13.59		1.72	6.90	13.81	28.68	88.59	29.82	20.33	14.58	10.66	7.70	5.54	228.3
2.9	12.64		1.61	6.48	13.02	27.11	84.01	29.37	22.37	17.01	12.80	9.62	7.38	
3.1	11.69		1.50	6.06	12.22	25.55	79.43	27.85	22.02	18.71	14.93	11.55	9.23	229.0
3.3	10.74		1.39	5.64	11.42	23.99	74.85	26.33	20.89	18.42	16.42	13.47	11.07	223.9
3.5	9.80		1.27	5.21	10.63	22.42	70.27	24.81	19.75	17.47	16.17	14.82	12.92	215.7
3.7	8.85		1.16	4.79	9.83	20.86	65.69	23.29	18.61	16.52	15.33	14.59	14.21	204.9
3.9	7.90		1.05	4.37	9.03	19.30	61.11	21.78	17.47	15.56	14.50	13.84	13.99	192.0
4.1	6.96		0.94	3.95	8.24	17.73	56.53	20.26	16.33	14.61	13.66	13.08	13.27	178.6
4.3	6.01		0.82	3.52	7.44	16.17	51.95	18.74	15.19	13.66	12.83	12.33	12.54	165.2
4.5	5.06		0.71	3.10	6.64	14.60	47.37	17.22	14.05	12.71	11.99	11.58	11.82	151.8
4.7	4.11		0.60	2.68	5.85	13.04	42.79	15.70	12.92	11.75	11.15	10.82	11.10	138.4
4.9	3.17		0.49	2.26	5.05	11.48	38.21	14.18	11.78	10.80	10.32	10.07	10.37	125.0
5.1	2.22		0.38	1.83	4.25	9.91	33.63	12.67	10.64	9.85	9.48	9.31	9.65	111.6
5.3	1.27		0.26	1.41	3.46	8.35	29.05	11.15	9.50	8.90	8.65	8.56	8.93	98.2
5.5	0.32		0.15	0.98	2.66	6.79	24.47	9.63	8.36	7.94	7.81	7.80	8.20	84.8
5.7	0.00		0.04	0.57	1.87	5.22	19.88	8.11	7.22	6.99	6.97	7.05	7.48	71.4
5.9	0.00			0.14	1.07	3.66	15.30	6.59	6.08	6.04	6.14	6.29	6.76	58.1
6.1	0.00				0.27	2.10	10.72	5.07	4.94	5.09	5.30	5.54	6.03	45.1
6.3	0.00					0.53	6.14	3.56	3.81	4.13	4.47	4.78	5.31	32.7
6.5	0.00						1.56	2.04	2.67	3.18	3.63	4.03	4.59	21.7





I max:	293	mm/hr
P acum:	192.3	mm
P max:	56.7	mm

Q Max:	230.8	m³/s
TR:	150	años

Avda. Fernando de la Mora 3335 – Asunción – Paraguay
Cel: 0981 331 717
agrissetti@tirsa.com.py

Ing. Alberto Grissetti

174 (ciento setenta y cuatro)

INFORME GEOTÉCNICO

Ing. AUGUSTO ORTELLADO
Representante Legal
Consorcio Santa Rosa

173 (ciento setenta y tres)

00029 (veinte y nueve)

INFORME GEOTÉCNICO

CONDICIONES DEL SUBSUELO

OBRA: PUENTE DE H°A° DE 15 METROS DE LONGITUD SOBRE EL ARROYO GRANDE – SAN IGNACIO. DEPARTAMENTO DE MISIONES.

SOLICITADO POR EL CONSORCIO SANTA ROSA

NOVIEMBRE 2022/147.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN..... 3
2. PROGRAMA DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO..... 3
3. CONDICIONES DEL SUBSUELO..... 3
4. AGUA SUBTERRANEA..... 4
5. NIVELACIÓN..... 4
6. ANALISIS DE CARGA DE FUNDACIONES..... 4
7. CONCLUSIONES..... 4

A&R INGENIERÍA S.R.L.
Construcción y Terminación de Edificios Obras de Ingeniería Civil – Estudios de Suelos Fundaciones
Fortín Toledo Nº 2746 casi Cerro Corá – Fernando de la Mora. Zona Sur Tel./Fax: 021 515202 Cel: 0994 280129 / 0981 974688
Email: avelinoruizdiaz@gmail.com

1. INTRODUCCIÓN.

El presente estudio resume los resultados de la investigación geotécnica realizada para evaluar las condiciones del suelo de un terreno ubicado sobre la Ruta PY 01, en la ciudad de San Ignacio, departamento de Misiones. En dicho lugar se llevará a cabo la construcción de un **Puente de H°A° de 15 metros de longitud.**

El estudio geotécnico consistió en la realización de dos sondeos con ensayo SPT. La ubicación de los mismos se observa en el ANEXO 1.

2. PROGRAMA DE EXPLORACIÓN DE SUELO.

El programa de exploración del subsuelo fue llevado a cabo los días 07 y 08 de noviembre de 2022, para obtener información sobre el suelo. El programa consistió en la realización de un total de aproximadamente 20,00 metros de perforación en dos sondeos, habiéndose realizado en cada uno de los sondeos los ensayos de perforación Standard (SPT) a cada metro de sondeo, utilizando para ello un sacamuestras bipartido del tipo Raymond- Terzaghi, ASTM D- 1586 de 2" y 1 3/8" de diámetro externo e interno respectivamente e hincado por medio de un mazo de 64,5 kilogramos de peso y una altura de caída de 76 centímetros. La perforación en el suelo fue hecha con barreno manual y tubo vaciador.

Se obtuvieron muestras del suelo a cada metro de profundidad las cuales fueron clasificadas tacto- visualmente en el campo. Con los resultados del SPT se confeccionaron planillas individuales de cada sondeo, que pueden ser observadas en el ANEXO 2, donde se indican los valores de los índices de Penetración Standard (SPT) del ensayo realizado.

3. CONDICIONES DEL SUBSUELO.

Según descripción tacto visual, el suelo encontrado en el sondeo **S1,** está formado en profundidad y hasta los seis metros, por **arcilla arenosa (CL),** muy rígida a los diez metros, rígida a los nueve y ocho metros, y medianamente rígida; por encima de éste, entre los seis y tres metros, encontramos **arena arcillosa (SC),** suelta; y en los dos primeros metros, hallamos **arcilla arenosa (CL),** blanda. En el sondeo **S2,** el suelo

A&R INGENIERÍA S.R.L.

Construcción y Terminación de Edificios Obras de Ingeniería Civil – Estudios de Suelos Fundaciones

Fortín Toledo Nº 2746 casi Cerro Corá – Fernando de la Mora. Zona Sur Tel./Fax: 021 515202 Cel: 0994 280129 / 0981 974688

Email: avelinoruizdiaz@gmail.com

explorado también está formado, a los diez y a los nueve metros por **arena arcillosa (SC)**, densa a medianamente densa; entre los ocho y seis metros, hallamos **arcilla arenosa (CL)**, de consistencia rígida; luego, a los seis metros, nuevamente se observa **arena arcillosa (SC)**, suelta; y en los cuatro primeros metros, el suelo está formado por **arcilla arenosa (CL)**, medianamente rígida a blanda.

4. AGUA SUBTERRANEA.

Durante la ejecución de los sondeos, se detectó la presencia de agua a **S1 a 5,00 metros y en S2 a 4,00 metros** de profundidad de la boca de las prospecciones respectivas. Se debe tener en cuenta que el nivel freático medido en los sondeos, fue efectuado en el período y bajo las condiciones mencionadas en este reporte. Se podría esperar una fluctuación del nivel de agua con las condiciones de precipitación, estación del año, topografía y otros factores.

5. NIVELACIÓN

Se tomó como referencia de nivel, la boca de las prospecciones respectivas.

6. ANÁLISIS DE CARGA DE FUNDACIÓN.

Basado en las condiciones del suelo de la presente exploración, al tipo de obra, **puente de H°A° de 15 metros de longitud**, se presenta como alternativa de cimentación, la fundación profunda de la obra, que podrían ser utilizando **pilotes de H°A°.**

7. CONCLUSIONES.

Teniendo en cuenta el tipo de obra y los resultados del SPT se presenta la siguiente alternativa de cimentación, **sujeta a verificación cuando se disponga del mapa de carga definitivo:**

- **Fundación profunda por medio de pilotes de H°A°**, la longitud final, cantidad, tipo y sección de los pilotes serán determinados por el ingeniero estructural o calculista en función al mapa de cargas.

169 (ciento sesenta y nueve)

A&R INGENIERÍA S.R.L.

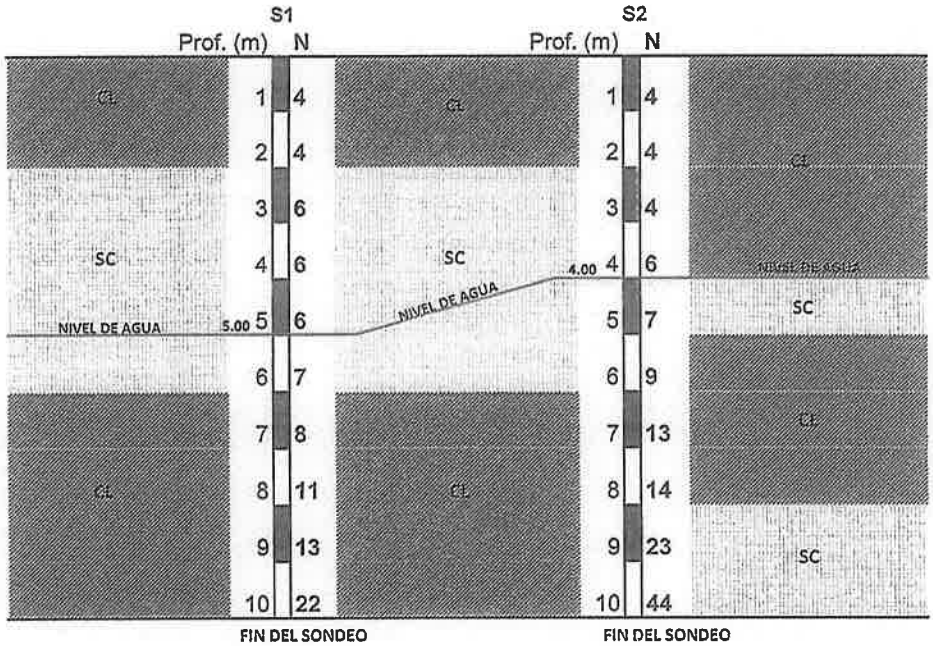
Construcción y Terminación de Edificios Obras de Ingeniería Civil – Estudios de Suelos Fundaciones

Fortín Toledo Nº 2746 casi Cerro Corá – Fdo de la Mora-Sur Tel./Fax: 021 515202 Cel: 0994 280129 / 0981 974688

Email: avelinoruizdiaz@gmail.com

PERFIL GENERAL DEL TERRENO

OBRA: PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO
UBICACIÓN: Ruta PY 01. San Ignacio - Departamento de Misiones.



OBSERVACIONES: Durante la ejecución de los sondeos, se detectó presencia de agua en el **S1** a los **5.00 m.** y el **S2** a los **4.00 m.**

168 (ciento sesenta y ocho)

A&R INGENIERÍA S.R.L.

Construcción y Terminación de Edificios Obras de Ingeniería Civil – Estudios de Suelos Fundaciones
Fortín Toledo N° 2746 casi Cerro Corá – Fdo de la Mora-Sur Tel./Fax: 021 515202 Cel: 0994 280129 / 0981 974688
Email: avelinoruizdiaz@gmail.com

Sondeo N° 2
Diám de perforación 2,5"
Mét. de perforación Barrenado
Cota: 0,00 m.

Obra: PUENTE DE HORMIGON.
Ubicación: Ruta PY 01. San Ignacio-Dpto de Misiones.
Fecha de inicio: 08/11/2022.
Fecha de terminación: 08/11/2022.
Operador SPT: A.Caballero.

Arcilla, Limo, Roca, Arena, Grava

Cota	Prof. m.	Niv. de agua	Perf Lit.	Nro. De mtra	Descripción Tacto Visual	Ensayo de penetración (S.P.T.) N° de golpes (Indice N)	Datos de ensayo de lab.: Humedad natural ▫ / Limite liquido ● / Limite plastico △ / Pasa tamiz N° 200 en % ○
	1,00-1,45			1	Arcilla arenosa, gris c/m/ negra; blanda	4	
	2,00-2,45			2	Idem anterior; blanda	4	
	3,00-3,45			3	Idem anterior; blanda	4	
	4,00-4,45	4,00		4	Idem anterior; medianamente rígida.	6	
	5,00-5,45			5	Arena arcillosa, marrón; suelta.	7	
	6,00-6,45			6	Arcilla arenosa, gris c/m/ amarillenta; rígida.	9	
	7,00-7,45			7	Idem anterior; rígida.	13	
	8,00-8,45			8	Idem anterior; rígida.	14	
	9,00-9,45			9	Arena arcillosa,marrón amarillenta; medianamente densa.	23	
	10,00-10,45			10	Idem anterior; densa.	44	
					Fin del Sondeo.		

Escala: 10 20 30 40 50 — 10 20 30 40 50 60 70 80 90 ##

167 (ciento sesenta y siete)

A&R INGENIERÍA S.R.L.

Construcción y Terminación de Edificios Obras de Ingeniería Civil – Estudios de Suelos Fundaciones
Fortín Toledo Nº 2746 casi Cerro Corá – Fdo de la Mora-Sur Tel./Fax: 021 515202 Cel: 0994 280129 / 0981 974688
Email: avelinoruizdiaz@gmail.com

Sondeo Nº 1
Diám de perforación 2,5"
Mét. de perforación Barrenado
Cota: 0,00 m.

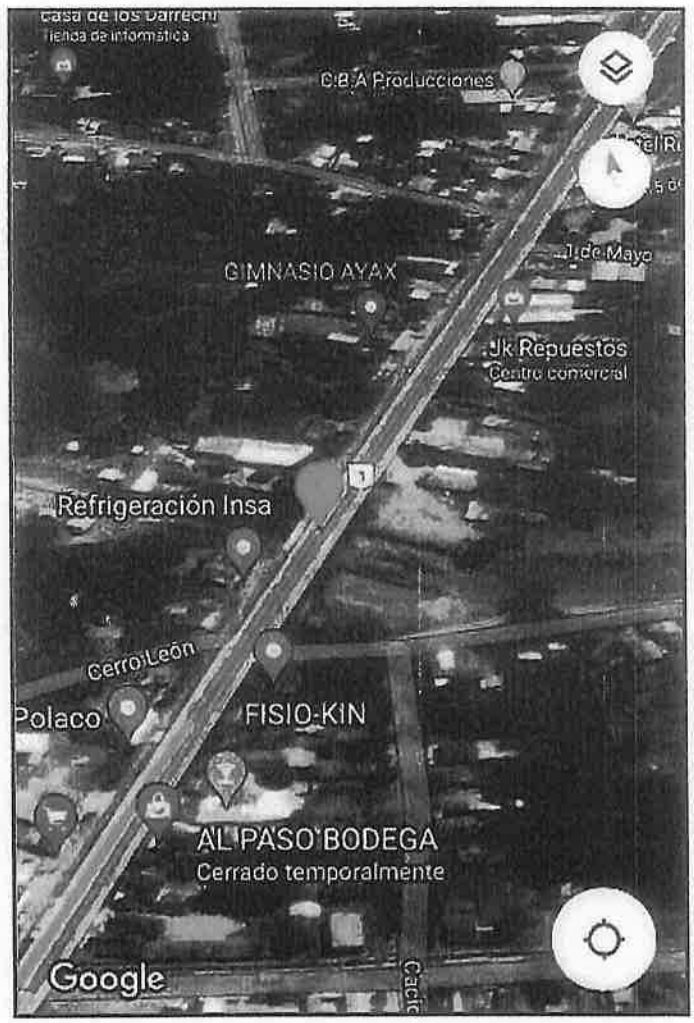
Obra: PUENTE DE HORMIGON.
Ubicación: Ruta PY 01. San Ignacio-Dpto de Misiones.
Fecha de inicio: 07/11/2022.
Fecha de terminación: 07/11/2022.
Operador SPT: A.Caballero.

Arcilla, Limo, Roca, Arena, Grava

Cota	Prof. m.	Nlv. de agua	Perf Lit.	Nro. De mtra	Descripción Tacto Visual	Ensayo de penetración (S.P.T.) Nº de golpes (Indice N)	Datos de ensayo de lab.: Humedad natural ¤ / Limite liquido ● / Limite plastico △ / Pasa tamiz Nº 200 en % ○
						10 20 30 40 50	10 20 30 40 50 60 70 80 90 ##
	1,00-1,45			1	Arcilla arenosa, marrón; blanda	4	
	2,00-2,45			2	Idem anterior; blanda	4	
	3,00-3,45			3	Arena poco arcillosa, marrón; suelta.	6	
	4,00-4,45			4	Idem anterior; suelta.	6	
	5,00-5,45	5,00		5	Idem anterior; suelta.	6	
	6,00-6,45			6	Idem anterior; suelta.	7	
	7,00-7,45			7	Arcilla arenosa, gris c/m/ amarilenta; medianamente rígida.	8	
	8,00-8,45			8	Idem anterior; rígida.	11	
	9,00-9,45			9	Idem anterior; rígida.	13	
	10,00-10,45			10	Idem anterior; muy rígida.	22	
					Fin del Sondeo.		

ANEXO 2

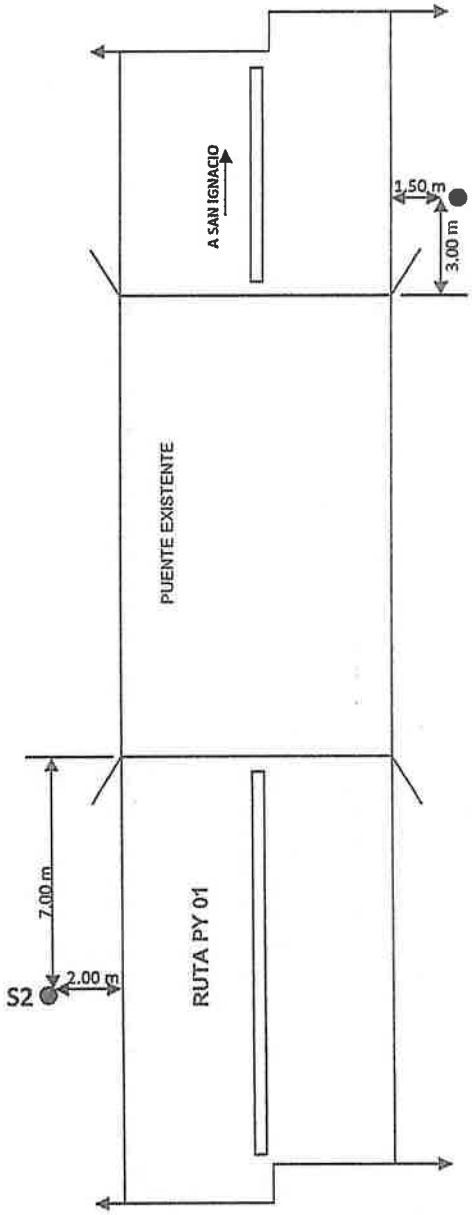
165 (ciento sesenta y cinco)



VISTA SATELITAL- ZONA DE OBRA.

164 (ciento sesenta y cuatro)

OBRA: **PUENTE DE H°A° DE 15 METROS DE LONGITUD.**	FECHA: 07 y 08/11/2022.



ESQUEMA DE UBICACIÓN DE SONDEOS.-

163 (ciento sesenta y tres)

ANEXO 1

162 (ciento sesenta y dos)

A&R INGENIERÍA S.R.L.

Construcción y Terminación de Edificios Obras de Ingeniería Civil – Estudios de Suelos Fundaciones

Fortín Toledo Nº 2746 casi Cerro Corá – Fernando de la Mora. Zona Sur Tel./Fax: 021 515202 Cel: 0994 280129 / 0981 974688

Email: avelinoruizdiaz@gmail.com

Capacidad portante de los pilotes de H°A°

A continuación, se presenta cálculo de capacidad de carga de ***pilotes tipo perforados con lodo bentonítico,*** por la formula empírica de Decourt – Quaresma; y con longitud mínima de 9,00 y 10,00 metros. ***Estos valores son referenciales y deben ser ajustados respecto al proyecto; y deben ser verificados por prueba de cargas.***

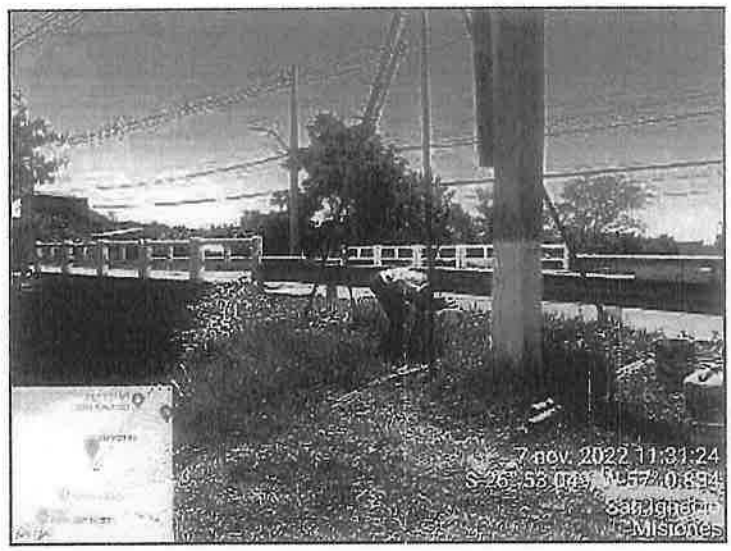
	CAPACIDAD PORTANTE DE LOS PILOTES (Ton)	
	Φ 50	*Φ 60*
9,00 m	22 ton	29 ton
10,00 m	32 ton	42 ton

Los resultados del presente informe se basan en datos obtenidos en puntos discretos dentro del perfil del terreno; se pueden presentar variaciones de características en el suelo.

Todas cargas por mínima que resulten deberán ser trasmitidas a los niveles de fundación por medio de vigas.

El análisis del estado final de cargas de estructura permitirá al ingeniero estructural evaluar qué tipo de fundación resulta más conveniente en términos económicos y de seguridad.

Hugo Cano R.
Ingeniero Civil



ANEXO FOTOGRÁFICO-.

160 (ciento sesenta)

A&R INGENIERÍA S.R.L.

Construcción y Terminación de Edificios Obras de Ingeniería Civil – Estudios de Suelos Fundaciones
Fortín Toledo Nº 2746 casi Cerro Corá – Fdo de la Mora-Sur Tel./Fax: 021 515202 Cel: 0994 280129 / 0981 974688
Email: avelinoruizdiaz@gmail.com

OBRA: PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO DE 15 METROS
UBICACIÓN: Ruta PY 01. San Ignacio - Departamento de Misiones.

SUELOS COHESIVOS CL - CH	
NÚMERO DE GOLPES	CONSISTENCIA
<2	MUY BLANDA
2 ... 4	BLANDA
4 ... 8	MEDIANAMENTE RÍGIDA
8 ... 15	RÍGIDA
15 ... 30	MUY RÍGIDA
>30	DURA

SUELOS GRANULARES SP - SC -SM	
NÚMERO DE GOLPES	DENSIDAD
0 ... 4	MUY SUELTA
4 ... 10	SUELTA
10 ... 30	MEDIANAMENTE DENSA
30 ... 50	DENSA
>50	MUY DENSA

ESPECIFICACIONES DE TIPO DE SUELOS

158 (ciento cincuenta y ocho)

PLANOS

Ing. AUGUSTO ORTELLADO
Representante Legal
Consorcio Santa Rosa