

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA



**DEGREGORIO LUCAS
MENDIVIL GONZALO FABIÁN
YURKEVICH RODRIGO**

abril de 2025

AUTORES:

DEGREGORIO, LUCAS

MENDIVIL, GONZALO FABIÁN

YURKEVICH, RODRIGO

TUTOR: ING. MAG. SC. DANTE R. BOSCH

ASESOR: ING. EDGARDO JAVIER KUTNICH

DOCENTE: ING. MAG. ALEJANDRO RICARDO RUBERTO

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	5
1.1 OBJETIVOS	6
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	7
2.1 EL RÍO PARANÁ	7
2.1.1 EL PARANÁ MEDIO	8
2.1.2 CUENCA DEL PLATA	9
2.1.3 RÉGIMEN FLUVIAL	10
2.2 EL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA	10
2.2.1 PROBLEMÁTICA DE SU UBICACIÓN	11
2.3 ANTECEDENTE HISTÓRICO	12
2.3.1 LAS CRECIENTES DE 1983 Y 1998	12
2.4 LA DEFENSA NORTE	14
2.4.1 UBICACIÓN GENERAL	14
2.4.2 TRAMO DE ESTUDIO	15
2.4.3 ESTRUCTURA GENERAL	16
2.5 DESARROLLO URBANO	17
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS HIDROLÓGICO	22
3.1 ELECCIÓN DE LA SERIE DE DATOS	22
3.2 ANÁLISIS ESTADÍSTICOS DE LAS SERIES	26
3.2.1 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA SERIE DE ALTURAS	26
3.2.2 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA SERIE DE CAUDALES	29
3.3 DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES	31
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS ESTRUCTURAL	34
4.1 RELEVAMIENTO TOPOGRÁFICO Y FOTOGRAMÉTRICO	34
4.1.1 EQUIPAMIENTO UTILIZADO	35
4.1.2 TRABAJOS REALIZADOS	38
4.2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	48
4.2.1 TRABAJOS REALIZADOS	48
4.3.1 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	53
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE PATOLOGÍAS	59
5.1 DISPERSIVIDAD DE LOS SUELOS ARCILLOSOS	59
5.1.1 ENSAYO DE DISPERSIVIDAD	61
5.2 CLASIFICACIÓN DE PATOLOGÍAS	65
5.2.1 HUNDIMIENTOS	65

5.2.2 TUBIFICACIONES	66
5.2.3 CÁRCAVAS	67
5.2.4 VEGETACIÓN	68
5.3 RELEVAMIENTO DE PATOLOGÍAS	69
5.3.1 RESULTADOS.....	69
5.3 DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES	73
5.3.1 SOLUCIÓN PROPUESTA	74
CAPÍTULO 6: ADECUACIÓN PARA LA TRANSITABILIDAD.....	75
6.1 OBJETIVO	75
6.2 ESTADO ACTUAL DE LA CALZADA.....	76
6.2.1 PERFIL TRANSVERSAL	76
6.2.2 PERFIL LONGITUDINAL	77
6.3 DISEÑO ESTRUCTURAL	78
6.3.1 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL	78
6.3.2 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE CÁLCULO.....	79
6.3.3 CÁLCULO DE ESPESOR DE LOSA	95
6.3.4 DISEÑO GEOMÉTRICO Y TRAZA	96
6.3.5 DISEÑO DE JUNTAS.....	97
6.4 PROYECTO HIDRÁULICO	100
6.4.1 INTRODUCCIÓN	100
6.4.2 MÉTODO RACIONAL.....	101
6.4.3 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL ADMISIBLE DEL CORDÓN.....	106
6.4.4 CÁLCULO Y UBICACIÓN DE IMBORNALES	108
6.4.5 CÁLCULO Y UBICACIÓN DEL CANAL DE VINCULACIÓN	110
6.4.6 CÁLCULO Y UBICACIÓN DEL CANAL DE EVACUACIÓN	111
6.5 SEÑALIZACIÓN	114
6.5.1 INTRODUCCIÓN	114
6.5.2 DISEÑO DE LA SEÑALIZACIÓN VIAL	115
6.6 DISEÑO DEL SISTEMA LUMÍNICO	128
6.6.1 INTRODUCCIÓN	128
6.6.2 DISEÑO DEL SISTEMA LUMÍNICO	129
6.6.3 CÁLCULO DE LA SEPARACIÓN ENTRE LUMINARIAS	132
6.7 DEFENSAS VEHICULARES	135
6.8 PERFIL TIPO PROYECTADO	135
CAPÍTULO 7: MODELADO Y VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL.....	136
7.1 OBJETIVOS.....	136

7.2 METODOLOGÍA DE ESTUDIO EMPLEADA	136
7.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y FILTRACIONES.....	137
7.4 CONDICIONES POR ANALIZAR	137
7.4.1 ESTABILIDAD EN ESTADO DE REGIMEN	137
7.4.2 FALLA POR SIFONAJE	138
7.5 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS UTILIZADOS EN EL MODELADO	139
7.6 DISEÑO GEOMÉTRICO PARA EL MODELADO DE LA PRESA	140
7.7 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	141
7.7.1 MALLA DE ELEMENTOS FINITOS	141
7.7.2 ESTABILIDAD EN ESTADO DE RÉGIMEN	141
7.7.2 FALLA POR SIFONAJE	143
7.7 DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES	145
CAPÍTULO 8: PLAN DE MANTENIMIENTO	146
8.1 INSPECCIÓN Y MONITOREO	147
8.1.1 INSPECCIONES RUTINARIAS	147
8.1.2 INSPECCIONES EXTRAORDINARIAS	147
8.2.3 ASPECTOS A INSPECCIONAR	147
8.2 MANTENIMIENTO PREVENTIVO.....	148
8.2.1 CONTROL DE VEGETACIÓN	148
8.2.2 CONTROL DE EROSIÓN Y HUNDIMIENTOS	148
8.2.3 CONTROL DE ZONA CAMINO.....	148
8.3 MANTENIMIENTO CORRECTIVO.....	149
8.4 REGISTRO Y DOCUMENTACIÓN	149
CAPÍTULO 9: CÓMPUTO Y PRESUPUESTO.....	150
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	151
ANEXOS	154
ANEXOS CAPÍTULO 9: CÓMPUTO Y PRESUPUESTO	154
9.1 CÓMPUTO MÉTRICO	154
9.2 MATERIALES	155
9.3 EQUIPOS	156
9.4 ANÁLISIS DE PRECIOS.....	156
PLANOS.....	172

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

Las ciudades de Resistencia, Barranqueras, Puerto Vilelas y Fontana, cuentan con un sistema de defensas contra inundaciones ribereñas causadas por las crecientes de los ríos Paraná y Negro, el cual está constituido por la Defensa Norte, Defensa Frontal y la Defensa Sur (ver Fig 1.1).

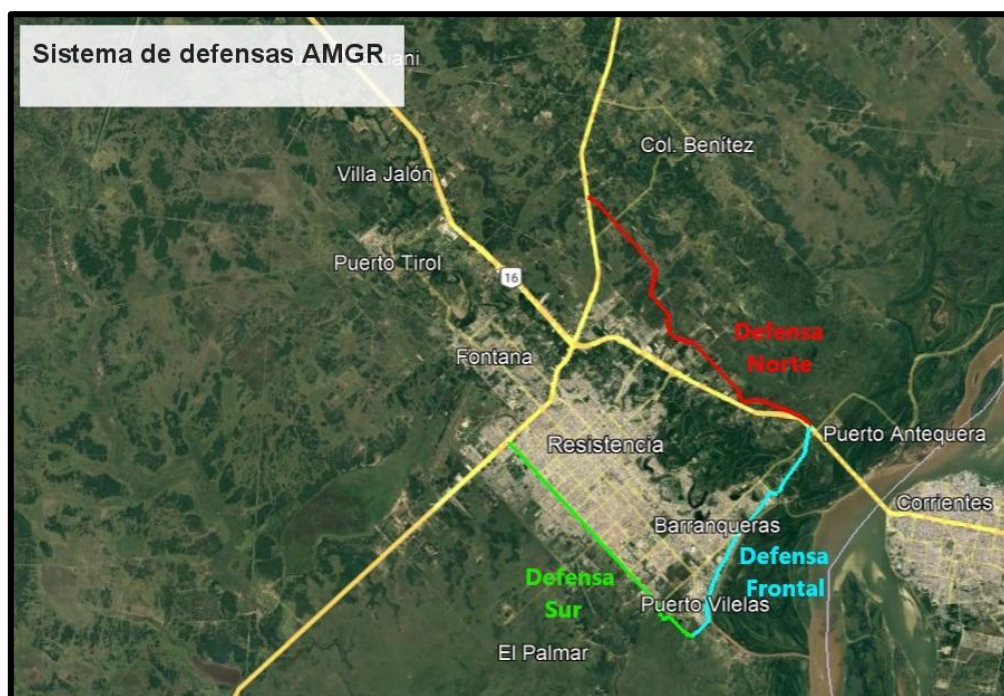


Figura 1.1 Sistema de Defensas AMGR (Fuente: Google Earth)

Este sistema de defensas surge debido a la necesidad de protección de la población ante crecidas extraordinarias del río Paraná como las de 1966, 1982-83, 1995 y 1998 entre otras, en las que dicho río transportaba caudales próximos a los 50.000 m³/s, y las cuales causaron grandes daños tanto materiales como de vidas humanas, en especial en casos como la crecida de 1983 o la de 1966 donde al no existir un sistema de defensas adecuado, el agua ingreso a la ciudad.

Las defensas Norte, Frontal y Sur, están constituidas por una serie de terraplenes de arcilla y arena refulada los cuales con el paso de los años fueron sufriendo daños y deterioros importantes debido a la falta de mantenimiento y al tránsito vehicular que circula por estas.

1.1 OBJETIVOS

Este trabajo se plantea como objetivo realizar una verificación y readecuación integral de un tramo de la Defensa Norte, con el fin garantizar su funcionamiento óptimo y extender su vida útil.

Para esto, se trabajará sobre ejes principales y/o objetivos secundarios:

- 1. Verificación hidrológica:** se realizará un estudio hidrológico del río Paraná para determinar la creciente máxima histórica, su tiempo de recurrencia y magnitud, y verificar que la defensa proteja a la población efectivamente ante esta creciente o similares
- 2. Análisis estructural:** se realizará un análisis de las patologías estructurales, propiedades de los materiales y características geométricas de la defensa en la actualidad, para poder evaluar el estado de la misma.
- 3. Readecuación estructural:** a partir de los datos y resultados obtenidos en los puntos anteriores, se procederá a elaborar una propuesta de readecuación de la estructura de la defensa, la cual contemple no solamente el saneamiento de patologías estructurales y geométricas, sino también la adaptabilidad de la defensa al tránsito vehicular.
- 4. Modelado y verificación estructural:** a partir de la propuesta definida en la readecuación estructural, se procederá al modelado de esta, evaluando su comportamiento frente a la creciente de diseño determinada en el análisis hidrológico. La simulación incluirá distintos escenarios de carga y combinaciones de solicitaciones, con el fin de verificar la estabilidad y el desempeño estructural de la defensa.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 EL RÍO PARANÁ

El río Paraná es el principal río del sistema de la Cuenca del Plata debido a varias particularidades como su caudal, su longitud y la amplitud de su cuenca tributaria, su origen se sitúa en la confluencia del río Grande y el río Mato Grosso del Sur, entre los estados brasileños de San Pablo, Minas Gerais y Mato Grosso del Sur.

Corre en sentido sudoeste delimitando los estados de San Pablo y Paraná hasta la ciudad de Salto del Guairá, a partir de donde delimita la frontera entre Brasil y Paraguay hasta la triple frontera entre Paraguay, Argentina y Brasil (ver Fig. 2.1).



Figura 2.1 Río Paraná y afluentes (Fuente: COMIP). ^[1]

Desde su origen (Brasil) hasta su desembocadura en el río de la Plata (Argentina) tiene una longitud del cauce de 2.570 km y se lo delimita en 4 tramos: Alto Paraná, Paraná Medio, Curso Inferior y el Delta del Paraná.

2.1.1 EL PARANÁ MEDIO

Comprende unos 722 km desde la confluencia con el río Paraguay por el norte hasta la ciudad de Diamante al sur, donde comienza el predelta y al unirse con el río Paraguay el curso del río gira bruscamente hacia el sur, a lo largo de una falla geológica ocupada por el ancho valle de inundación, convirtiéndose en un río de llanura con gran cantidad de meandros, islas fluviales y bancos de arena.

En este tramo el Paraná es de curso lento, con aguas que transportan gran cantidad de sedimentos provenientes de los aportes de los ríos Bermejo, Pilcomayo y sus tributarios (COMIP) ^[1]; el valle de inundación está limitado por barrancas en la margen izquierda (Corrientes), mientras que en la margen derecha (Chaco-Santa Fe), sus costas son bajas y anegadizas. A partir de la ciudad de Santa Fe aproximadamente, la margen barrancosa es la derecha y la baja y anegadiza es la izquierda (Entre Ríos) donde se desarrolla el Delta (COMIP) ^[1].

Algunos de los principales afluentes en este tramo son: de la margen izquierda el Guayquiraró, Santa Lucía y Corriente, de la margen derecha Paraguay, Negro y Salado, entre otros.

2.1.2 CUENCA DEL PLATA

La Cuenca del Plata es una de las más importantes del mundo tanto por su extensión territorial como por el caudal de sus ríos. Es un territorio compartido por Argentina, Paraguay, Brasil, Bolivia y Uruguay cubriendo un área de 3.170.000 km² (ver Fig. 2.2), lo que la convierte en la segunda mayor cuenca de Sudamérica y la quinta del mundo.



Figura 2.2 Cuenca Del Plata y subcuencas (Fuente: CIC Cuenca del Plata). ^[2]

A través de su desembocadura en el océano Atlántico, la Cuenca del Plata eroga un caudal de aproximadamente 25.000 m³/s (COMIP) ^[1], siendo que las aguas de dos grandes ríos confluyen al río de la Plata, el Paraná y el Uruguay que, a su vez, recogen el caudal de otros ríos muy importantes, como Paraguay, Bermejo, Pilcomayo e Iguazú entre otros.

2.1.3 RÉGIMEN FLUVIAL

Según la Comisión Mixta Argentino Paraguaya del río Paraná (COMIP) ^[1] las variaciones del caudal que transporta el Paraná dependen de las precipitaciones en su cuenca de aporte:

- En el Alto Paraná presenta una creciente anual en verano, mientras que los cursos medio e inferior ven modificado su régimen por los aportes de sus afluentes, provocando una segunda creciente en invierno.
- El máximo caudal se da a fines del verano (febrero-marzo) y el estiaje a fines del invierno (agosto-septiembre).
- En la desembocadura en el río de la Plata, el caudal del Paraná tiene una media de entre 17.000 m³/s y 20.000 m³/s.

2.2 EL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA

El Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR) se encuentra ubicada en la provincia del Chaco y está conformada por las ciudades de Resistencia, Barranqueras, Fontana, y Puerto Vilelas (ver Fig. 2.3). Según el Instituto Nacional de Estadística y Censo (INDEC), actualmente, cuenta con una población cercana a los 400.000 habitantes.

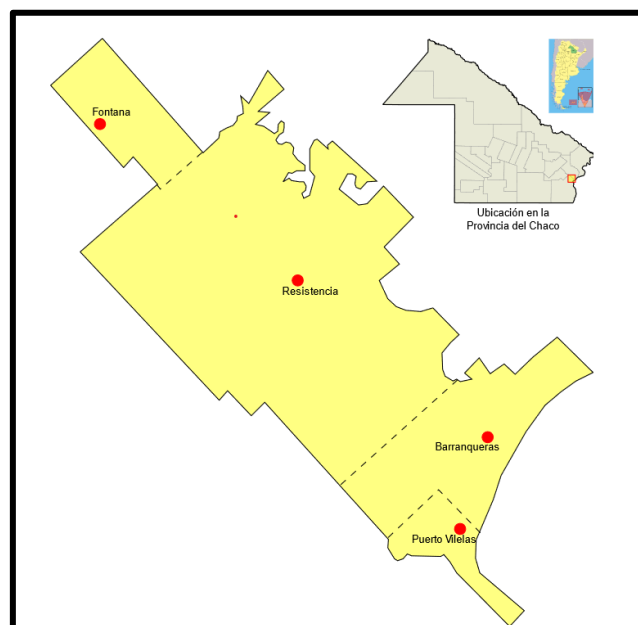


Figura 2.3: Área Metropolitana del Gran Resistencia (Fuente: Wikipedia). ^[3]

2.2.1 PROBLEMÁTICA DE SU UBICACIÓN

El AMGR se asentó y sigue desarrollándose en el valle de inundación del río Paraná (ver Fig. 2.4).

Debido a ello y sumado a que la metrópolis se encuentra en su propia planicie y como consecuencia de las crecientes del río Paraná se generaron inundaciones extensas tanto en superficie como en duración a lo largo de la historia de la ciudad.

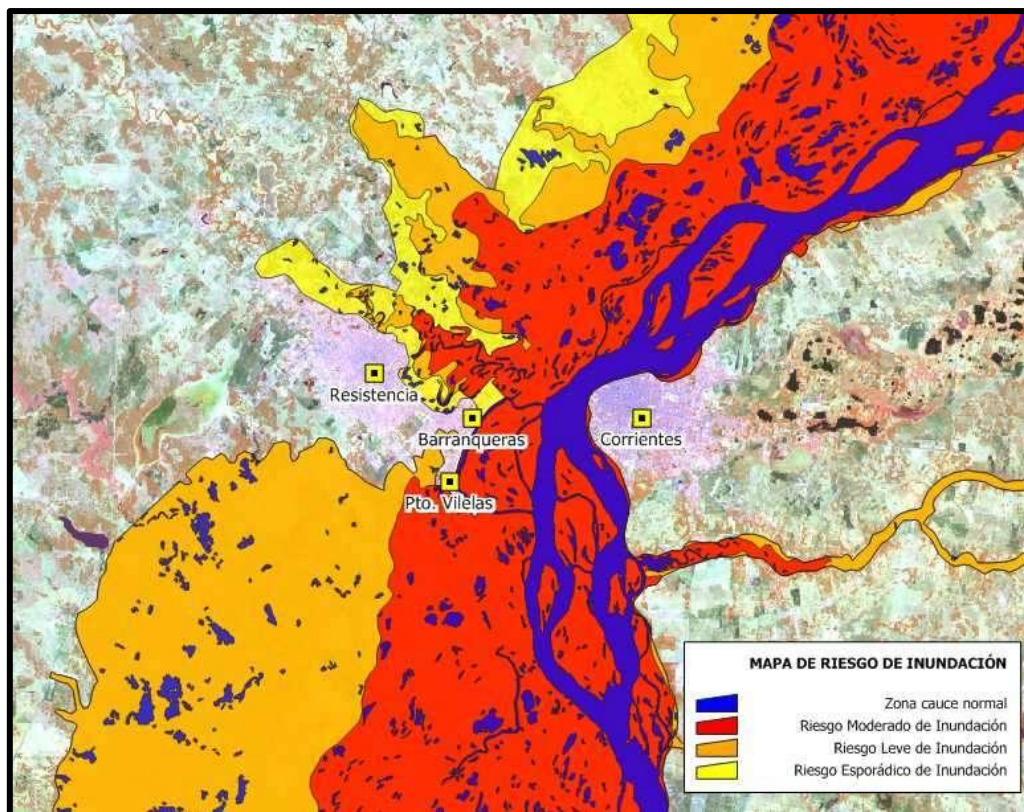


Figura 2.4: Zonificación de riesgo ambiental por inundación del valle fluvial del río Paraná alrededor a Resistencia (Fuente: Basterra et al). [4]

Como solución a esta problemática, se construyó un sistema de defensas contra inundaciones que rodean al AMGR, protegiéndola de las provocadas por las crecientes del río Paraná; dicho sistema está compuesto por las defensas Norte, Sur y Frontal.

2.3 ANTECEDENTE HISTÓRICO

El río Paraná, a lo largo de su historia, ha registrado numerosas crecidas que han afectado a Resistencia, provocando daños en la infraestructura y poniendo en riesgo a su población.

Entre estos eventos, las inundaciones de 1983 y 1988 son especialmente recordadas por la magnitud de los daños humanos y materiales que causaron.

2.3.1 LAS CRECIDIENTES DE 1983 Y 1998

2.3.1.1 LA CRECIENTE DE 1983

La creciente del río Paraná alcanzó valores extremos, superando los 8,58 metros (ver Fig. 2.5) en Barranqueras el 21 de junio de 1983, marcando un récord histórico.

Durante más de 20 días el nivel del agua se mantuvo por encima de los 8 metros, generando una crisis prolongada que puso en riesgo la infraestructura urbana y la seguridad de la población.



Figura 2.5 Altura escala hidrométrica – Sección Barranqueras (Fuente: Diario Norte). ^[5]

2.3.1.2 LA CRECIENTE DE 1998

La inundación de 1998 en el Gran Resistencia expuso nuevamente las vulnerabilidades del sistema de drenaje urbano y las defensas hídricas de la región. Fue una combinación de precipitaciones extraordinarias y el aumento del nivel de los ríos que afectaron tanto a la infraestructura urbana como a las áreas rurales circundantes.

Durante el primer semestre de 1998, se registraron precipitaciones acumuladas muy por encima de la media histórica, lo que saturó los suelos y generó un escurrimiento superficial excesivo.

La crecida del río Negro, que atraviesa la ciudad de Resistencia, se vio agravada por las intensas lluvias y la falta de drenaje adecuado y aunque el río Paraná no llegó a niveles récord como en 1983, su creciente alcanzó a un nivel de 8,17m en Barranqueras, lo que dificultó la descarga natural de los cursos menores.

2.4 LA DEFENSA NORTE

2.4.1 UBICACIÓN GENERAL

La Defensa Norte se ubica en el departamento de San Fernando de la provincia del Chaco, al norte del Área Metropolitana del Gran Resistencia y se inicia en la Ruta Nacional N° 11 y finaliza en la intersección con la Ruta Nacional N° 16, formando así el cierre lateral del sistema de defensas (ver Fig. 2.6 y **Plano N°1: "UBICACIÓN GENERAL DEL PROYECTO"**).



Figura 2.6 Ubicación de la Defensa Norte (Fuente: Elaboración propia).

2.4.2 TRAMO DE ESTUDIO

Para el desarrollo de este trabajo se seleccionó como tramo de interés, al segmento de la Defensa Norte comprendido entre Av. Sarmiento y Av. Int. Borrini (ver Fig. 2.7 y **Plano N°1: "UBICACIÓN GENERAL DEL PROYECTO"**) Los motivos de selección de este tramo en particular fueron los siguientes:

- **Su condición actual:** luego de un relevamiento visual de toda la defensa, se llegó a la conclusión de que el tramo Av. Sarmiento – Av. Int. Borrini, es uno de los que peor se encuentra en cuanto a las distintas patologías estructurales (hundimientos, vegetación, cárcavas, etc.), las cuales representan un gran peligro para la integridad y funcionalidad de esta.
- **La población aledaña:** en la zona circundante al tramo en cuestión es posible apreciar que existen numerosas viviendas, predios para eventos, barrios privados y otro tipo de edificaciones, lo que conlleva a que exista un constante tránsito vehicular sobre el terraplén, siendo que este no está diseñado para tal fin.

En base a esto se definió a dicho tramo como representativo de la Defensa Norte y por lo tanto todo lo desarrollado a este trabajo podría ser aplicable en condiciones similares al resto de esta.

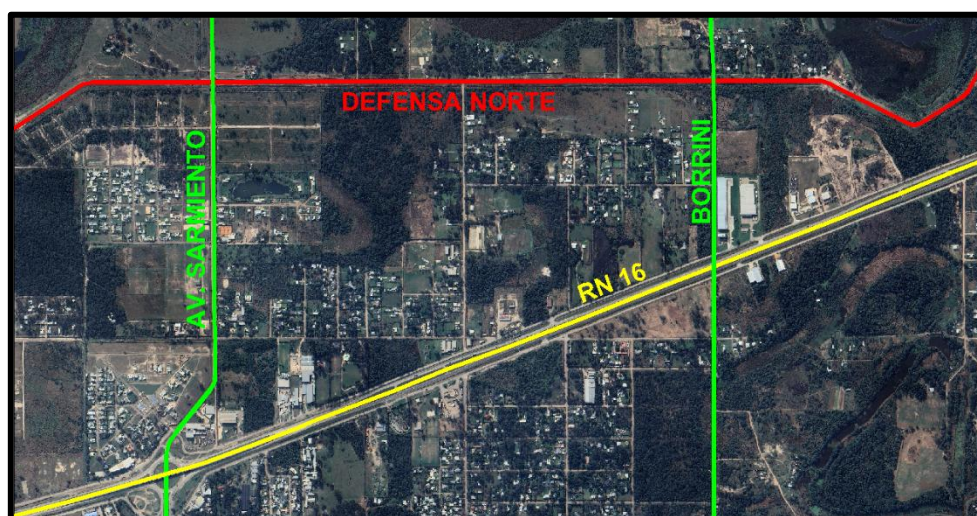


Figura 2.7 Tramo de estudio (Fuente: Google Earth, 2024).

2.4.3 ESTRUCTURA GENERAL

La defensa norte del AMGR está compuesta por un terraplén de sección trapezoidal el cual se diseñó con una cota de coronamiento +54,00 m (referido a cota MOP) constante en toda su longitud.

Sus taludes verticales tienen pendientes de 1:2 – 1:3 dependiendo de la sección que se analice; además el ancho de la base y la altura total del terraplén son variables (ver Fig. 2.8) ya que como se mencionó, tanto su cota de coronamiento y la pendiente del talud se encuentran definidos y según la sección que se analice la cota del terreno natural es distinta lo cual da lugar a que en las zonas donde tenemos menor cota del terreno natural el terraplén sea más alto que aquellas zonas donde la cota del terreno natural es mayor.

El terraplén está constituido por suelo arcilloso, el cual se colocó y compactó en capas sucesivas para conformar el perfil transversal; en su coronamiento cuenta con una capa de rodamiento compuesta por ripio (ver Fig. 2.9) diseñada para permitir el tránsito únicamente para mantenimiento de la defensa, es decir, no contempla el tránsito vehicular de la población.

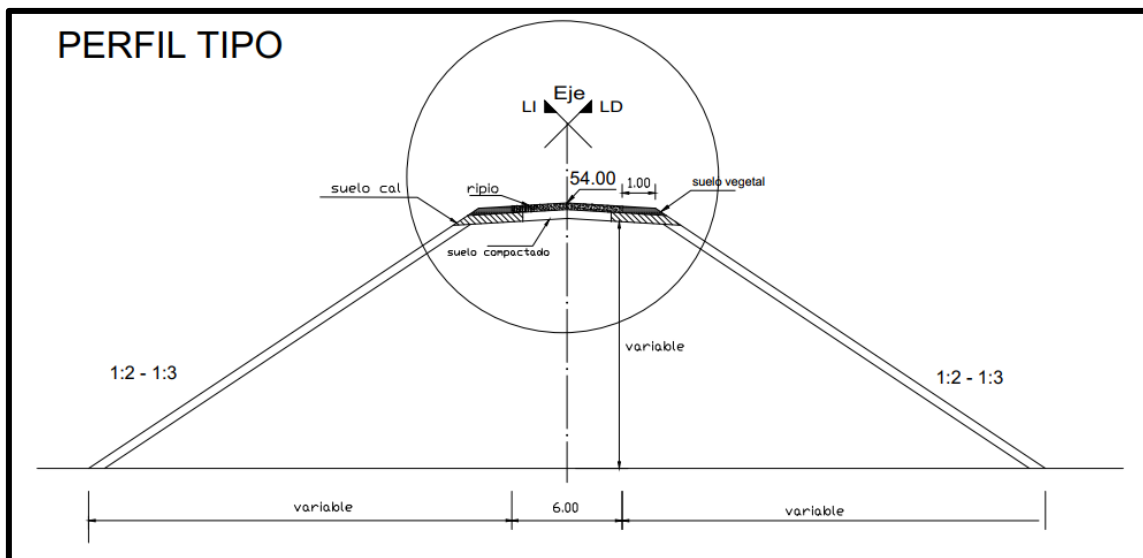


Figura 2.8 Perfil Tipo (Fuente: Planos conforme a obra).

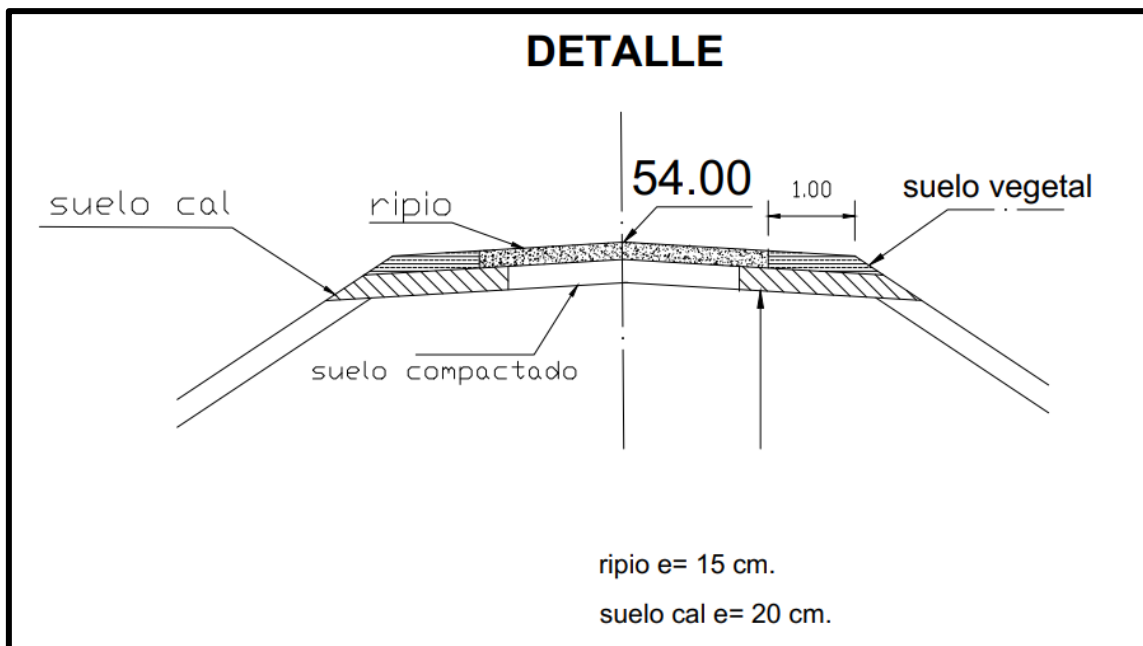


Figura 2.9 Detalle de Perfil Tipo (Fuente: Planos conforme a obra).

2.5 DESARROLLO URBANO

Uno de los aspectos por el cual se planteó este trabajo es por cómo la población del AMGR fue avanzando hacia el norte de la ciudad, llegando a zonas muy próximas a la defensa y hasta en ciertos casos construyendo en la zona exterior a la defensa, lo cual hace que la defensa ya no solamente tenga una función de protección contra inundaciones, sino que además se utiliza como vía de circulación para la población circundante a la misma.

A continuación, se muestra una comparativa de distintas imágenes satelitales del tramo de interés en distintos años que permiten visualizar lo anteriormente mencionado (ver Fig 2.10 a 2.14).

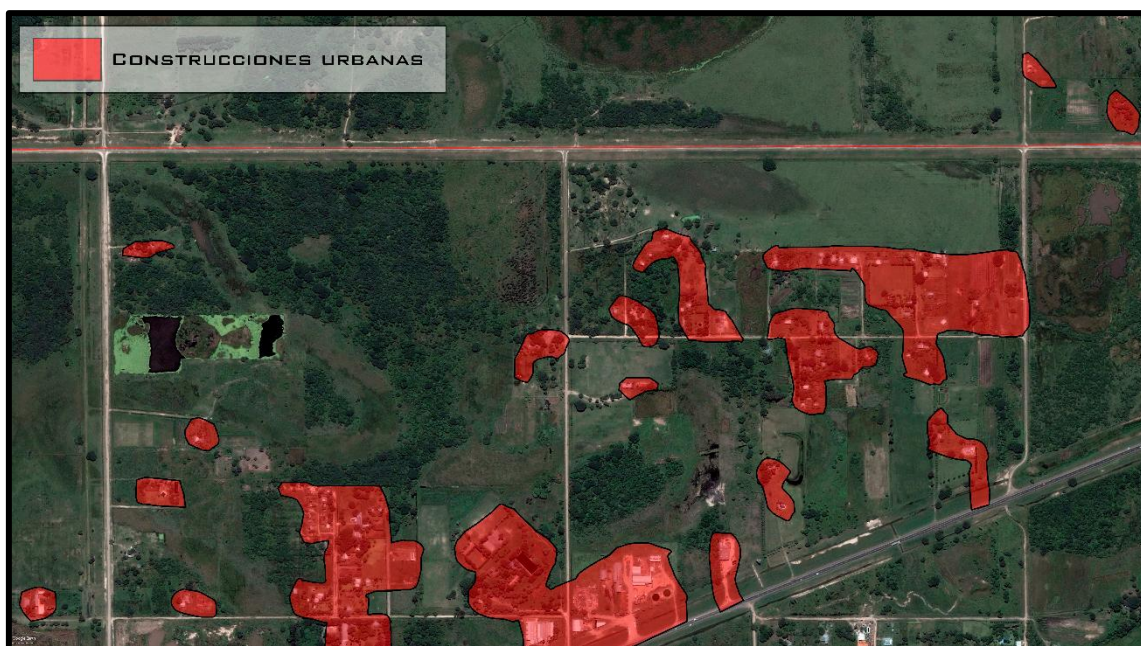


Figura 2.10 Imagen satelital - Tramo Av. Sarmiento – Borrini (Fuente: Elaboración propia en base a Google Earth, 2002).

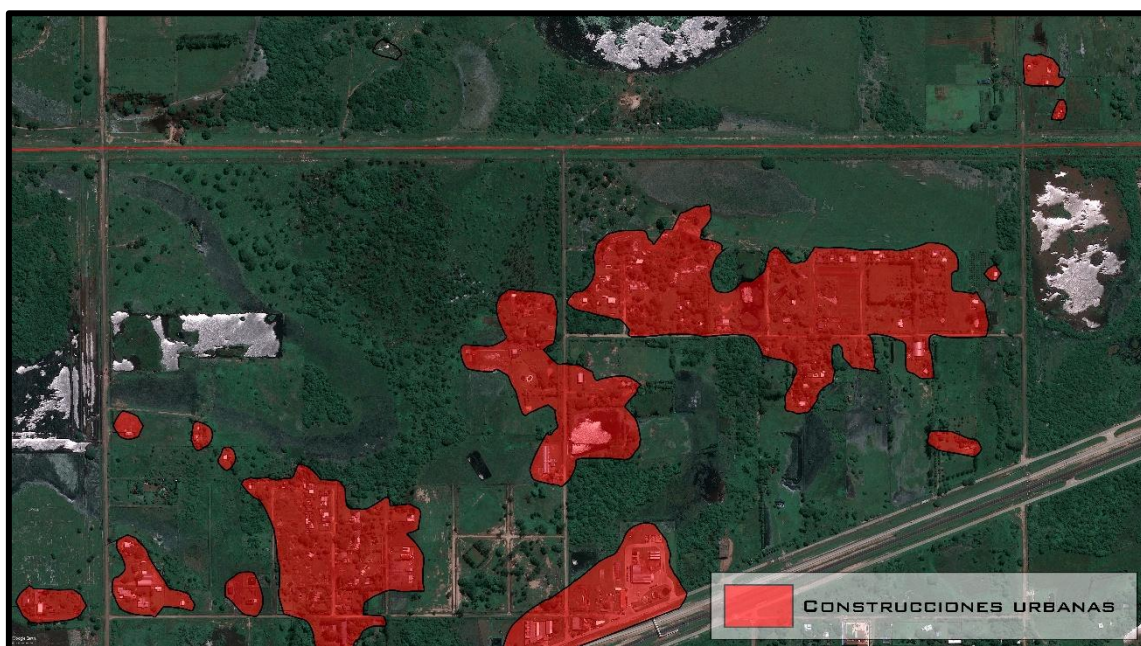


Figura 2.11 Imagen satelital - Tramo Av. Sarmiento – Borrini (Fuente: Elaboración propia en base a Google Earth, 2009).

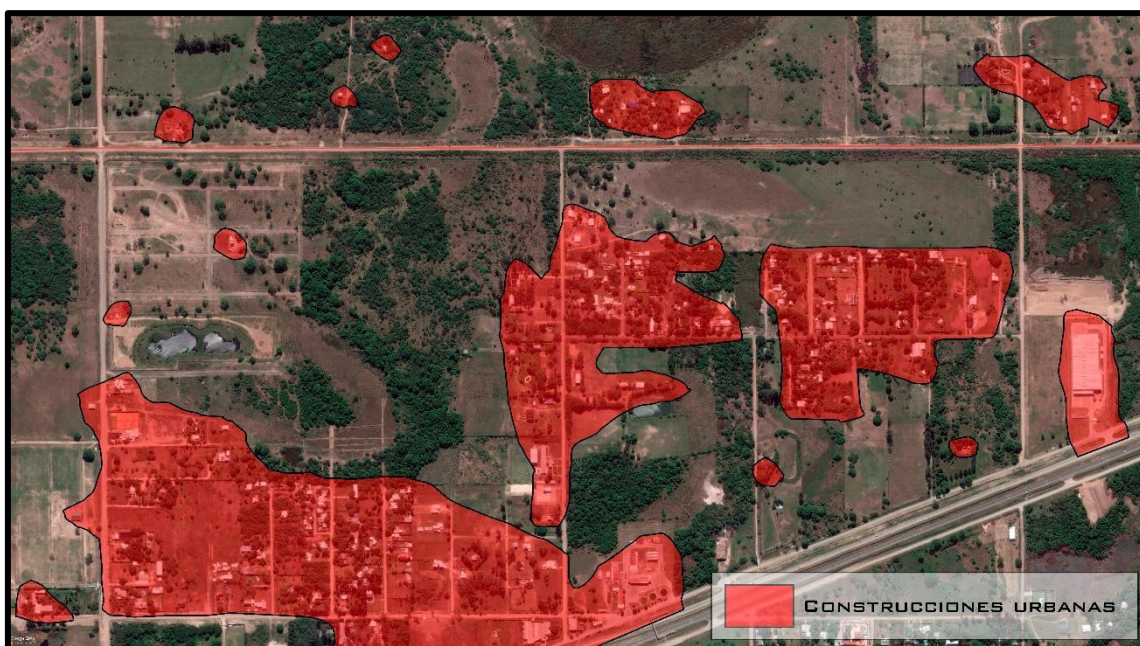


Figura 2.12 Imagen satelital (Tramo Av. Sarmiento – Borrini) (Fuente: Elaboración propia en base a Google Earth, 2015).

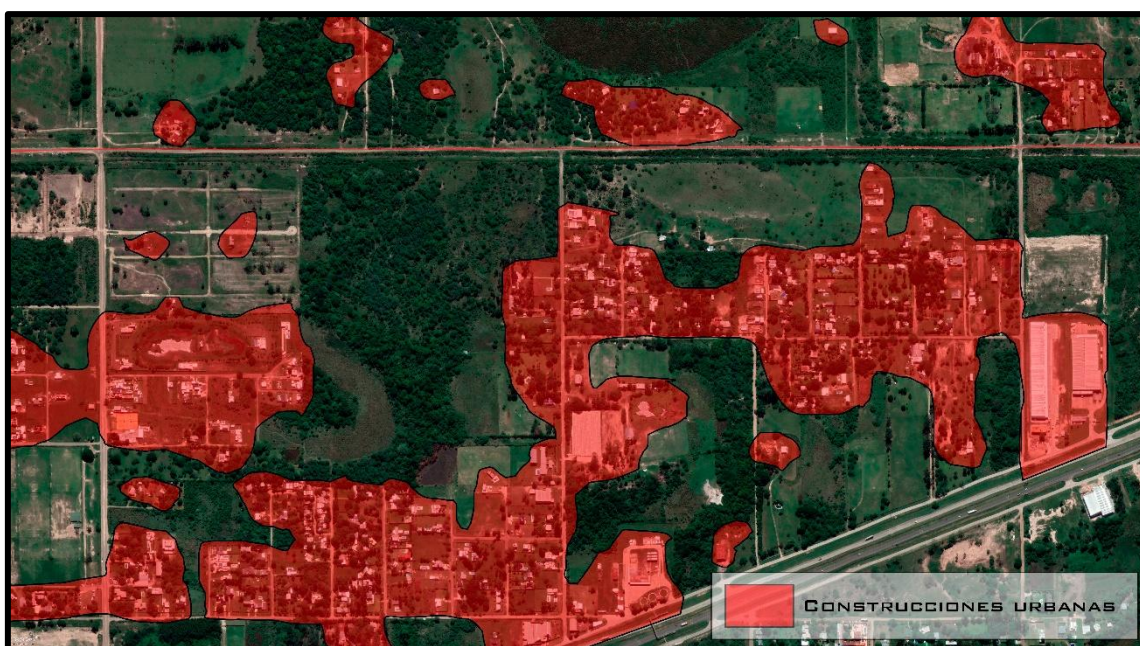


Figura 2.13 Imagen satelital (Tramo Av. Sarmiento – Borrini) (Fuente: Elaboración propia en base a Google Earth, 2022).

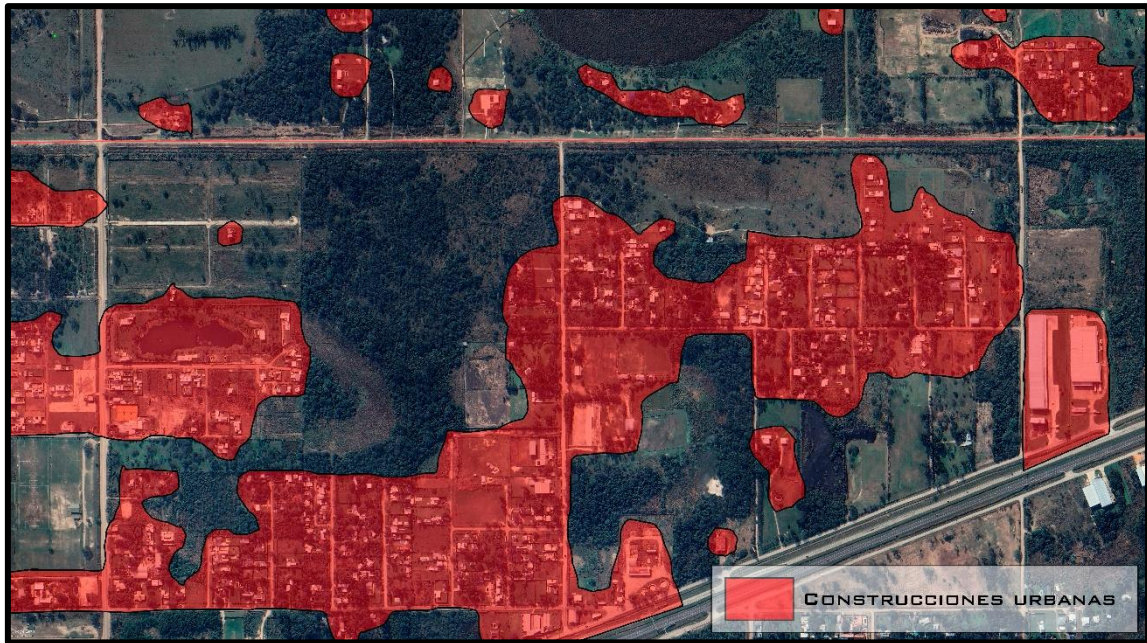


Figura 2.14 Imagen satelital (Tramo Av. Sarmiento – Borrini) (Fuente: Elaboración propia en base a Google Earth, 2024).

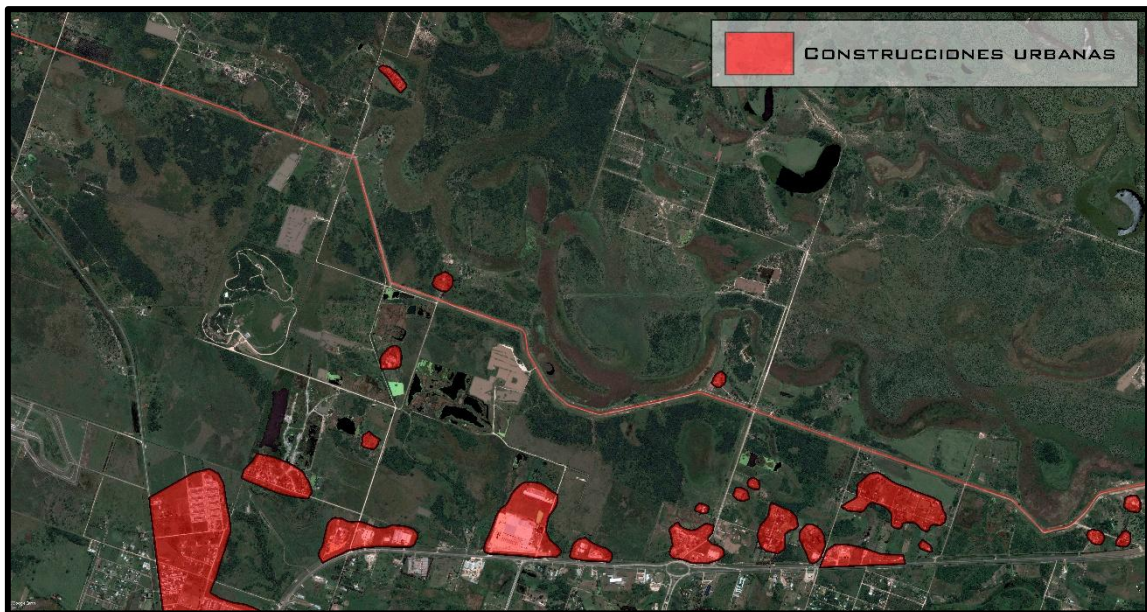


Figura 2.15 Imagen satelital (Defensa Norte) (Fuente: Elaboración propia en base a Google Earth, 2002).

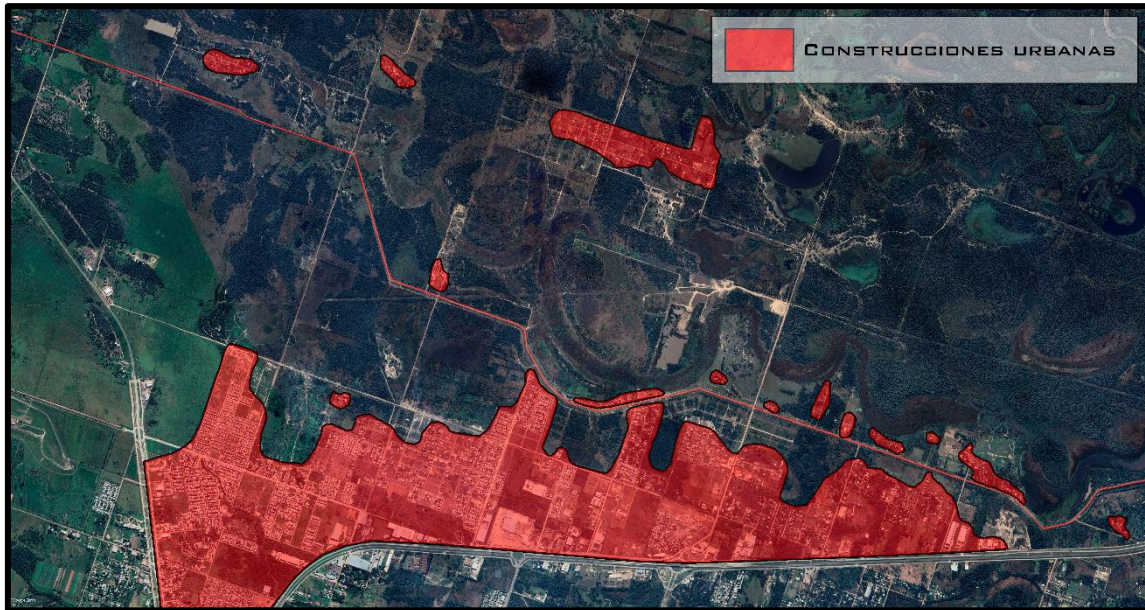


Figura 2.16 Imagen satelital (Defensa Norte) (Fuente: Elaboración propia en base a Google Earth, 2024).

Si se realiza una comparativa de las distintas imágenes satelitales, se puede observar cómo con el paso de los años, las construcciones urbanas avanzan hacia la defensa (ver Fig. 2.15 y Fig 2.16), siendo esta ahora una vía de circulación para la población, lo cual implica que la defensa ahora también está sometida además del desgaste natural del tránsito vehicular.

En conclusión, el crecimiento urbano ha transformado la función original de la defensa, convirtiéndola en una vía de circulación clave para la población y ante esta nueva realidad resulta necesario implementar soluciones viales y estructurales que mitiguen tanto el impacto del tránsito vehicular como el desgaste natural, garantizando la protección y conservación de la defensa, así como la seguridad y comodidad de quienes la utilizan a diario.

CAPITULO 3: ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Con el fin de determinar la magnitud y frecuencia de inundaciones para la que está diseñada la defensa se realizó un análisis estadístico de las alturas y caudales del río Paraná en la estación Corrientes.

El objetivo de este análisis fue el determinar la altura asociada a una determinada crecida de manera de verificar el comportamiento de la defensa ante esta.

3.1 ELECCIÓN DE LA SERIE DE DATOS

El Registro Nacional de Información Hídrica posee registro de lecturas diarias de escala hidrométrica del río Paraná en la estación Corrientes a partir del año 1905 hasta la actualidad, por lo tanto, para realizar el análisis estadístico fue necesario definir la serie con la cual trabajar.

Primero se definió el tipo de serie, es decir si con una serie de alturas diarias o con una de alturas máximas anuales.

Como se trata de una defensa contra inundaciones extremas se eligió trabajar con una serie de alturas máximas anuales y para ello se seleccionó la mayor altura registrada para cada año hidrológico correspondiente al río Paraná en el sector en estudio, es decir desde el 1 de septiembre al 31 de agosto del siguiente año, de manera tal que entre cada período de crecientes exista al menos un período de estiaje, lo que permitió asegurarnos que dichas crecientes sean independientes y no se encuentran influenciadas por otra crecida anterior.

Definida la serie de alturas máximas anuales fue necesario precisar la longitud de la serie, es decir si trabajar con la serie completa o solo con una parte de ella, esto debido a que, un estudio realizado para las distintas crecientes del río Paraná, indica

que en los últimos años existe una mayor frecuencia de valores de caudal próximos y mayores a 40.000 m³/s en comparación con la serie completa.

Dichas variaciones serían el resultado del cambio del tipo de uso de suelo y de las represas construidas en los últimos 50 años, pudiendo influir también las consecuencias del cambio climático (Gómez et al., 2019) ^[6]; por lo tanto se trabajó con la denominada serie moderna (1970-2023) la cual se estima que refleja de mejor manera el comportamiento actual de la cuenca en estudio. De esta manera a partir de la serie de alturas diarios completa se obtuvo una serie de alturas máximas anuales correspondiente al período 1970-2023 representada en la Tabla 3.1:

Tabla 3.1. Serie moderna de alturas máximas anuales

Año Hidrológico		H máx [m]	Año Hidrológico		H máx [m]
1969	1970	4,52	1996	1997	7,72
1970	1971	5,86	1997	1998	8,39
1971	1972	5,24	1998	1999	7,3
1972	1973	6,27	1999	2000	3,8
1973	1974	6,34	2000	2001	6,16
1974	1975	5,18	2001	2002	5,66
1975	1976	5,76	2002	2003	5,4
1976	1977	7,13	2003	2004	5,47
1977	1978	5,46	2004	2005	5,8
1978	1979	6,26	2005	2006	5,66
1979	1980	6,81	2006	2007	6,54
1980	1981	6,42	2007	2008	4,54
1981	1982	7,26	2008	2009	4,8
1982	1983	9,04	2009	2010	6,8
1983	1984	7,13	2010	2011	6,54
1984	1985	6,06	2011	2012	5,61
1985	1986	5,82	2012	2013	7,23
1986	1987	7,38	2013	2014	7,16
1987	1988	5,82	2014	2015	6,3
1988	1989	6,05	2015	2016	7,47
1989	1990	7,94	2016	2017	6,16
1990	1991	6,51	2017	2018	6,63
1991	1992	8,63	2018	2019	5,59
1992	1993	6,31	2019	2020	3,2
1993	1994	6,73	2020	2021	4,77
1994	1995	6,93	2021	2022	3,74
1995	1996	5,79	2022	2023	5,48

Para poder realizar un análisis integral se procedió, a partir de la serie de alturas máximas anuales, a obtener una serie de caudales máximos anuales. Para ello se trabajó con las curvas H-Q oficializadas por el Instituto Nacional del Agua (INA), las

cuales corresponden a la estación Corrientes para los períodos de 01/01/1900-01/09/2000 y 01/09/2000-Actualidad. Las series obtenidas se representan en la Tabla 3.2.

1. Curva H-Q período 01/01/1900 – 01/09/2000:

Hasta 6,00m $\rightarrow Q = 0,4404 \times (HM + 12,036)^{3,82387}$

Hasta 10,00m $\rightarrow Q = 56,218 \times HM^2 + 348,86 \times HM + 5393,5$

2. Curva H-Q período 01/09/2000 – Actualidad:

Hasta 6,42m $\rightarrow Q = 65,29834 \times (HM + 7,8270166)^{2,29573522}$

Hasta 8,50m $\rightarrow Q = 0,0037168239 \times (HM + 20,01)^{4,84739398}$

Tabla 3.2. Serie moderna de alturas y caudales máximos anuales

Año Hidrológico				Año Hidrológico			
		H máx [m]	Q máx [m3/s]			H máx [m]	Q máx [m3/s]
1969	1970	4,52	20.182	1996	1997	7,72	41.892
1970	1971	5,86	27.178	1997	1998	8,39	48.248
1971	1972	5,24	23.750	1998	1999	7,3	38.167
1972	1973	6,27	29.880	1999	2000	3,8	17.027
1973	1974	6,34	30.405	2000	2001	6,16	27.873
1974	1975	5,18	23.436	2001	2002	5,66	25.638
1975	1976	5,76	26.602	2002	2003	5,4	24.518
1976	1977	7,13	36.716	2003	2004	5,47	24.817
1977	1978	5,46	24.928	2004	2005	5,8	26.253
1978	1979	6,26	29.805	2005	2006	5,66	25.638
1979	1980	6,81	34.075	2006	2007	6,54	29.729
1980	1981	6,42	31.012	2007	2008	4,54	21.011
1981	1982	7,26	37.823	2008	2009	4,8	22.039
1982	1983	9,04	54.901	2009	2010	6,8	31.167
1983	1984	7,13	36.716	2010	2011	6,54	29.729
1984	1985	6,06	28.338	2011	2012	5,61	25.421
1985	1986	5,82	26.947	2012	2013	7,23	33.666
1986	1987	7,38	38.861	2013	2014	7,16	33.248
1987	1988	5,82	26.947	2014	2015	6,3	28.518
1988	1989	6,05	28.266	2015	2016	7,47	35.128
1989	1990	7,94	43.923	2016	2017	6,16	27.873
1990	1991	6,51	31.703	2017	2018	6,63	30.220
1991	1992	8,63	50.649	2018	2019	5,59	25.334
1992	1993	6,31	30.179	2019	2020	3,2	16.148
1993	1994	6,73	33.432	2020	2021	4,77	21.919
1994	1995	6,93	35.052	2021	2022	3,74	18.021
1995	1996	5,79	26.774	2022	2023	5,48	24.860

A continuación, con los datos de la tabla 3.2, se graficaron las curvas H-Q correspondientes a cada período (1970 – 2000 y 2000 - actualidad). Esto debido a que para cada período se tiene una curva distinta (ver Fig. 3.1 y Fig. 3.2).

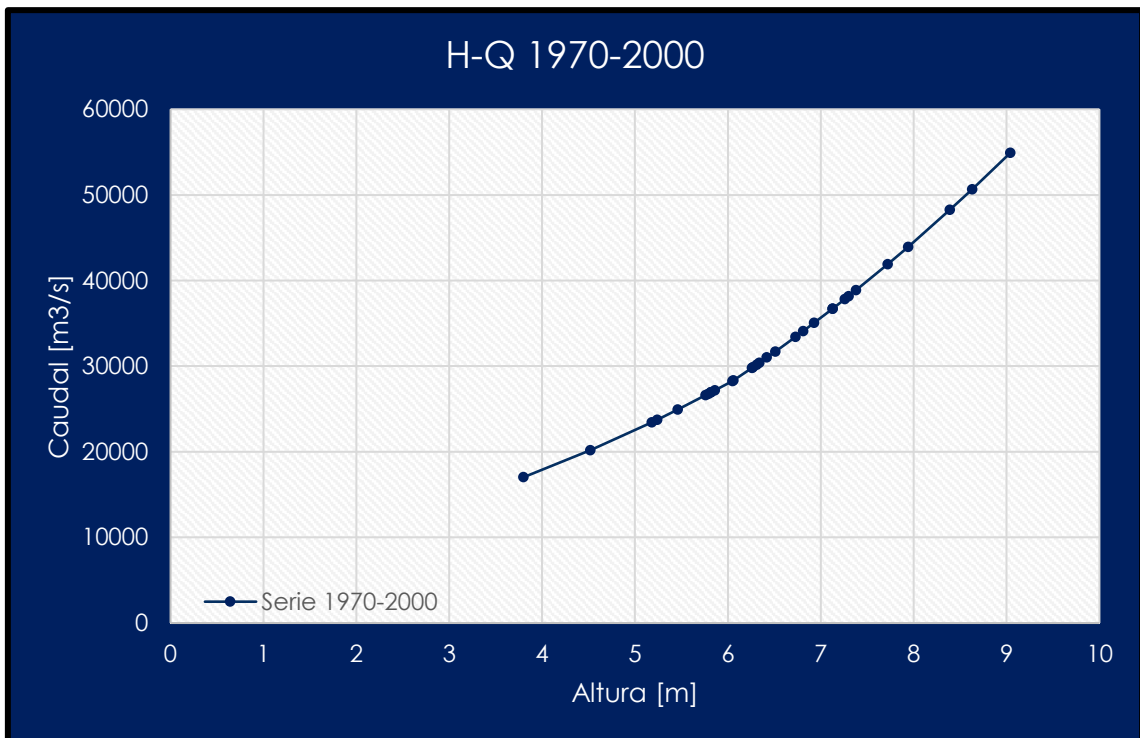


Figura 3.1 Curva alturas-caudal para la serie moderna (1970-2000) (Fuente: elaboración propia).

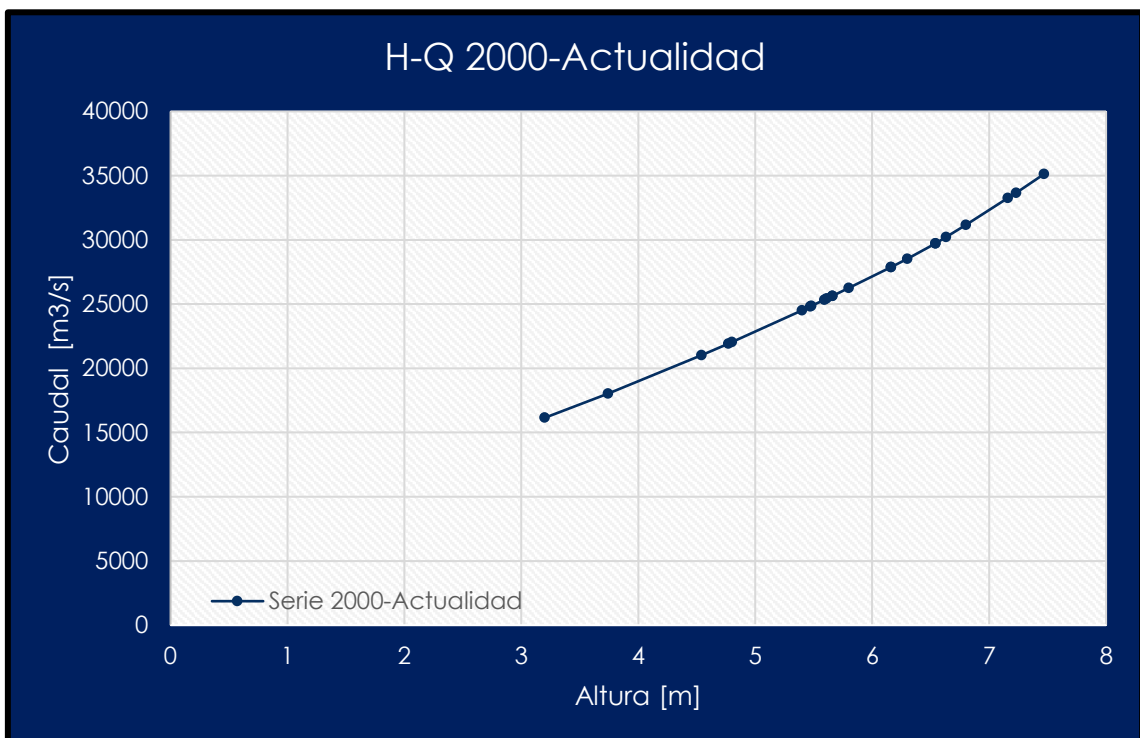


Figura 3.2. Curva altura-caudal para la serie moderna (2000-Actualidad) (Fuente: elaboración propia).

3.2 ANÁLISIS ESTADÍSTICOS DE LAS SERIES

El objetivo de este apartado es obtener la magnitud de la máxima creciente histórica registrada, su frecuencia y tiempo de recurrencia.

Para lograr esto, a modo comparativo, se realizó un análisis por separado tanto de la serie de caudales máximos anuales como también de la de alturas máximas anuales; para esto se utilizó el programa "AFMulti" o modelo de análisis de frecuencias múltiples, el cual nos permite analizar una serie dada con distintos tipos de distribuciones teóricas de probabilidad (Log. Gauss, GEV, Gumbel, Pearson, Log. Pearson, Exponencial y Wakeby), hallar los distintos parámetros estadísticos, verificar la bondad de ajuste de las distribuciones, hallar valores de probabilidad o tiempos de recurrencia para valores específicos de la variable y valores la variable para distintos valores de probabilidad o tiempos de recurrencia.

3.2.1 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA SERIE DE ALTURAS

Partiendo de la serie de alturas máximas anuales (ver Tabla 3.2), se obtuvieron los siguientes parámetros estadísticos:

Tabla 3.3 Parámetros estadísticos de la serie de alturas máximas anuales

Parámetros estadísticos	
Media	6,2
Desvío	1,17
Coefficiente Asimetría	-0,09
Coefficiente Variación	0,1884
Coefficiente ASIM/VARI	-0,46
Coefficiente Curtosis	3,26

El programa se configuró para que realice el análisis de la serie con todas las distribuciones teóricas de probabilidad disponibles utilizando, para obtener la frecuencia empírica, la expresión de Hazen ($B=0,50$).

Para verificar la bondad de ajuste de la muestra, a cada distribución se le calcularon los errores cuadráticos medios de la frecuencia (ECMF) y de la variable (ECMV) y las pruebas de Chi-Cuadrado (χ^2) y Kolmogoroff.

Para seleccionar la distribución de probabilidad teórica, se evaluó la bondad de ajuste teniendo en cuenta los valores mínimos de ECMF y ECMV.

Para la serie de alturas máximas anuales, en la estación Corrientes, se obtuvieron los valores de la tabla 3.4 siguiente:

Tabla 3.4 Resultados de bondad de ajuste para distintas distribuciones de probabilidad

BONDAD DE AJUSTE							
	Log-Gauss	Gumbel	GEV	Pearson	Log-Pearson	Exponenc.	Wakeby
Kolmogoroff	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	
Chi-Cuadrado	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	
ECMF	0,0367	0,0528	0,0342	0,0284	0,0313	0,0898	0
ECMV	0,2	0,3	0,16	0,14	0,15	0,5	0,15

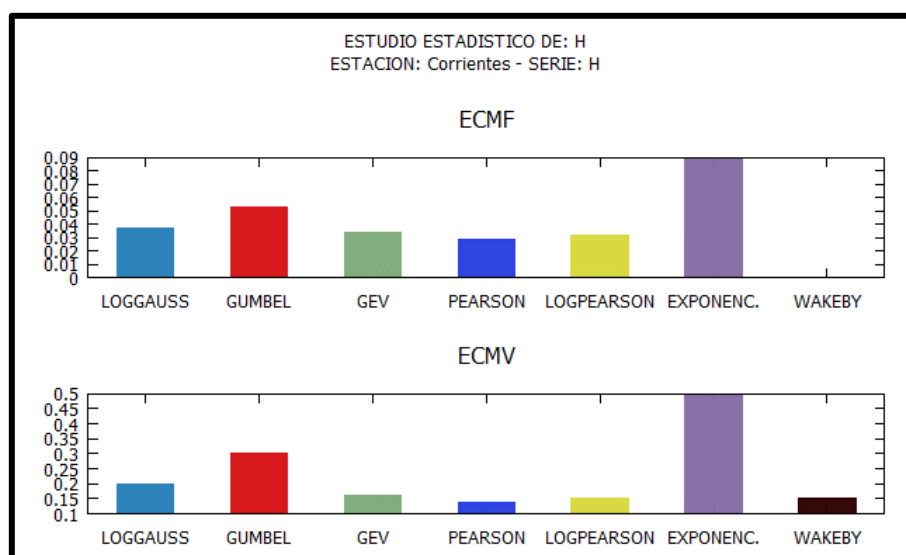


Figura 3.3 Bondad de ajuste para serie de alturas máximas anuales (Fuente: AFMulti).

Según estos resultados se eligió la distribución de Pearson, ya que es la que arrojó menores valores de ECMF y de ECMV (ver Fig. 3.3). La distribución tipo Pearson, es una distribución que arroja buenos resultados para describir la distribución de probabilidades de picos de crecientes máximos anuales, tal como es el caso de este trabajo, en el cual se analiza el comportamiento de la defensa contra este tipo de crecientes.

Una vez elegida la distribución de probabilidad teórica, se procedió a hallar los valores de las probabilidades para los distintos valores de la variable y su tiempo de retorno:

Tabla 3.5 Valores de probabilidad y TR para los distintos valores de la variable

H [m]	Año	Prob. Pearson	TR
9,04	1983	0,006	166,7
8,61	1992	0,0163	61,3
8,38	1998	0,0275	36,4
7,93	1990	0,0651	15,4
7,72	1997	0,0939	10,6
7,47	2016	0,137	7,3
7,38	1987	0,1552	6,4
7,3	1984	0,1725	5,8
7,3	1999	0,1816	5,5
7,26	1982	0,1886	5,3
7,23	2013	0,2056	4,9
7,16	2014	0,2132	4,7
7,13	1977	0,2132	4,7
6,93	1995	0,2676	3,7
6,81	1980	0,3029	3,3
6,8	2010	0,306	3,3
6,73	1994	0,3276	3,1
6,62	2018	0,3594	2,8
6,54	2007	0,3888	2,6
6,54	2011	0,3888	2,6
6,51	1991	0,3987	2,5
6,42	1981	0,429	2,3
6,34	1974	0,4563	2,2
6,3	1993	0,4666	2,1
6,29	2015	0,47	2,1
6,27	1973	0,4803	2,1
6,26	1979	0,4837	2,1

H [m]	Año	Prob. Pearson	TR
6,16	2001	0,5179	1,9
6,16	2017	0,5179	1,9
6,06	1985	0,5519	1,8
6,05	1989	0,5553	1,8
5,86	1971	0,6182	1,6
5,82	1986	0,6311	1,6
5,82	1988	0,6311	1,6
5,8	2005	0,6375	1,6
5,78	1996	0,6406	1,6
5,76	1976	0,6501	1,5
5,69	2006	0,6809	1,5
5,64	2002	0,6809	1,5
5,61	2012	0,6959	1,4
5,59	2019	0,7018	1,4
5,51	2023	0,733	1,4
5,46	1978	0,7358	1,4
5,46	2004	0,7385	1,4
5,4	2003	0,7546	1,3
5,24	1972	0,795	1,3
5,18	1975	0,8089	1,2
4,8	2009	0,8829	1,1
4,76	2021	0,8877	1,1
4,54	2008	0,92	1,1
4,52	1970	0,9224	1,1
3,8	2000	0,9778	1,0
3,77	2022	0,9802	1,0
3,2	2020	0,9937	1,0

3.2.2 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA SERIE DE CAUDALES

Partiendo de la serie de caudales máximos anuales (Tabla 3.2) se realizó el mismo análisis que para la serie de alturas máximas anuales en cuanto a parámetros de cálculo y valores de la variable para hallar los valores de probabilidad y tiempo de recurrencia. Se obtuvieron así los siguientes resultados presentados en la tabla 3.6.:

Tabla 3.6 Parámetros estadísticos de la serie de caudales máximos anuales

Parámetros estadísticos	
Media	30.047,8
Desvío	7869,56
Coficiente Asimetría	1,05
Coficiente Variación	0,2619
Coficiente ASIM/VARI	4,00
Coficiente Curtosis	4,19

Tabla 3.7 Resultados de bondad de ajuste para distintas distribuciones de probabilidad

	BONDAD DE AJUSTE						
	Log-Gauss	Gumbel	GEV	Pearson	Log-Pearson	Exponenc.	Wakeby
Kolmogoroff	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	
Chi-Cuadrado	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	
ECMF	0,0358	0,0291	0,0314	0,0346	0,0297	0,0541	0
ECMV	1074,88	874,24	867,29	1130,53	888,2	1658,99	833,99

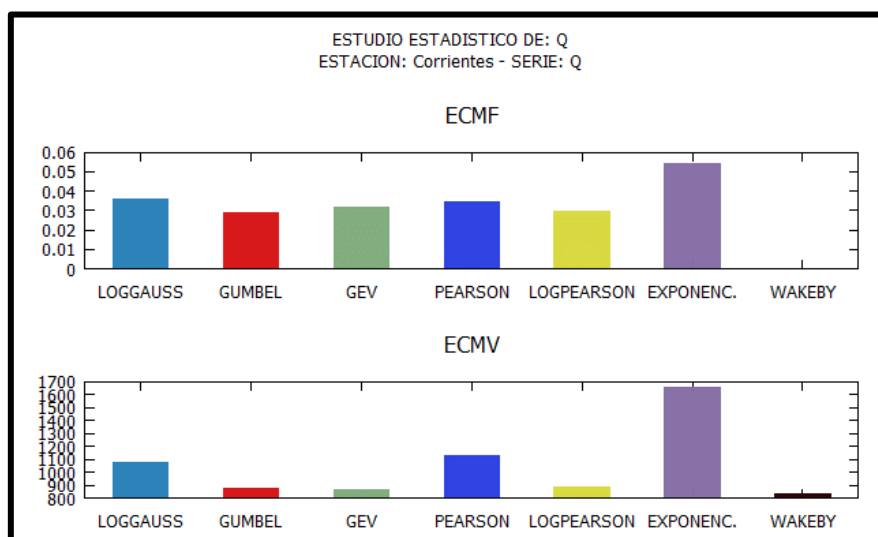


Figura 3.4 Bondad de ajuste para serie de caudales máximos anuales (Fuente: AFMulti).

Según estos resultados se eligió la distribución de Gumbel, ya que es la que arrojó menores valores de ECMF y de ECMV (ver Fig. 3.4). La distribución de probabilidad de Gumbel o de Valor Extremo Tipo 1, es una distribución que se ajusta especialmente bien para series que se conforman seleccionando valores extremos, como es el caso de la serie de caudales máximos anuales, la cual se conformó seleccionando el valor de máximo caudal de cada año hidrológico.

Una vez elegida la distribución de probabilidad teórica, se procedió a hallar los valores de las probabilidades para los distintos valores de la variable y su tiempo de retorno:

Tabla 3.8 Valores de probabilidad y TR para los distintos valores de la variable

Q [m³/s]	Año	Prob. Gumbel	TR	Q [m³/s]	Año	Prob. Gumbel	TR
54.901	1983	0,0097	103,09	28.338	1985	0,5239	1,91
50.446	1992	0,0193	51,81	28.266	1989	0,528	1,89
48.149	1998	0,0284	35,21	27.873	2001	0,5509	1,82
43.829	1990	0,0568	17,61	27.873	2017	0,5509	1,82
41.892	1997	0,0781	12,80	27.178	1971	0,592	1,69
38.861	1987	0,1249	8,01	26.947	1986	0,6058	1,65
38.167	1999	0,1388	7,20	26.947	1988	0,6058	1,65
38.167	1984	0,1461	6,84	26.717	1996	0,6162	1,62
37.823	1982	0,1724	5,80	26.602	1976	0,6265	1,60
36.716	1977	0,1724	5,80	26.253	2005	0,6474	1,54
35.128	2016	0,2175	4,60	25.769	2006	0,6842	1,46
35.052	1995	0,2198	4,55	25.551	2002	0,6842	1,46
34.075	1980	0,2526	3,96	25.421	2012	0,697	1,43
33.666	2013	0,2674	3,74	25.334	2019	0,7021	1,42
33.432	1994	0,2763	3,62	24.988	2023	0,7258	1,38
33.248	2014	0,2834	3,53	24.928	1978	0,7298	1,37
31.703	1991	0,3486	2,87	24.774	2004	0,7322	1,37
31.167	2010	0,3736	2,68	24.518	2003	0,7493	1,33
31.012	1981	0,3811	2,62	23.750	1972	0,7916	1,26
30.405	1974	0,4112	2,43	23.436	1975	0,808	1,24
30.165	2018	0,4207	2,38	22.039	2009	0,8742	1,14
30.104	1993	0,4228	2,37	21.879	2021	0,8792	1,14
29.880	1973	0,4384	2,28	21.011	2008	0,9138	1,09
29.805	1979	0,4424	2,26	20.182	1970	0,9395	1,06
29.729	2007	0,4465	2,24	18.128	2022	0,9815	1,02
29.729	2011	0,4465	2,24	17.027	2000	0,9908	1,01
28.471	2015	0,5135	1,95	16.148	2020	0,9956	1,00

3.3 DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

A partir de los análisis realizados con la serie de alturas máximas anuales y caudales máximos anuales, lo que se puede observar es que, para los valores de las variables de un determinado año, se obtienen tiempos de recurrencia distintos dependiendo de la variable con la que se trabaja, alturas máximas anuales o caudales máximos anuales.

Si se toma el año 1983, el cual se corresponde con la creciente máxima histórica, vemos que para la serie de caudales máximos anuales se obtuvo tiempo de recurrencia de 103 años y para la serie de alturas máximas anuales se obtuvo tiempo de recurrencia de 166 años y como se puede observar hay una diferencia de 61% aproximadamente entre ambos valores; esto se debe a que el caudal es un volumen de agua atravesando la sección en un determinado tiempo, y de acuerdo a como sea la sección, este volumen proporcionará una medida mayor o menor en la altura de la escala hidrométrica. A su vez, la altura que alcanza el agua en la misma sección dependen de la configuración geométrica de la misma y de las características de pendiente y rugosidad del tramo aguas arriba y aguas abajo, como se menciona en el libro “El río Paraná en su tramo medio – Tomo I” (Amsler, et al., 2020) ^[7].

Por lo tanto, seleccionamos a los caudales máximos anuales como descriptores principales de la magnitud de la crecida, siendo la forma correcta de trabajar para determinar una altura asociada a una creciente, de la manera como se menciona en el libro “El río Paraná en su tramo medio – Tomo II” (Amsler, et al., 2020) ^[8]:

- 1- Seleccionar los caudales máximos anuales de crecidas independientes
- 2- Realizar el ajuste de distribuciones estadísticas a la serie de Q_{max}
- 3- Transformar estos Q_{max} en niveles, teniendo en cuenta una curva H-Q actualizada.

A partir de esto se decidió trabajar con los resultados obtenidos en el análisis estadístico de la serie de caudales.

Partiendo de obtener los límites de utilización de la curva H-Q actual oficializada por el INA y tomando la creciente máxima histórica del año 1983 para realizar las pertinentes verificaciones, se llegó a las siguientes conclusiones:

1. Curva H-Q período 01/09/2000 – Actualidad:

$$\text{Para } 0 \text{ m}^3/\text{s} < Q \leq 27146 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow H = \sqrt[2,29573522]{\frac{Q}{65,29834}} - 7,8270166$$

$$\text{Para } 27146 \text{ m}^3/\text{s} < Q \leq 41857 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow H = \sqrt[4,84739398]{\frac{Q}{0,0037168239}} - 20,01$$

Considerando que la curva H-Q oficial actual tiene una validez de hasta un máximo +8,50 m en la escala hidrométrica o 41.857 m³/s de caudal, vemos que el caudal de la creciente máxima histórica del año 1983 cae fuera del límite de utilización de dicha curva, pero dicha curva responde a la geomorfología actual del río. Teniendo en cuenta esto, se decidió utilizar de igual manera dicha creciente para realizar las verificaciones, ya que esta existió realmente y que, además, no se posee una curva actualizada que admita mayores caudales.

Por lo tanto, realizando la transformación H-Q, la altura correspondiente sería:

Cota cero IGN estación Corrientes		+41,853	
Caudal (m ³ /s)	H (m)	Cota IGN	Cota MOP
54.901	10,03	+51,88	+52,42

Si consideramos el eventual oleaje que se produciría con la creciente, teniendo en cuenta la intensidad del viento predominante perpendicular a la corriente, la atenuación de las copas de los árboles y la distancia máxima a la costa más próxima sería suficiente considerar una revancha de 1,00 metro para dicho oleaje. Partiendo de la altura de la creciente (+52,42 m) y sumando la del oleaje, el valor total sería +53,40 m (referido a cota MOP).

Por lo tanto, es posible concluir que para la creciente máxima histórica del río Paraná, de la cual se tiene registro, la Defensa Norte es eficaz y, por lo tanto, es posible asegurar que será eficaz para todas las crecientes que tengan un tiempo de recurrencia igual o menor a 103 años, con dicha altura de +54,00 m.

Si se toma en cuenta la normativa de la ASSHTO, la cuales sugieren diferentes tiempos de recurrencia de diseño según el tipo de obra, como se indica en la Figura 3.5:

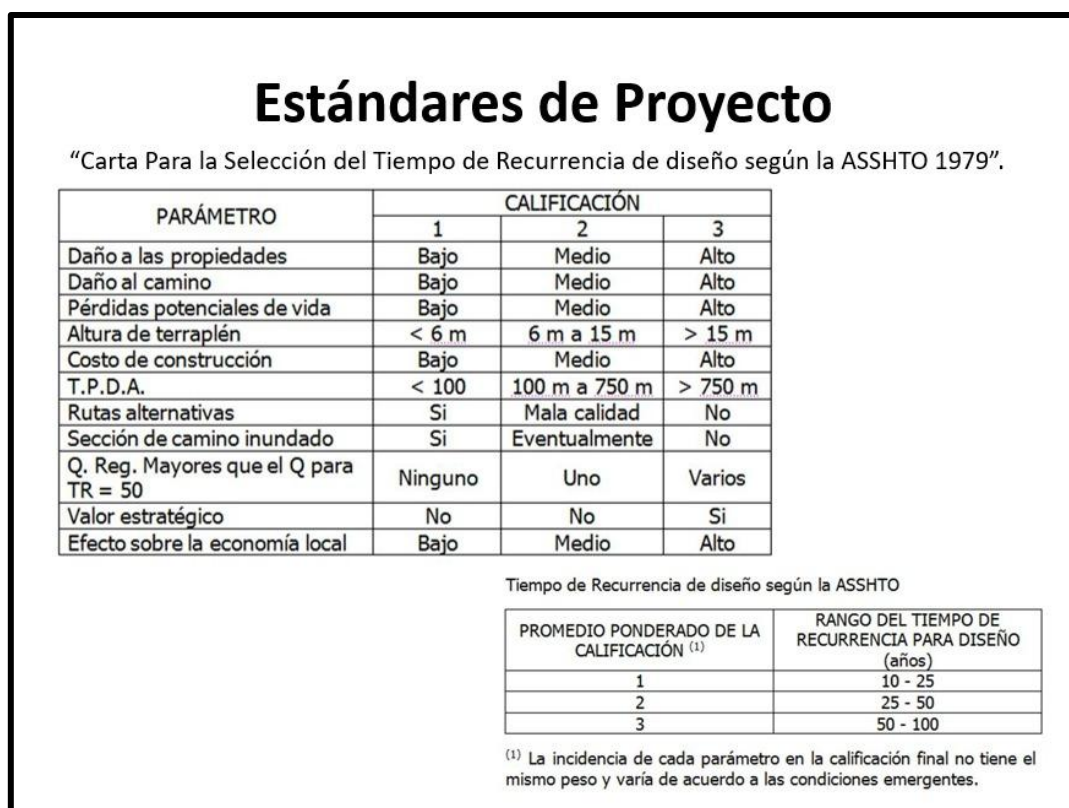


Figura 3.5 Carta de selección de TR de diseño (Fuente: ASSHTO, 1979). ^[9]

Teniendo en cuenta que la falla de la defensa representa un riesgo muy alto para la pérdida de vidas humanas y, basándonos en las recomendaciones de la ASSHTO, la cual sugiere como tiempo de recurrencia de diseño para defensas contra inundaciones, un TR de como mínimo 100 años, vemos que la Defensa Norte se encuentra en óptimas condiciones en cuanto al diseño hidrológico.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El relevamiento de datos topográficos, fotogramétricos y geotécnicos, constituyen una fase fundamental en el diseño estructural de proyectos, tomando mayor importancia en obras de gran envergadura, cuyo fallo produciría grandes daños.

Debido la importancia de estos estudios y debido a la falta de estos, se optó por la obtención propia de esta información. En este capítulo se detallarán las tareas realizadas para la obtención de ésta, las técnicas, metodologías, y las herramientas utilizadas para lograrlo.

Estos datos topográficos, fotogramétricos y geotécnicos, serán luego empleados para las evaluaciones y diseños estructurales pertinentes y siguientes capítulos.

4.1 RELEVAMIENTO TOPOGRÁFICO Y FOTOGRAMÉTRICO

Se comienza explicando qué es un relevamiento topográfico; es el proceso de recopilación, medición y representación de las características físicas y geográficas de del terreno y el relevamiento fotogramétrico es un proceso de obtención de información sobre la superficie terrestre a partir de fotografías, generalmente aéreas.

De lo mencionado anteriormente, se observa que ambas técnicas son complementarias, es por ello por lo que la combinación del relevamiento topográfico y fotogramétrico ofrece como resultado una información precisa y eficiente del terreno. Esta será de gran utilidad para la obtención de los perfiles actuales longitudinales y transversales del terraplén.

4.1.1 EQUIPAMIENTO UTILIZADO

Para las actividades realizadas en campo, se utilizaron los siguientes equipos: GPS y dron. Estos tenían como finalidad medir coordenadas y elevación de los distintos puntos de interés para el desarrollo del trabajo.

Cabe destacar que todos los puntos están referenciados a cota IGN, y luego se los transformó a cota MOP debido a que el proyecto original está referido a ese sistema.

4.1.1.1 GPS

La metodología del GPS cinemático RTK (cinemática en tiempo real, por sus siglas en inglés) es un receptor permanece estacionado (base) mientras que el otro (móvil) se traslada de una estación a otra. Es por esto por lo que el relevamiento topográfico cuenta de tres partes: un receptor base, receptor móvil y una colectora.

El equipamiento utilizado fue el siguiente:

- La colectora que se utilizó fue un equipo marca Trimble modelo TSC3 (ver Fig. 4.1).
- Como receptor base (ver Fig. 4.2), se utilizó un GPS geodésico de la marca Trimble R8 con antena micro centrada y plato reductor de efecto multipath, Radio TDL 450H para trabajo en tiempo real el cual se mantuvo fijo en una sola posición.
- Como receptor móvil (ver Fig. 4.2), se utilizaron los GPS geodésicos marca Trimble R8 y R6 y programa "SURVEY CONTROLLER", Radio Receptora para trabajo a tiempo real.



Figura 4.1 Colectora marca Trimble modelo TSC3 (Fuente: Elaboración propia).



Figura 4.2 Receptor base (izquierda) y receptor (derecha) marca Trimble modelo R8 (Fuente: Elaboración propia).

Los equipos modelos R8 y R6 tienen las siguientes características:

Precisión del conjunto	Tiempo real	1 cm + 1 ppm en Horizontal
		2 cm + 1 ppm en Vertical
	Estático	0.5 mm + 1 ppm en Horizontal
		1mm + 2.5 ppm en Vertical

4.1.1.2 DRON

Para la fotogrametría se utilizó un dron de la marca Autel Robotics modelo Evo II pro (UV) que cuenta con una cámara que tiene resolución de 6k ultra HD y con un sensor de 1" de diámetro la cual le permite tomar fotografías en el área de estudio para su posterior procesamiento (ver Fig. 4.3).



Figura 4.3 Dron y su controlador (Fuente: Elaboración propia).

4.1.2 TRABAJOS REALIZADOS

De acuerdo con lo expresado anteriormente en este capítulo, debido a la falta de información se optó por obtenerla por nuestros propios medios. Para lograrlo, se tuvieron que realizar diversos trabajos de campo y un posterior procesamiento de la información en gabinete, con el fin de combinar la fotogrametría y la topografía, para lograr una íntegra relación de datos y así optimizar el análisis del terreno, pudiendo así garantizar la efectividad y seguridad de la información obtenida.

4.1.2.1 TAREAS DE CAMPO

Primeramente, se explica la parte topográfica, que, como se explicó anteriormente, se la realizó con el método GPS cinemático RTK.

Para comenzar el relevamiento se optó por colocar al receptor base en el coronamiento de la defensa, el cual permanece fijo en su ubicación en todo momento a lo largo de la operación.

Las coordenadas y elevación de la base son:

- Este: 5605508,6310m
- Norte: 6967134,6570m
- Cota: 54,148m.

La base está compuesta por un receptor marca Trimble modelo R8 y una antena micro centrada, ubicada a su lado (ver Fig. 4.4); ambos instrumentos, reposan sobre el plato circular de un trípode, el cual debe estar perfectamente horizontal de acuerdo con el nivel esférico del dispositivo.



Figura 4.4 Receptor base (izquierda) y antena micro centrada (derecha) (Fuente: Elaboración propia).

Luego de haber fijado la base, se procede con el armado de los receptores móviles, en este caso se usaron dos equipos marca Trimble modelos R6 y R8, ambos vinculados a la misma base.

El conjunto receptor consta de una jabalina, en la que sobre la parte superior se le coloca el dispositivo móvil; también en la mitad de esta se coloca una colectora, en nuestro caso fue de marca Trimble modelo TSC3, utilizada para el registro de los diversos puntos (ver Fig. 4.5). Es importante mencionar que la jabalina tiene una altura fija que debe estar expresada en la colectora, ya que de esta depende la precisión de los puntos relevados.



Figura 4.5 Jabalina equipada con la colectora y el receptor móvil (Fuente: Elaboración propia).

Armado el receptor base y el móvil, se procede a vincular cada colectora con el dispositivo móvil, que le corresponda según la jabalina en la cual está ubicada. Hecho esto se procede al relevamiento de los puntos de interés, al ser nuestra obra un terraplén se buscó tomar puntos estratégicos, los mismos se encontraban ubicados en: eje del terraplén, borde de calle (delimitado por el ahuellamiento de los vehículos), borde de talud, talud, pie de talud y terreno natural.

A lo largo del tramo en estudio se tomaron perfiles transversales cada 100 metros, mientras que los puntos correspondientes al eje se tomaron cada 10 metros, para luego realizar un perfil longitudinal.

La toma de los puntos se la hace de manera rápida, la cual se realiza colocando la punta inferior de la jabalina y manteniendo a ésta perfectamente vertical durante 3 segundos en el punto donde queramos hallar sus coordenadas y elevación (ver Fig. 4.6).

Para mayor practicidad, lo que se hizo fue etiquetar a los puntos, diferenciándolos por su ubicación respecto al terraplén.

Cabe aclarar que el relevamiento de todos los puntos está referido a cota IGN, para que luego en gabinete se los transforme a cota MOP.



Figura 4.6 Toma de puntos con GPS (Fuente: Elaboración propia).

Terminada la toma de puntos con los dispositivos GPS, se procedió a realizar la fotogrametría de la zona mediante un vuelo de dron. Previamente a poner en vuelo al dispositivo, se deben colocar puntos de apoyo fotogramétrico (PAF) en todo el tramo en estudio, estos son utilizados como apoyo para el tratamiento de la información de las imágenes tomadas por el dron (ver Fig. 4.7). Para materializarlos se colocan cruces hechas con cal en los extremos del área donde se prevé el vuelo del dron.



Figura 4.7 Relevando el PAF con GPS (Fuente: Elaboración propia).

El vehículo aéreo no tripulado (ver Fig. 4.8) funciona siguiendo una ruta predeterminada en la que solo el despegue y el aterrizaje requieren intervención del usuario, el resto de viaje lo realiza de manera automática, ya que, dicha ruta de vuelo es establecida previamente desde la aplicación del dron mediante un teléfono móvil. Durante el vuelo, todas las imágenes se adquieren a una altura especificada, a lo largo de líneas paralelas con un determinado solape, también, registra la información de posición de las imágenes para el procesamiento.



Figura 4.8 Dron próximo a comenzar el vuelo (Fuente: Elaboración propia).

4.1.3.2 TAREAS DE GABINETE

Una vez realizado el trabajo en campo, se procede con las actividades de oficina, el cual consta del procesamiento de toda la información recabada, para ello se utilizaron distintos programas computacionales dependiendo del tipo de información.

4.1.3.2.1 PROCESAMIENTO FOTOGRAMÉTRICO

Para el procesamiento de datos recolectados mediante el vuelo del dron se utiliza el programa "Agisoft", el cual permite utilizar las fotografías de la zona para generar la fotogrametría. Este procesamiento comprende tres niveles:

1. Procesamiento inicial.
2. Nube de puntos y malla.
3. Ortomosaico y Modelo Digital de Superficie (MDS).

A continuación, se detalla en que consiste cada nivel:

1. **Procesamiento inicial:** Las fotos aéreas obtenidas por el dron se cargan en el programa, al cual previamente se le configura el sistema de referencia a utilizar, y el mismo elabora una nube de puntos provisoria de la zona de trabajo. En este procesamiento inicial es necesario calibrar los PAF, los cuales tiene coordenadas y cotas conocidas, mediante la selección de aquellas imágenes en las cuales se visualizan las cruces echas con cal en la zona de trabajo (ver Fig. 4.9).

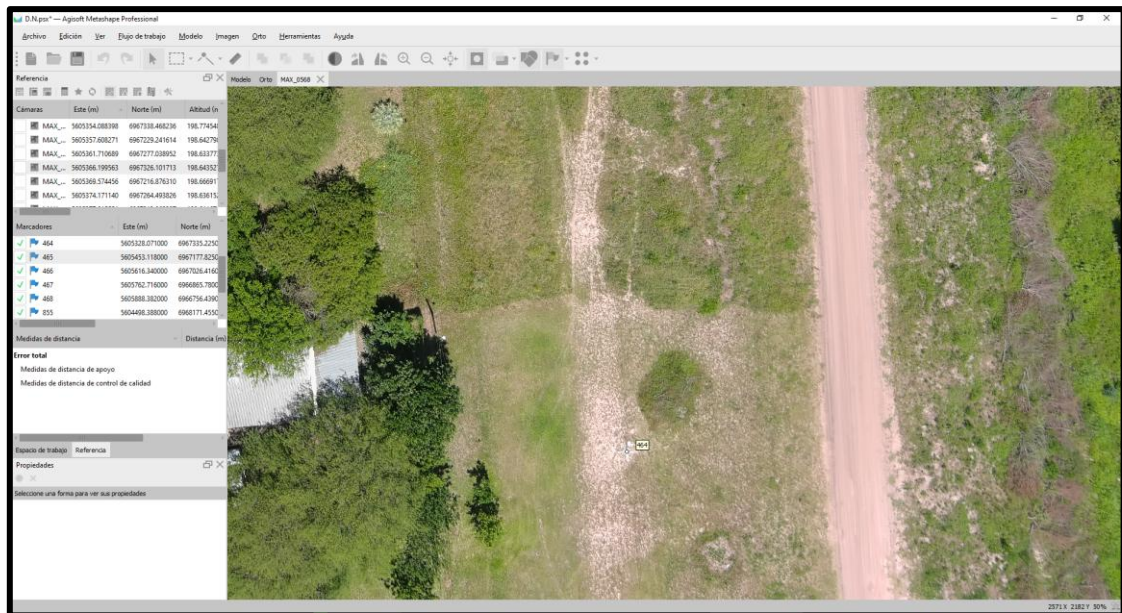


Figura 4.9 Imagen luego de ser procesada (Fuente: Elaboración propia).

2. Nube de puntos y malla: Una vez calibrados los PAF, se procede a elaborar la nube de puntos de la zona de trabajo, en donde cada punto está vinculado a una coordenada y una cota del sistema de referencia elegido (ver Fig. 4.10).

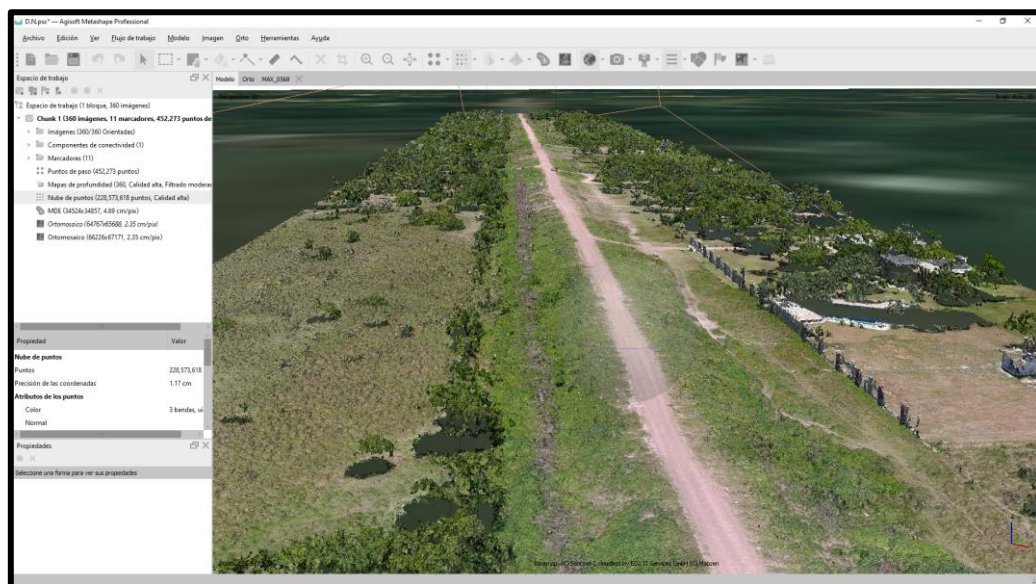


Figura 4.10 Armado de la nube de puntos (Fuente: Elaboración propia).

3. Ortomosaico y Modelo Digital de Superficie: Finalizada la elaboración de la nube de puntos, se genera el Ortomosaico de toda la zona relevada por el dron, uniendo todas las fotos aéreas tomadas por el mismo. A su vez, con la nube de puntos generada, es posible generar un Modelo Digital de Superficie, el cual representa a través de la variación de colores, la variación de las cotas de toda la zona relevada (ver Fig. 4.11 y Fig. 4.12).

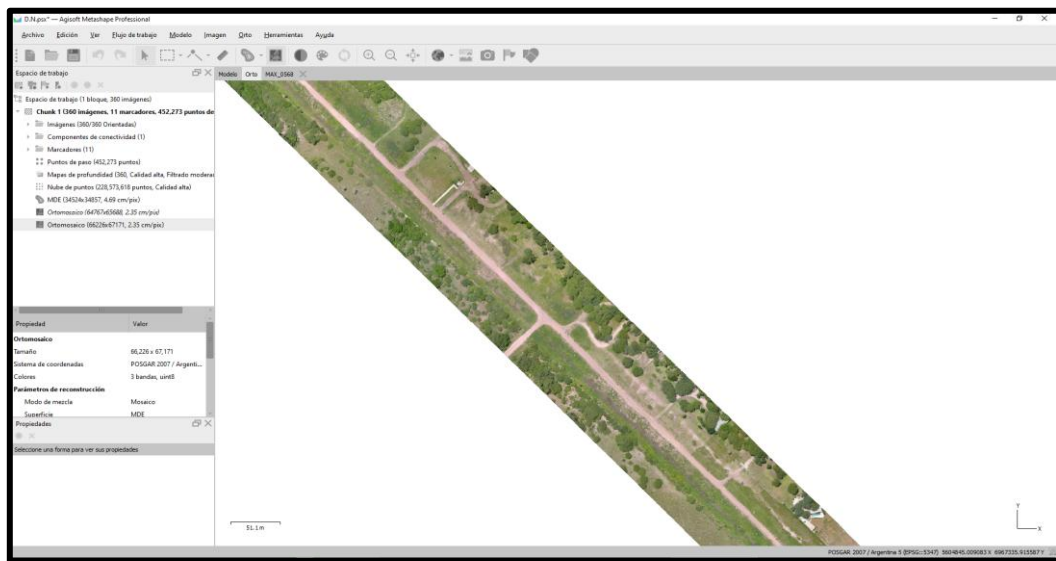


Figura 4.11 Ortomosaico (Fuente: Elaboración propia).

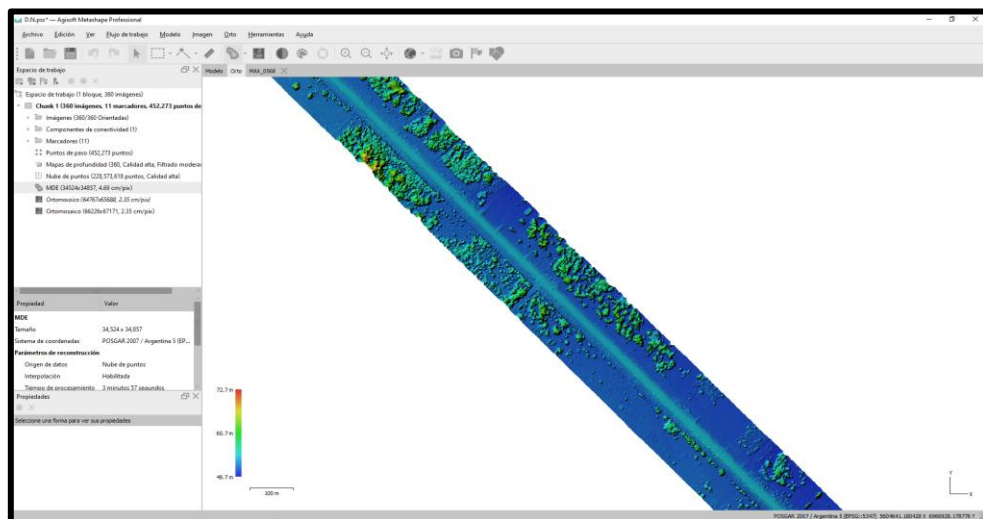


Figura 4.12 Modelo digital de superficie (Fuente: Elaboración propia).

4.1.3.2.2 PROCESAMIENTO TOPOGRÁFICO

Para procesar los datos recolectados por el GPS, se trabajó con el programa computacional "Civil3D".

Primero se procede a enviar el archivo que contiene a los puntos topográficos recolectados, desde la colectora hacia la computadora; hecho esto se trabaja el archivo que contiene coordenadas de los puntos en el programa "Excel", con el fin de dar formato al archivo y que este pueda ser leído por la aplicación "Civil3D". Una vez realizado los pasos anteriores, se procede a trabajar la información.

Para la vinculación planimétrica de todos los puntos topográficos obtenidos en campaña se utilizaron las coordenadas planas del sistema de representación Gauss-Kruger, POSGAR 07 Argentina 5, correspondiente a esta zona.

Para trabajar de manera ordenada, con nuestra información se buscó tener nuestro propio sistema de progresivas. Este tendría ubicada nuestra progresiva 0+000,00 m en la bocacalle que se genera por la intersección entre la avenida Sarmiento y la Defensa Norte. Del mismo modo, nuestras progresivas tendrían su final en la progresiva 2+025,00 m, ubicada en la bocacalle proveniente de la intersección entre avenida Int. Borrini y la Defensa Norte. Para una mayor apreciación de las progresivas, ver **Plano N°2: "VISTA EN PLANTA DESDE PROGRESIVA 0+000 A PROGRESIVA 1+000"** y **Plano N°3: "VISTA EN PLANTA DESDE PROGRESIVA 1+000 A PROGRESIVA 2+025"**.

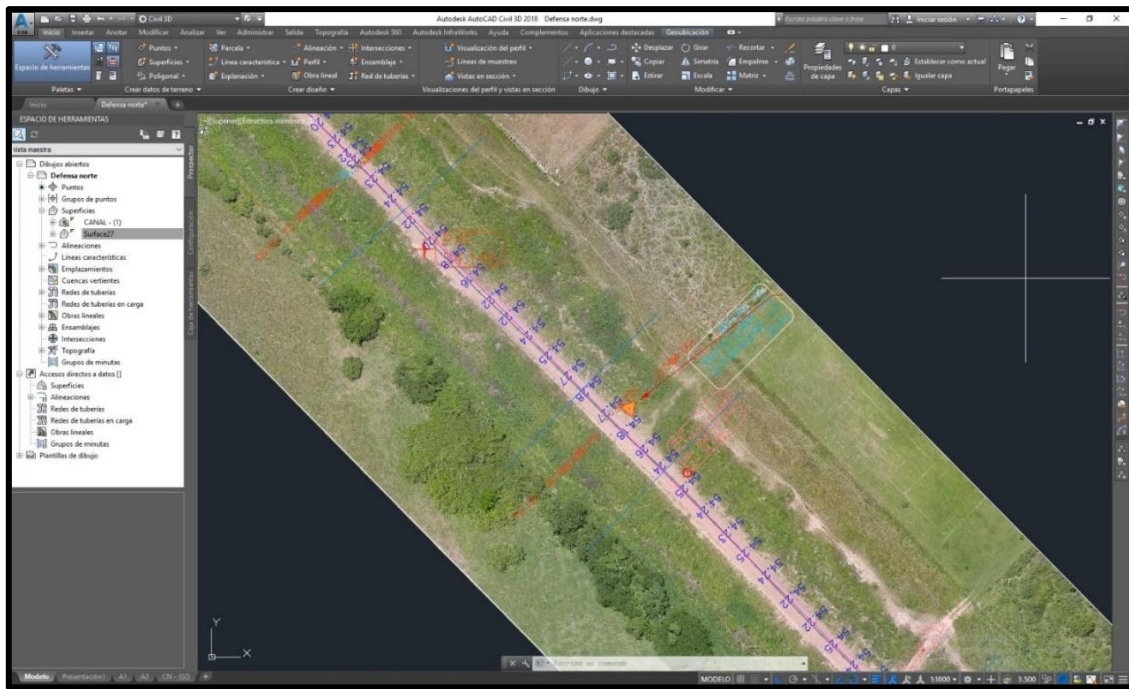


Figura 4.13: Puntos exportados de Excel a Civil3D (Fuente: Elaboración propia).

Como se puede observar en la figura 4.13, se presentan datos de puntos topográficos correspondientes al eje de calle (puntos azules), otros que se corresponden a la sección transversal del talud (puntos rojos), también se puede observar los PAF anteriormente mencionados (recuadros rojos). Trabajando con esta información, se pudo obtener un modelado de la defensa (ver fig. 4.14).



Figura 4.14 Modelado 3D del terrapién (Fuente: Elaboración propia).

Con la información procesada, se pudieron elaborar los perfiles longitudinales y transversales de la defensa para las distintas progresiva, lo cuales se pueden observar a detalle desde el **Plano N°4: “PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 0+000 A PROGRESIVA 0+260”** al **Plano N°11: “PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 1+820 A PROGRESIVA 2+025”** y **Plano N°12: “PERFILES TRANSVERSALES EXISTENTES DESDE PROGRESIVA 0+000 A PROGRESIVA 0+500”** a **Plano N°15: “PERFILES TRANSVERSALES EXISTENTES DESDE PROGRESIVA 1+600 A PROGRESIVA 2+000”**

4.2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

La caracterización geotécnica consiste en determinar las distintas propiedades físicas y mecánicas de los suelos, para luego poder evaluar su comportamiento frente a distintas cargas o deformaciones.

4.2.1 TRABAJOS REALIZADOS

En función de lo anteriormente mencionado, se realizaron distintas tareas de campo y laboratorio cuyo fin es caracterizar al suelo que compone nuestra zona de estudio.

4.2.1.1 EXTRACCIÓN DE MUESTRAS EN CAMPO

La extracción de muestras se llevó a cabo en las progresivas 0+500,00 m y 1+500,00 m. Este consistió en dos perforaciones por progresiva, una de 3 m de profundidad ubicada en el terreno natural, de la cual se sacaron distintas muestras, y otra perforación de 1,5 m ubicada sobre el coronamiento, de donde se extrajo una única muestra a dicha profundidad.

El equipo utilizado fue una pala barreno, la misma en su parte inferior está provista de dos cuchillas que sirven para cortar el suelo, a medida que se gira la pala. La herramienta tiene un cuerpo de acero, sobre el cual se pueden encastrar barras del mismo material con el fin de extraer suelo que se encuentra a mayor profundidad. En su

parte superior cuenta con un agarre en forma de "T", el cual facilita el giro de la pala (ver Fig. 4.15).



Figura 4.15 Pala barreno tipo utilizada (Fuente: Lapaca). ^[10]

Para extraer las muestras, en primera medida, con ayuda de una pala se descarta aproximadamente 20 centímetros de suelo vegetal, el cual contiene raíces, piedras del ripio, y demás objetos que no son representativos. Hecho esto, se coloca la pala barreno en el suelo, y se la comienza a girar con el fin de cortar el suelo. A medida que se gira la herramienta, se va acumulando suelo entre sus cuchillas, cuando se llena el espacio libre que hay entre ellas, se debe retirar la pala de la perforación. Luego, se coloca el suelo sobre una superficie limpia, de forma ordenada de acuerdo con la profundidad en la que se extrajo la muestra. Se repite este procedimiento hasta llegar a la profundidad deseada (ver fig. 4.16).



Figura 4.16 Totalidad del suelo ordenado en función de su profundidad (Fuente: Elaboración propia).

Una vez que se coloca la totalidad del suelo extraído sobre una superficie limpia, se procede a realizar un análisis de esta, el cual consiste en observar los cambios que se presentan en el suelo a distintas profundidades. Con este criterio, se van seleccionando los distintos tipos de suelo y se procede a almacenar una muestra de cada tipo en bolsas separadas. Cada bolsa, debe estar perfectamente cerrada, con su respectivo rótulo, en donde se especifique la profundidad y ubicación de la muestra (ver fig. 4.17).



Figura 4.17 Muestras de suelo (Fuente: Elaboración propia).

4.2.1.2 ANÁLISIS DE LABORATORIO

Una vez finalizado el trabajo en campo, se procede con las tareas de laboratorio. Aquí a las muestras obtenidas se le realizan los respectivos ensayos con el fin de poder clasificar al suelo. Cada ensayo se lo ejecutó siguiendo las normativas vigentes, dichos ensayos fueron:

- Granulometrías (IRAM N° 10507/59).
- Humedad natural del suelo (IRAM N°10519/70).
- Limite líquido (IRAM N° 10501/68).
- Limite plástico - Índice de plasticidad (IRAM N° 10502/68).
- Clasificación de suelos de acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos "S.U.C.S." (IRAM N° 10509/81).

Del análisis en laboratorio para las distintas muestras de suelo, se obtuvieron siguientes resultados, presentados en las Tablas 4.1 y 4.2:

Tabla 4.1 Resultados de la perforación ubicada en terreno natural

Prof. (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	Pasa Tamiz				S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN	H.R.B
Desde	Hasta					# 4	# 10	# 40	# 200			
0,20	1,40	30,07	15,98	14,10	6,80	100,0	99,8	98,8	79,1	CL	Arcilla inorgánica de plasticidad media	A-6 (9)
1,40	1,90	36,90	15,42	21,50	9,10	98,0	97,3	95,8	78,2	CL	Arcilla inorgánica de plasticidad media	A-6 (15)
1,90	2,40	31,72	18,16	13,60	8,90	99,5	98,8	97,7	89,1	CL	Arcilla inorgánica de plasticidad media	A-6 (11)
2,40	2,80	N.P.	N.P.	N.P.	5,00	100,0	100,0	99,6	72,8	ML	Limo inorgánico	A-4
2,80	3,00	N.P.	N.P.	N.P.	5,00	100,0	100,0	99,7	43,1	SM	Arena limosa	A-2-4

Tabla 4.2 Resultados de la perforación ubicada en coronamiento

Prof. (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	Pasa Tamiz				S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN	H.R.B
De:	A:					# 4	# 10	# 40	# 200			
1,50	1,50	45,70	15,71	30,00	13,80	99,7	99,1	98,3	92,0	CL	Arcilla inorgánica de plasticidad media	A7-6 (28)

En estas tablas, se resumen los datos de obtenidos mediante los ensayos anteriormente nombrados, donde se detallan porcentaje del límite líquido (LL), límite plástico (LP), índice de plasticidad (IP), humedad (W), el peso de suelo que pasa por las distintas aberturas de tamices y finalmente, se tiene la clasificación por el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) con una breve descripción de cada estrato.

Como se puede observar, los resultados que se presentaron son los referidos a una sola excavación ubicada que se corresponde a la progresiva 0+500 m, esto se debe a que para la perforación de la progresiva 1+500 m se tuvo la misma estratificación. Lo cual nos permite considerar que, dada la separación entre dichas excavaciones, las cuales se corresponden al primer y último cuarto de nuestro tramo en estudio, estratificación es homogénea para todo el desarrollo del terreno en cuestión.

4.3.1 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Para la determinación de los parámetros del suelo que componen el terreno natural, se utilizaron valores que se corresponden al ensayo de penetración estándar (por sus siglas en inglés SPT) cercanos a nuestra área de estudio. Estos ensayos presentaban estratificaciones de suelos similares a los que obtuvimos por ensayos.

El número promedio de golpes que se obtiene mediante el ensayo para penetrar 30 cm de suelo, se puede aplicar los métodos directos, los mismos consisten en correlaciones que se dan en función del número de golpes del ensayo para obtener los diversos parámetros que definen al suelo. Estos valores se los determina mediante el uso de fórmulas y gráficos.

De acuerdo con nuestras estimaciones basadas en otros trabajos realizados en la zona de estudio, se determinaron los siguientes valores:

Tabla 4.3 Estimación del número de golpes para las muestras ubicada en terreno natural

Profundidad [m]		SUCS	Tipo de suelo	NSPT promedio
Desde	Hasta			
0,2	1,4	CL	Arcilla inorgánica de plasticidad media	15
1,4	1,9	CL	Arcilla inorgánica de plasticidad media	18
1,9	2,4	CL	Arcilla inorgánica de plasticidad media	20
2,4	2,8	ML	Limo inorgánico	16
2,8	3	SM	Arena limosa	12

Una vez establecido el número de golpes del ensayo SPT y conociendo el tipo de suelo que tenemos, se pueden obtener los parámetros del suelo mediante las correlaciones anteriormente nombradas. Ellos fueron:

- **Peso Unitario del suelo y relación de vacíos:** Conociendo la estratificación del suelo, se pueden estimar los valores típicos de pesos unitarios y relación de vacíos para cada suelo a partir de la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Porosidad, relación de vacíos y peso unitario de suelos (Fuente: Braja Das, 2015). ^[11]

Tipo de suelo	Relación de vacíos, e	Contenido natural de humedad en un estado saturado (%)	Peso unitario seco, γ_d (kN/m ³)
Arena uniforme floja	0.8	30	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	18
Arena limosa angular de grano flojo	0.65	25	16
Arena limosa angular de grano denso	0.4	15	19
Arcilla dura	0.6	21	17
Arcilla blanda	0.9–1.4	30–50	11.5–14.5
Loess	0.9	25	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5–3.2	90–120	6–8
Cajón glacial	0.3	10	21

- **Coefficiente de Poisson (μ):** Este valor se lo puede obtener de la siguiente tabla:

Tabla 4.5 Parámetros elásticos típicos de los suelos (Fuente: Braja Das, 2015). ^[11]

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E_s (MN/m ²)	Coefficiente de Poisson, μ_s
Arena suelta	10–25	0.20–0.40
Arena semi-densa	15–30	0.25–0.40
Arena densa	35–55	0.30–0.45
Arena limosa	10–20	0.20–0.40
Arena y grava	70–170	0.15–0.35
Arcilla blanda	4–20	
Arcilla media	20–40	0.20–0.50
Arcilla dura	40–100	

- **Módulo de elasticidad para arenas (E')**: Se lo determina en condición drenada de la siguiente correlación: (Sotelo) ^[12]

$$\frac{E'}{N_{60}} \approx 1 \text{ MPa}$$

Donde:

- E': Es el módulo de elasticidad drenado.
- N₆₀: Valor de N_{SPT} corregido para un 60% de la energía teórica.

- **Densidad relativa (Dr)**: Se lo puede obtener correlacionando el número de golpes del SPT y la tensión vertical efectiva. Se la calcula como: (Sotelo) ^[12]

$$Dr = \sqrt[2]{\frac{N_{SPT}}{0.28 \times \sigma'_{v0} + 27}}$$

Donde:

- σ'_{v0} : Tensión vertical efectiva.

- **Ángulo de fricción interna (ϕ')**: Este será propio de los suelos granulares y se lo determina como: (Sotelo) ^[12]

$$\phi' = 33^\circ + (3 \times (Dr \times (10 - \ln p') - 1))$$

Donde:

- Dr: Densidad relativa.
- p': tensión efectiva media.

- **Módulo de elasticidad para arcillas (Eu):** Se lo determina en condición no drenada de la siguiente correlación: (Sotelo) ^[12]

$$\frac{E_u}{N_{60}} \approx 1 \text{ MPa}$$

Donde:

- E': Es el módulo de elasticidad no drenado.
- N₆₀: Valor de N_{SPT} corregido para un 60% de la energía teórica.

- **Resistencia no drenada del suelo (Su):** Por ser el número de golpes mayor a 5, se lo determina con la siguiente expresión: (Sotelo) ^[12]

$$Su \approx 6 \times N_{SPT} \rightarrow \frac{KN}{m^2}$$

- **Coefficiente de permeabilidad (K):** Al considerar al estrato homogéneo e isótropo, los coeficientes de permeabilidad no varían en dirección vertical u horizontal, es decir Kh = Kv. Los valores se obtienen de la **Tabla 4.6**.

Tabla 4.6 Permeabilidad y drenaje característicos de los suelos (Fuente: Terzaghi et al., 1996). ^[13]

Coefficient of Permeability k (m/s)												
	10^0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
Drainage	Good						Poor			Practically Impervious		
Soil types	Clean gravel	Clean sands, clean sand and gravel mixtures				Very fine sands, organic and inorganic silts, mixtures of sand silt and clay, glacial till, stratified clay deposits, etc.				"Impervious" soils, e.g., homogeneous clays below zone of weathering		
		"Impervious" soils modified by effects of vegetation and weathering										

- **Cohesión para suelos arcillosos (c):** Para obtener este valor, se tuvo en cuenta la siguiente tabla:

Tabla 4.7 Valores típicos de la cohesión en suelos arcillosos (Fuente: Meyerhof, 1965). ^[14]

Consistency	q_c (kPa)	N	C_u (kPa)
Very soft	< 200	< 2	< 12.5
Soft	200 – 400	2 – 4	12.5 – 25
Medium soft	400 – 800	4 – 8	25 – 50
Stiff	800 – 1500	8 – 15	50 – 100
Very stiff	1500 – 3000	15 – 30	100 – 200
Hard	> 3000	> 30	> 200

Con las correlaciones anteriormente mencionadas, se pudieron establecer los siguientes parámetros típicos para los distintos tipos de suelo, presentados en las tablas 4.8 y 4.9:

Tabla 4.8 Parámetros de suelos en ubicados en terreno natural

SUCS	CL	CL	CL	ML	SM
Tipo de suelo	Arcilla inorgánica de plasticidad media	Arcilla inorgánica de plasticidad media	Arcilla inorgánica de plasticidad media	Limo inorgánico	Arena limosa
Condición	No drenado	No drenado	No drenado	Drenado	Drenado
Profundidad [m]	0,00 - 1,40	1,40 - 1,90	1,90 - 2,40	2,4 - 2,80	2,80 - 3,00
Peso Específico [KN/m3]	16	17	17	13	16
ϕ' [grados]	-	-	-	42	40
E' [KN/m2]	-	-	-	16000	12000
E_u [KN/m2]	15000	18000	20000	-	-
μ	0,2	0,2	0,2	0,25	0,3
c [KN/m2]	100	120	133	-	-
e_0	0,9	0,6	0,6	0,9	0,65
k [m/s]	1E-08	1E-08	1E-08	1E-06	1E-05

Respecto a los parámetros del suelo que componen al terraplén, se los obtuvo mediante ensayos realizados en la progresiva 0+200 m del tramo II, correspondientes a los planos conforme a obra del proyecto. Los valores hallados en laboratorio fueron: el tipo de suelo y su clasificación, el peso específico, la cohesión (c) y el coeficiente de permeabilidad (k). Para la determinación de los demás parámetros, se realizó el mismo proceso que fue anteriormente mencionado. A continuación, se muestran los datos de interés para el anteproyecto:

Tabla 4.9 Datos del suelo del terraplén (Fuente: Conforme a obra)

SUCS	CL
Tipo de suelo	Arcilla inorgánica de plasticidad media
Condición	No drenado
Profundidad [m]	1,5
Peso Específico [KN/m ³]	16,49
Eu [KN/m ²]	18000
μ	0,2
c [KN/m ²]	12,36
e ₀	0,6
K [m/s]	1,3E-10

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE PATOLOGÍAS

Este capítulo aborda un análisis de las diversas patologías presentes en el terraplén de la Defensa Norte del AMGR, las cuales pueden comprometer su estabilidad estructural. En el mismo se lleva a cabo la clasificación e identificación de estas patologías, así como el estudio de sus causas y las posibles soluciones para su mitigación.

5.1 DISPERSIVIDAD DE LOS SUELOS ARCILLOSOS

La erosión de los suelos puede producirse por fenómenos de distinta naturaleza, según GHUMAN et.al (1976) ^[15] los mecanismos de erosión se pueden generar por fuerzas exteriores o por degradación de las fuerzas internas, como la disolución química de cementos naturales o la dispersión de arcillas. La erosión continua hasta que se equilibran las fuerzas internas y externas.

En este trabajo se concentra en la erosión que se da en suelos arcillosos debido a la dispersión de estos.

Las partículas de arcillas son elementos laminares muy pequeños, con cargas negativas en su superficie y sobre éstas actúan fuerzas que tienden a flocularlas y otras que tienden a separarlas. Las primeras se deben a las fuerzas de Van Der Waals y son independientes de las características químicas del medio que rodea a las partículas de arcilla. Las segundas se deben a la repulsión electrostática generada por las cargas negativas superficiales y son considerablemente mayores a las de Van Der Waals. Si estas cargas negativas no son neutralizadas, las partículas se mantienen en suspensión comportándose como coloides.

Según MITCHELL (1993) ^[16], la floculación se logra cuando se incorporan a la estructura de la arcilla elementos con cargas positivas denominados cationes, que neutralizan las cargas negativas. Los mismos provienen de la solución en la que se encuentra la partícula de arcilla (agua de poro).

SHERARD et.al (1976) ^[17] indican que algunas arcillas naturales se dispersan o defloculan ante la presencia de agua relativamente pura, como la originada por precipitaciones. El fenómeno se genera debido a que el agua presente en los poros del suelo tiene una mayor concentración de cationes que el agua pura de lluvia.

Cuando el agua de lluvia ingresa al suelo arcilloso, se producen dos efectos:

- Por un lado, tiende a tomar cationes del agua de poro para reducir la diferencia de concentración, produciendo una transferencia de cationes desde la partícula hacia el agua de poro. El resultado es una descompensación eléctrica de la estructura química de la arcilla, aumentando la repulsión electrostática entre partículas
- Al mismo tiempo, los cationes que permanecen adheridos a la partícula de arcilla tienden a aumentar su esfera de solvatación por la disminución de la concentración de cationes de la solución. Esto aumenta la distancia entre partículas con la reducción de las fuerzas de atracción de Van Der Waals.

Ambos efectos producen la dispersión de las partículas de arcilla, tendiéndolas al estado coloidal. En estas condiciones un gradiente hidráulico mínimo puede provocar erosiones considerables.

Para mitigar este efecto existen diferentes maneras, una de ellas es agregar un cierto porcentaje de cal al suelo. SHERARD et.al (1976) ^[17] demostró en ensayos Pinhole que suelos tratados con pequeñas cantidades de cal (1% a 4% del peso seco), se transformaron en No Dispersivo con la adición de esta. DASCAL et.al (1976) ^[18] indican que los suelos dispersivos se pueden estabilizar agregando entre un 3% y 4% de cal, lo que produce la disminución de las fuerzas de repulsión y la formación de un cemento que le otorga mayor resistencia y mantiene unidas las partículas, previniendo la erosión.

5.1.1 ENSAYO DE DISPERSIVIDAD

Con el fin de determinar el grado de dispersividad del suelo del que está constituido el terraplén de defensa, se tomaron muestras de éste a 1,50 m de profundidad en las progresivas 0+529,92m y 1+467,60m, para ser ensayadas.

5.1.1.1 METODOLOGÍA Y EQUIPAMIENTO UTILIZADO

Las muestras fueron sometidas a ensayos de Pinhole para determinar sus características dispersivas, dicho ensayo se realizó bajo la normativa ASTM D4647, la cual indica los procesos necesarios para determinar el grado de dispersividad de las muestras. Según los resultados obtenidos en el ensayo los suelos se clasifican de D1 (clase más dispersiva) a ND1 (clase menos dispersiva) (ver Fig. 5.1).

Clasificación	Carga Hidráulica [mm]	Tiempo de ensayo [min]	Caudal resultante [ml/seg]	Color del agua		Diámetro final del orificio [mm]
				Desde Lateral	Desde Arriba	
Suelos Dispersivos						
D1	50	5	1.0 – 1.4	Oscuro	Muy oscuro	≥ 2.00
D2	50	10	1.0 – 1.4	Moderada// oscuro	Oscuro	> 1.50
Suelos Moderados a Levemente Dispersivos						
ND4	50	10	0.8 – 1.0	Leve// oscuro	Moderada// oscuro	≤ 1.50
ND3	180	5	1.4 – 2.7	Apenas visible	Leve// oscuro	≥ 1.50
	380	5	1.8 – 3.2			
Suelos No Dispersivos						
ND2	1020	5	> 3.0	Claro	Apenas visible	< 1.50
ND1	1020	5	≤ 3.0	Perfecta // Claro	Perfecta // Claro	1.00

Figura 5.1 Clasificación de suelos a partir de ensayos Pinhole (Fuente: Sotelo). ^[19]

El equipo utilizado para el ensayo de Pinhole, está constituido por los siguientes elementos y dispuestos de la manera en la que se indican en las Fig. 5.2 y Fig. 5.3:

- Cuerpo cilíndrico de plástico de 33 mm de diámetro interno y 101.6 mm de longitud
- Dos tapas extremas con sellos O-rings, conexiones para suministro de agua, para medir la carga hidráulica y para permitir la salida del agua.
- Tres mallas metálicas de 33 mm de diámetro y 1.18 mm de apertura.
- Cono plástico truncado de 12.7 mm de largo con un orificio de 1.5 mm de diámetro
- Aguja de 1 mm de diámetro y de aproximadamente 100 mm de longitud.
- Grava de aproximadamente 5 mm
- Depósito de agua destilada con posibilidad de aplicar carga hidráulica constante
- Compactador Harvard Miniatura con resorte de 6.8 Kg. (15 lb)
- Cronómetro
- Zaranda de 2 mm de abertura de malla.
- Pipetas cilíndricas con graduaciones de 10 ml, 25 ml y 50 ml.
- Mangueras de conexión y medición de carga hidráulica

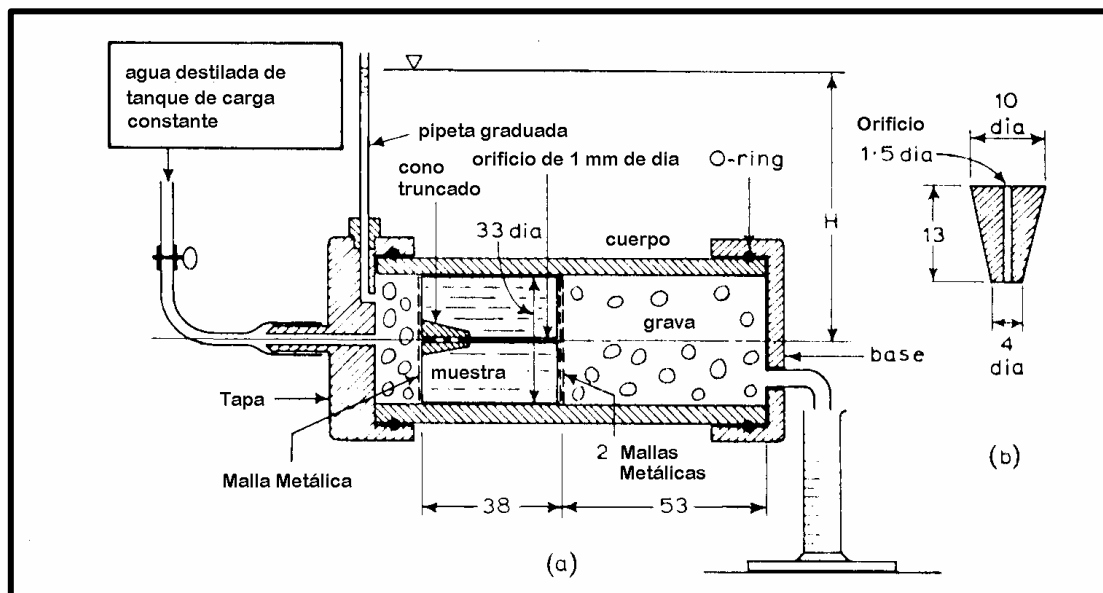


Figura 5.2 Esquema del aparato para ensayo de Pinhole (Fuente: Sotelo, 1997). ^[20]



Figura 5.3 Equipamiento utilizado para ensayo Pinhole (Fuente: Elaboración propia)

Una vez realizados los ensayos a las muestras de suelo inalterado, con el objetivo de determinar la cantidad de cal necesario para estabilizar la dispersividad, a otras muestras se le agrego porcentajes de cal y se ensayó, de manera tal, que aquel porcentaje con el que la muestra dejaba de comportarse como dispersiva, se estableció como necesario para su estabilización.

Además del ensayo de Pinhole, se realizó una clasificación de las muestras bajo el sistema unificado de clasificación de suelos SUCS.

5.1.1.2 RESULTADOS

Como resultado del ensayo de Pinhole, las muestras se clasifican en D1, D2, ND4, ND3, ND2 y ND, siendo D1 las arcillas más dispersivas y ND1 las menos dispersivas, según el diámetro del orificio de entrada resultante de la probeta (ver Fig. 5.4 y Fig. 5.5) y los caudales de flujo en determinados tiempos de ensayo. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Tabla 5.1 Resultados ensayos de Pinhole

Progresiva	Clasificación S.U.C.S	Grado dispersividad	Porcentaje de cal necesario para estabilización	Grado dispersividad estabilizado
0+500,00 m	CL	D1	4%	ND1
1+500,00 m	CL	D1	4%	ND1



Figura 5.4 Orificio resultante de muestra sin cal agregada. Fuente: Elaboración propia



Figura 5.5 Orificio resultante de muestra con 4% cal agregada. Fuente: Elaboración propia

5.2 CLASIFICACIÓN DE PATOLOGÍAS

Para poder evaluar el estado del terraplén de defensa, se realizó una clasificación de las distintas patologías existentes, permitiéndonos diferenciar cada una de estas e identificar las causas que las originan. Además, a cada patología se le asignó una escala de gravedad (leve, moderado y grave), dependiendo de sus dimensiones, de manera tal de poder diferenciar el grado de riesgo que representan para el terraplén.

5.2.1 HUNDIMIENTOS

Los hundimientos se generan principalmente por la pérdida de soporte estructural debido a procesos erosivos internos y externos.

En las arcillas dispersivas, la infiltración de agua relativamente pura genera tubificaciones y conductos dentro del suelo, los cuales eliminan el material desde el interior, generando vacíos que debilitan la estructura del terreno y posteriormente la formación de asentamientos o hundimientos (ver Fig. 5.6).

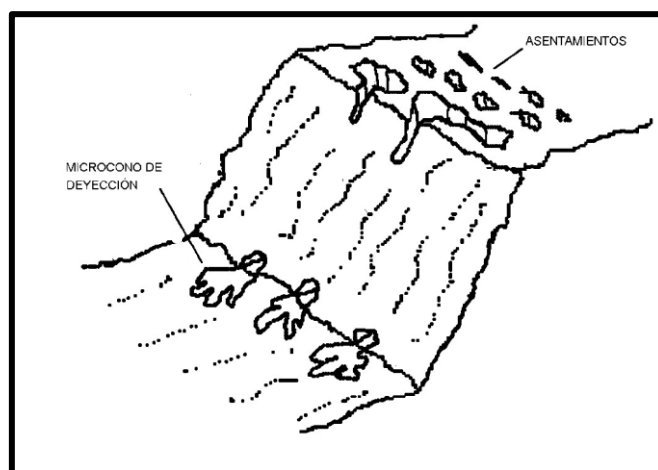


Figura 5.6 Esquema de asentamientos (Fuente: Sotelo, 1997). [20]

Para su relevamiento, en función de sus dimensiones, consideramos:

- Leves: diámetro y/o profundidad menor a 30 cm.
- Moderados: diámetro y/o profundidad mayor a 30 cm y menor a 40 cm.
- Graves: diámetro y/o profundidad mayor a 40 cm.

5.2.2 TUBIFICACIONES

Las tubificaciones consisten en conductos internos dentro del suelo, debido a la erosión de este.

Las fisuras en la superficie del talud permiten la penetración del agua de lluvia en el suelo.

El flujo de agua genera pequeños conductos en el interior del suelo, conocidos como tubificaciones.

El agua transporta partículas de arcilla dispersiva, agrandando progresivamente los conductos, por el arrastre de estas hacia el exterior del talud; estos conductos pueden salir en la parte inferior del talud, donde es posible que existan microconos de deyección resultante del arrastre de partículas (ver Fig. 5.7).

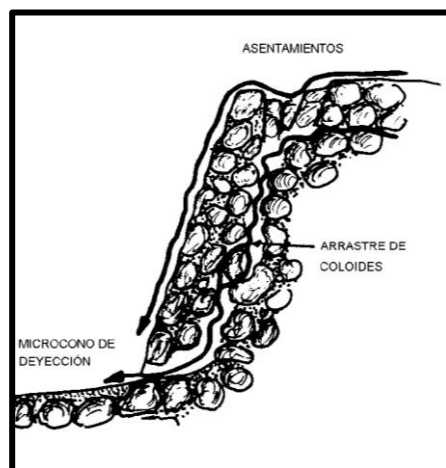


Figura 5.7 Esquema de tubificaciones (Fuente: Sotelo, 1997). ^[20]

Para su relevamiento, en función de sus dimensiones, consideramos:

- Leves: diámetro menor a 20 cm.
- Moderadas: diámetro mayor a 20 cm y menor a 30 cm.
- Graves: diámetro mayor a 30 cm.

5.2.3 CÁRCAVAS

Las cárcavas son depresiones o surcos profundos en el suelo causados por procesos de erosión, que aparecen típicamente en suelos arcillosos dispersivos o en terrenos con poca cobertura vegetal; éste fenómeno ocurre cuando el flujo del agua superficial adquiere suficiente energía para remover y transportar partículas del suelo, creando canales cada vez más grandes y profundos.

Durante las lluvias intensas o prologadas el agua se acumula y fluye en forma concentrada por la pendiente del terreno; el agua empieza a desprender partículas de suelo, formando surcos pequeños. Con el tiempo, los microsurcos se profundizan y ensanchan debido a la erosión regresiva y el arrastre continuo de partículas de suelo. En los suelos arcillosos dispersivos, el pequeño tamaño de las partículas de arcilla que se separan permite que estos procesos se generen para velocidades de escurrimiento muy bajas. En el caso de terraplenes, la pendiente de este es lo suficientemente pronunciada para que los microsurcos se profundicen en presencia de suelos dispersivos (ver Fig. 5.8).

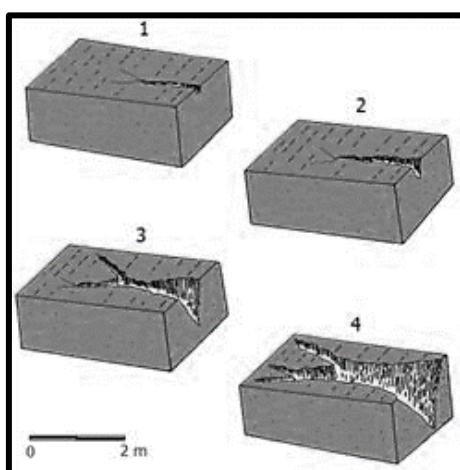


Figura 5.8 Esquema de cárcavas (Fuente: Google Imágenes)

Para su relevamiento, en función de sus dimensiones, consideramos:

- Leves: profundidad menor a 10 cm.
- Moderadas: profundidad mayor a 10 cm y menor a 20 cm.
- Graves: profundidad mayor a 20 cm.

5.2.4 VEGETACIÓN

La vegetación puede acelerar o favorecer la formación de tubificaciones y/o cárcavas de diferentes maneras:

- **Formación de fisuras por acción de las raíces:** las raíces de ciertas plantas, al crecer y expandirse, pueden generar fisuras o grietas en el suelo. Estas fisuras actúan como canales facilitando el ingreso del agua de lluvia al interior del terraplén, una vez dentro, el agua inicia el proceso de erosión interna de la arcilla, formando tubificaciones.
- **Consumo de humedad del suelo:** algunas plantas consumen grandes cantidades de agua, lo que puede provocar un secado excesivo del suelo. Este secado excesivo puede generar la contracción del terreno, generando grietas que facilitan la entrada de agua al interior del terraplén e iniciando el proceso de erosión interna de la arcilla, generando tubificaciones.
- **Formación de conductos por descomposición de las raíces:** cuando la planta muere, las raíces entran en descomposición, dejando espacios vacíos cuando este finaliza. Estos espacios vacíos funcionan como conductos que facilitan el ingreso del agua de lluvia al interior del terraplén, la cual genera la erosión interna de la arcilla, generando así tubificaciones.

5.3 RELEVAMIENTO DE PATOLOGÍAS

Una vez definida la clasificación de las patologías, se procedió a realizar un relevamiento de estas en el terraplén, el mismo consistió en recorrer el terraplén desde la progresiva 0+000 m hasta la progresiva 2+025 m, marcando con GPS el lugar exacto en donde existe alguna de las patologías antes mencionadas.

5.3.1 RESULTADOS

Con los datos obtenidos del relevamiento, se procedió a elaborar la siguiente planilla resumen de patologías:

Tabla 5.2 Resumen patologías relevadas

N°	Lateral	Patología	Ubicación	Gravedad	Coordenadas	
					E	N
1	L.I	Hundimiento	Coronamiento	Leve	5604495,17	6968146,546
2	L.D	Hundimiento	Coronamiento	Leve	5604488,179	6968161,9
3	L.D	Hundimiento	Coronamiento	Leve	5604495,846	6968144,657
4	L.I	Cárcava y tubificación	Coronamiento y talud	Moderado	5604510,692	6968139,57
5	L.D	Hundimiento	Coronamiento	Leve	5604521,871	6968118,605
6	L.D	Hundimiento	Coronamiento	Leve	5604552,997	6968088,467
7	L.D	Tubificación	Talud	Moderado	5604630,95	6968004,751
8	L.I	Tubificación	Talud	Moderado	5604642,778	6968012,27
9	L.I	Hundimiento	Talud	Leve	5604643,275	6968011,689
10	L.I	Hundimiento	Talud	Leve	5604647,971	6968005,825
11	L.D	Hundimiento	Talud	Leve	5604639,274	6967995,038
12	L.I	Hundimiento	Talud	Leve	5604649,896	6967999,602
13	L.I	Cárcava	Talud	Moderado	5604650,585	6967999,153
14	L.I	Tubificación	Coronamiento	Leve	5604664,358	6967985,152
15	L.I	Hundimiento	Talud	Leve	5604705,755	6967950,473
16	L.D	Hundimiento	Coronamiento	Grave	5604709,04	6967931,522
17	L.I	Hundimiento	Talud	Leve	5604714,937	6967935,404
18	L.I	Hundimiento	Talud	Leve	5604721,012	6967930,172
19	L.I	Hundimiento	Talud y Coronamiento	Grave	5604728,735	6967919,578
20	L.D	Hundimiento	Talud y Coronamiento	Grave	5604723,618	6967915,066

N°	Lateral	Patología	Ubicación	Gravedad	Coordenadas	
					E	N
21	L.I	Cárcava	Talud	Moderado	5604745,847	6967908,128
22	L.D	Tubificación	Talud y Coronamiento	Grave	5604751,783	6967886,993
23	L.D	Tubificación	Talud y Coronamiento	Grave	5604774,427	6967862,777
24	L.D	Cárcavas	Talud	Leve	5604786,673	6967849,949
25	L.I	Hundimiento	Coronamiento	Leve	5604912,506	6967734,59
26	L.D	Hundimiento	Coronamiento	Leve	5604921,945	6967716,585
27	L.D	Hundimiento	Coronamiento	Leve	5604927,152	6967711,283
28	L.D	Tubificación	Talud y Coronamiento	Moderado	5604952,805	6967684,812
29	L.D	Hundimiento	Coronamiento	Leve	5605217,812	6967416,273
30	L.D	Hundimiento, cárcava y tubificación	Talud y Coronamiento	Grave	5605241,299	6967390,201
31	L.I	Tubificación	Talud	Moderado	5605254,077	6967390,316
32	L.D	Cárcava y tubificación	Talud y Coronamiento	Moderado	5605259,167	6967372,61
33	L.I	Hundimiento	Talud	Leve	5605271,039	6967377,349
34	L.D	Hundimiento	Talud	Grave	5605271,529	6967365,264
35	L.D	Cárcava y tubificación	Talud	Moderado	5605304,147	6967328,158
36	L.D	Hundimiento	Coronamiento	Leve	5605390,543	6967242,301
37	L.D	Hundimiento	Coronamiento	Leve	5605409,372	6967223,631
38	L.I	Hundimiento y tubificación	Talud	Moderado	5605481,212	6967158,956
39	L.I	Hundimiento	Coronamiento	Leve	5605516,206	6967122,526
40	L.D	Tubificación	Coronamiento	Leve	5605586,833	6967043,341
41	L.I	Cárcava	Talud y Coronamiento	Moderado	5605631,032	6967007,829
42	L.D	Hundimiento	Talud	Leve	5605626,924	6967001,658
43	L.I	Hundimiento, cárcava y tubificación	Talud y Coronamiento	Grave	5605640,831	6966997,469
44	L.I	Hundimiento, cárcava y tubificación	Talud y Coronamiento	Grave	5605689,816	6966949,888
45	L.I	Cárcava	Talud y Coronamiento	Moderado	5605719,761	6966916,554
46	L.D	Hundimiento y tubificación	Talud y Coronamiento	Moderado	5605721,002	6966907,361
47	L.D	Tubificación	Talud	Moderado	5605729,789	6966897,726
48	L.I	Hundimiento	Talud	Leve	5605735,844	6966901,665
49	L.D	Hundimiento	Coronamiento	Leve	5605737,63	6966891,096
50	L.D	Cárcava	Talud	Leve	5605749,181	6966877,365
51	L.I	Hundimiento cárcava	Talud	Moderado	5605756,381	6966881,903

N°	Lateral	Patología	Ubicación	Gravedad	Coordenadas	
					E	N
52	L.I	Tubificación	Talud	Moderado	5605767,198	6966869,412
53	L.I	Hundimiento	Talud	Leve	5605808,364	6966830,051
54	L.D	Hundimiento y cárcava	Talud	Moderado	5605843,117	6966782,353
55	L.I	Hundimiento	Coronamiento	Leve	5605859,636	6966777,239
56	L.I	Cárcava	Talud	Grave	5605870,983	6966767,011
57	L.D	Cárcava	Talud	Grave	5605863,423	6966761,085

La ubicación de las patologías mencionadas en la planilla se las puede observar del **Plano N°16: “UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS: PROGRESIVA 0+000 A PROGRES 0+300”** al **Plano N°22: “UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS: PROGRESIVA 1+800 A PROGRESIVA 2+000”**.

Adicionalmente a las patologías marcadas, se observó gran cantidad de vegetación, raíces y troncos de árboles cortados, los cuales se deben a mantenimiento defectuoso, en los que se realiza el corte de árboles, pero no su destroncado y/o desraizado, siendo esto, más perjudicial que no realizar el desmalezado.

Se anexa, además de modo ilustrativo, fotografías tipo de las patologías relevadas (ver Fig. 5.9 a Fig. 5.14):



Figura 5.9 Hundimientos en terraplén de defensa del AMGR (Fuente: elaboración propia).



Figura 5.11 Tubificaciones en terraplén de defensa del AMGR (Fuente: elaboración propia).



Figura 5.12 Cárcavas en terraplén de defensa del AMGR (Fuente: elaboración propia).

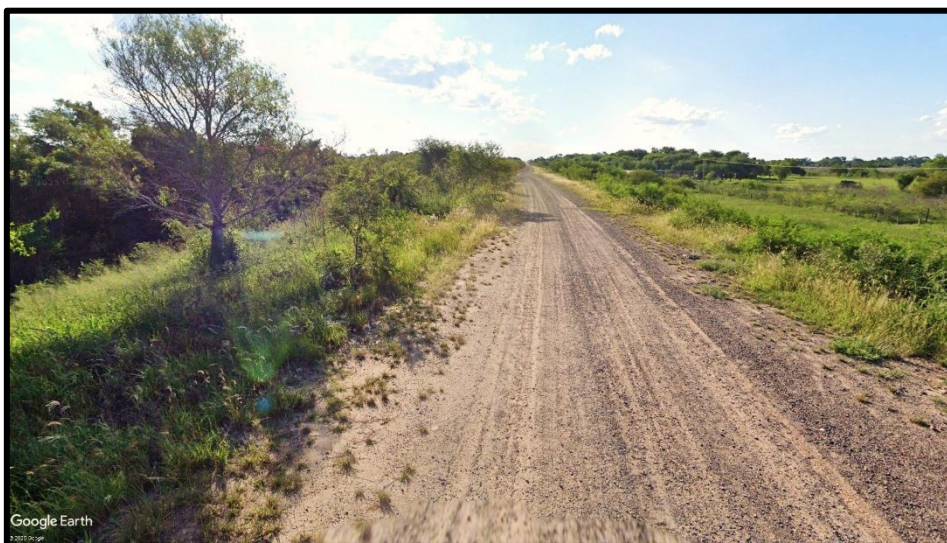


Figura 5.13 Árboles y vegetación en terraplén de defensa del AMGR (Fuente: Google Earth Street View, 2024).



Figura 5.14 Raíces de vegetación, por mantenimiento defectuoso, en terraplén de defensa del AMGR (Fuente: Elaboración propia).

5.3 DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

En base a lo observado y relevado se puede concluir lo siguiente:

- **El estado general de la defensa es crítico:** se pudieron observar numerosos hundimientos, tubificaciones y cárcavas, además de la vegetación y la gran cantidad de raíces sin extraer. Lo que representa un gran riesgo para integridad estructural de la defensa.
- **Superficie de rodamiento no apta para el tránsito:** teniendo en cuenta que el diseño original del terraplén no contempla tránsito vehicular ni peatonal, se puede observar que este no cumple con las medidas mínimas de seguridad (banquinas, barandas, veredas, señalizaciones, etc.), ni la superficie de rodamiento se encuentra en las condiciones necesarias para el tránsito de los vehículos.

En base a lo expuesto, es fundamental brindar una solución estructural, para asegurar su óptimo funcionamiento de la defensa y una solución vial, para permitir el tránsito tanto vehicular como peatonal en condiciones óptimas y seguras para los usuarios.

5.3.1 SOLUCIÓN PROPUESTA

Tanto para mitigar las patologías actuales del terraplén, como para retardar la formación nuevas, se proponen las siguientes acciones, teniendo como objetivo que la solución global conste de una inversión fuerte y un relativo bajo coste de mantenimiento:

- 1. Excavar y limpiar el perímetro del terraplén:** Remover una capa superficial de 20 cm de espesor en todo el perímetro del terraplén, con el objetivo de eliminar materiales indeseables como piedras, restos vegetales, residuos y otras impurezas del suelo, asegurando así una base adecuada.
- 2. Eliminar raíces profundas:** Extraer todas aquellas raíces vegetales que se extiendan más allá del horizonte de 20 cm previamente retirado.
- 3. Reponer y adecuar el suelo:** Rellenar el volumen excavado con suelo de características similares al eliminado. Se debe considerar además la cantidad de suelo adicional necesario para conformar el perfil tipo proyectado, según las especificaciones establecidas en el Capítulo 6.
- 4. Estabilizar con suelo-cal:** Ejecutar una capa de estabilización con suelo-cal de 40 cm de espesor en todo el perímetro del terraplén, con compactación especial. La dosificación será del 4% de cal hidratada con relación al peso seco del suelo, conforme a los resultados obtenidos en el ensayo Pinhole (5.1.1.2).
- 5. Construir un paquete estructural:** Implementar el paquete estructural según el diseño detallado en el Capítulo 6, garantizando la resistencia y durabilidad del coronamiento ante el tránsito vehicular, minimizando su desgaste y asegurando su estabilidad a largo plazo.
- 6. Proteger contra la erosión pluvial:** En el perímetro expuesto a lluvias, conformar una capa de 20 cm de suelo natural con compactación simple. Posteriormente, realizar una siembra de césped estrella para generar una cobertura vegetal que actúe como protección natural contra la erosión superficial, prolongando la estabilidad del terreno.

CAPÍTULO 6: ADECUACIÓN PARA LA TRANSITABILIDAD

El aumento de la urbanización de la zona y la ocupación actual como vía de tránsito del tramo en estudio, hace imprescindible plantear la modificación estructural del terraplén para poder disminuir el deterioro de la defensa y mejorar la seguridad para la circulación de los usuarios. Tener una superficie segura y en condiciones para el tránsito, no solo mejora el factor vial de la zona, sino que también mejora la calidad de vida de las personas establecidas a los alrededores, previene el vandalismo del terraplén y promueve el mantenimiento de este.

6.1 OBJETIVO

En este apartado se propone un diseño de paquete estructural tipo, basado en los trabajos y estudios previamente realizados en el tramo de interés. Este diseño, consiste en elaborar una calzada de pavimento rígido con cordón cuneta a ambos lados, la cual permitirá soportar las cargas de los vehículos en circulación, impermeabilizar la superficie del coronamiento, evitando la erosión de este, y funcionar como una vía de tránsito segura tanto para los peatones como los conductores. La elección de utilizar pavimento rígido por sobre otras alternativas se encuentra en el tipo y cantidad de tránsito, la practicidad y facilidad constructiva, y el bajo costo respecto a la durabilidad contrastada con el costo de mantenimiento de una calzada sin carpeta de rodamiento, pavimento o asfalto.

6.2 ESTADO ACTUAL DE LA CALZADA

El área actual de coronamiento será nuestro lugar de emplazamiento de la nueva calzada de pavimento. La misma se diseñó como una superficie intransitable, que requiere un mantenimiento periódico y solo puede soportar las cargas como consecuencia de dicho mantenimiento. Como ya se mencionó en el capítulo 5 de este informe, el tránsito sobre esta vía, sumado a las características del suelo utilizado, conllevan a que presente múltiples patologías las cuales se deben subsanar antes de avanzar con la construcción de una nueva carpeta de rodamiento.

6.2.1 PERFIL TRANSVERSAL

El estado actual del perfil transversal de todo el terraplén se lo puede visualizar con detalle desde el **Plano N°12: "PERFILES TRANSVERSALES EXISTENTES DESDE PROGRESIVA 0+000 A PROGRESIVA 0+500"** a **Plano N°15: "PERFILES TRANSVERSALES EXISTENTES DESDE PROGRESIVA 1+600 A PROGRESIVA 2+000"**, en los mismos se observa la variación en los anchos de coronamiento, altura, pendiente y talud.

A modo representativo, se tomó el perfil en la progresiva 1+468.67 m (ver fig. 6.1), el mismo posee un ancho de coronamiento aproximadamente de 11 m y una altura aproximada de 3 m. Para materializar la obra, se deberá realizar un reacondicionamiento del perfil, el cual constará de un ensanchamiento del coronamiento con el fin de alojar el pavimento, veredas y defensas vehiculares. Para el talud se mantendrá una pendiente de 1:3, correspondiente al proyecto original.

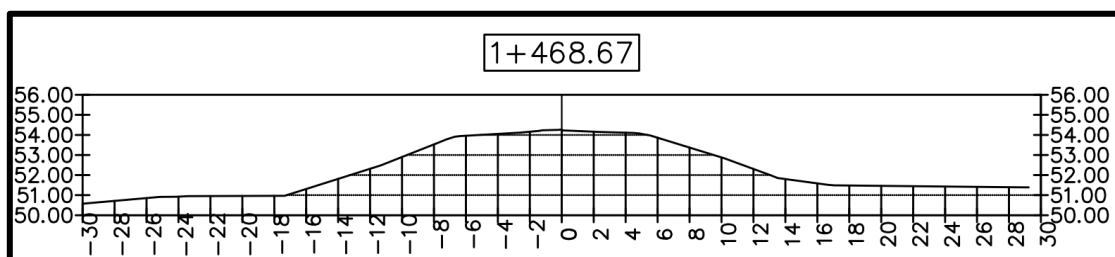


Figura 6.1 Perfil transversal actual - Progresiva 1+468.67 m. (Fuente: Elaboración propia).

6.2.2 PERFIL LONGITUDINAL

El estado actual del perfil longitudinal de todo el terraplén se lo visualiza con detalle desde el **Plano N°4: “PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 0+000 A PROGRESIVA 0+260”** al **Plano N°11: “PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 1+820 A PROGRESIVA 2+025”**, en los mismos se observa la variación del nivel de la rasante.

A modo representativo, se tomó el perfil desde la progresiva 0+260 m a 0+520 m (ver fig. 6.2), el mismo posee un nivel de rasante irregular, variando desde la cota +54,00 m a +54,30 m aproximadamente, por lo tanto, es necesario realizar un re perfilado, manteniendo una cota mínima de +54,00 m y una cota máxima de +54,20 m, materializando así una pendiente mínima longitudinal que permitirá el drenaje del agua pluvial presente en calzada.

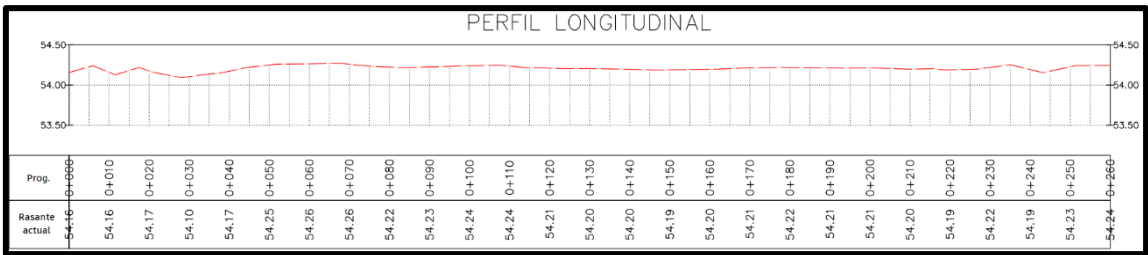


Figura 6.2 Perfil longitudinal actual - Progresiva 0+260 m a 0+520 m. (Fuente: Elaboración propia).

6.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

6.3.1 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

El objetivo de la metodología de diseño de pavimentos es encontrar los espesores mínimos que soporten las cargas asignadas al tránsito habitual de la vía, utilizando la menor cantidad de recursos posibles, asegurando menores costos iniciales y de mantenimiento. Si se toma un espesor mayor que el necesario, el pavimento presentará un buen comportamiento ante las cargas, con bajo costo de mantenimiento, pero el costo inicial sería elevado. En caso contrario, si el espesor elegido es muy bajo, requerirá un mantenimiento considerable, y con ello, interrupciones de tránsito prematuras y costosas, que excederán la compensación por el menor costo inicial.

Un correcto criterio implica la elección de espesores de diseño mínimos que presenten un buen comportamiento ante las cargas y equilibren adecuadamente los costos iniciales y los de mantenimiento.

En el presente anteproyecto se analizó el dimensionamiento del espesor de la calzada de pavimento rígido propuesto por AASHTO-94.

6.3.2 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE CÁLCULO

La selección de los parámetros de cálculo se llevó a cabo de acuerdo con la información disponible para su obtención. Algunos de los parámetros fueron seleccionados a través de las sugerencias de la norma, otros en base a la experiencia en trabajos similares, y otros mediante cálculos.

6.3.2.1 VIDA ÚTIL

La vida útil del pavimento es la duración estimada que puede tener el mismo, cumpliendo correctamente con la función para el cual ha sido diseñado. Para obras de ingeniería como esta se adoptan en años, sobre todo para efectos de su amortiguación, ya que, en general continúan prestando utilidad mucho más allá del tiempo estimado como vida útil para el análisis de factibilidad económica. Representa un parámetro de diseño, influyendo en las características del pavimento y puede verse afectada por el incremento del tráfico. Consideramos adecuado para el diseño del pavimento del anteproyecto de transitabilidad de la Defensa Norte, adoptar un periodo de diseño de vida útil de 20 años, correspondiente a una carretera pavimentada con bajos volúmenes de tránsito, como indica la siguiente tabla:

Tabla 6.1: Periodo de diseño (Fuente: AASHTO, 1993). ^[21]

Tipo de carretera	Período de diseño
Urbana con altos volúmenes de tránsito	30- 50 años
Interurbana con altos volúmenes de tránsito	20- 50 años
Pavimentada con bajos volúmenes de tránsito	15- 25 años
Revestidas con bajos volúmenes de tránsito	10- 20 años

6.3.2.2 DETERMINACION DE TRANSITO EQUIVALENTE

La adopción de espesores mediante este método se basa en la determinación de las cargas equivalentes acumuladas para el periodo de diseño. En nuestro caso, al no tener información sobre el tránsito de esta vía tuvimos en cuenta las consideraciones de la Dirección de Vialidad Provincial de la Provincia del Chaco para la pavimentación de vías similares de la zona.

El proyecto de la Av. Juana Azurduy cuenta con un tránsito diario medio anual (TMDA) de 3377 vehículos por día, donde la distribución fue de buses en 1% y camiones livianos 5%, los autos y camionetas (livianos) rondaron el 94%, mientras que para la Av. Coronel Falcón se dimensionó con 3524 vehículos/día, con una distribución similar. Dado que dichas avenidas se encuentran cercanas a nuestro tramo de interés, para nuestro camino estimamos un TMDA de 200 vehículos/día, ya que, no se consideró una vía de entrada principal a un barrio poblado como las anteriores, adoptando una distribución similar a las anteriores, descrita en la siguiente tabla:

Tabla 6.2: Composición y distribución de tránsito

Tipo de vehículo	Porcentaje de vehículos
Automóviles	55%
Camionetas	39%
Colectivos	1%
Camiones livianos	5%

Para la obtención del TMDA de diseño se tuvo en cuenta a modo de simplificación, por el tipo de camino y la falta de datos concretos, solo la tasa de crecimiento poblacional del departamento San Fernando en el cual se emplaza nuestra obra y la tasa de crecimiento del parque automotor de la provincia del Chaco.

- **Parque automotor:** Se cuentan como datos del parque automotor del año 2010 y el de 2022. Datos estadísticos proporcionados por la DNRPA (Dirección Nacional de los Registros Nacionales de la Propiedad del Automotor y de Créditos Prendarios).

Tabla 6.3 Estadística anual del parque automotor (Fuente: DNRPA). ^[22]

Año	Automotor
2010	136681
2022	285527

$$r(automotor) = \left(\frac{285527}{136681} \right)^{\frac{1}{12}} - 1 = 0,063 = 6,3\%$$

- **Población:** Sobre la serie histórica de la población se determinó una tasa de crecimiento (rp). Según los datos definitivos del censo 2010 y el de 2022, como se observa en la **Tabla 6.4**

Tabla 6.4 Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas 2022 Provincia del Chaco. Total de población, variación absoluta y variación relativa, por departamento. Años 2010 y 2022 (Fuente: INDEC). ^[23]

Departamento	Población		Variación absoluta	Variación relativa (%)
	2010	2022		
Total	1.055.259	1.129.606	74.347	7,0
Almirante Brown	34.075	37.851	3.776	11,1
Bermejo	25.052	28.144	3.092	12,3
Chacabuco	30.590	34.598	4.008	13,1
Comandante Fernández	96.944	101.960	5.016	5,2
12 de Octubre	22.281	23.222	941	4,2
2 de Abril	7.432	8.319	887	11,9
Fray Justo Santa María de Oro	11.826	10.653	-1.173	-9,9
General Belgrano	11.988	12.807	819	6,8
General Donovan	13.490	15.096	1.606	11,9
General Güemes	67.132	68.525	1.393	2,1
Independencia	22.411	21.996	-415	-1,9
Libertad	12.158	13.807	1.649	13,6
Libertador General San Martín	59.147	65.686	6.539	11,1
Maipú	25.288	26.416	1.128	4,5
Mayor Luis J. Fontana	55.080	59.965	4.885	8,9
9 de Julio	28.555	30.258	1.703	6,0
O'Higgins	20.131	21.579	1.448	7,2
Presidencia de la Plaza	12.499	13.956	1.457	11,7
1º de Mayo	10.322	14.279	3.957	38,3
Quitilipi	34.081	32.642	-1.439	-4,2
San Fernando	390.874	416.140	25.266	6,5
San Lorenzo	14.702	16.062	1.360	9,3
Sargento Cabral	15.889	18.793	2.904	18,3
Tapenagá	4.097	4.059	-38	-0,9
25 de Mayo	29.215	32.793	3.578	12,2

$$r(\text{poblacion}) = \left(\frac{416140}{390874} \right)^{\frac{1}{12}} - 1 = 0,0052 = 0,52\%$$

Para definir la tasa de crecimiento final, a partir de las tasas individuales, se realizó una ponderación de estas. La tasa de mayor peso será la de parque automotor, esto debido a que en la zona se experimenta un crecimiento de densidad poblacional con el consecuente aumento del parque automotor:

Tabla 6.5: Ponderación de parámetros

Parámetros	Tasa individual	Ponderación: Obra nueva	Parámetros ponderados
Población	0,52%	30%	0,16%
Parque automotor	6,3%	70%	4,41%

$$r = 0,16\% + 4,41\% = 4,57\%$$

Se adopta como tasa de crecimiento $r = 4,57\%$.

El tránsito medio diario anual al final de la vida útil es una medida fundamental del tránsito y en el sentido estricto se define como el volumen de tránsito (número de vehículos que pasa por un tramo dado durante un período de tiempo) total anual dividido por el número de días del año. Considerando la tasa de crecimiento de 4,57% anual calculada anteriormente y el periodo de diseño de 20 años adoptado anteriormente se extrapola el tránsito de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$TMDA(2044) = TMDA(2024) * (1 + r)^n$$

$$TMDA(2044) = 200 \frac{veh}{dia} * (1 + 0,0457)^{20} = 489 \frac{veh}{dia}$$

A nivel de proyecto recomendamos la realización de una campaña de recolección de información en el acceso en estudio.

El cálculo del número acumulado de repeticiones de eje equivalente a 8,2 tn (80 KN), lo realizamos con la siguiente expresión:

$$N = 0,5 * vida\ util * 365 * \frac{TMDAf + TMDAi}{2} * FE * FD * 2,2$$

Dónde:

- FE: Factor de carga
- FD: Factor por carril
- 2,2: Factor de conversión de 8,2 tn a 10 tn

Para la adopción de los valores de factor de carga utilizamos el criterio de los ingenieros LILLI/LOCKHART ^[24], el cual se realizó con mediciones reales de cargas en rutas argentinas. De acuerdo con el mismo, el factor de carga f_c para cada categoría de vehículo es:

- Automóviles: 0,00076
- Pickup: 0,02536
- Colectivos: 4,704
- Camiones sin acoplado: 0,9242

Tabla 6.6: Cálculo de ejes equivalentes

Tipo de vehículo	Numero de ejes	Porcentaje del tipo de vehículo	Factor de carga	f_e
Automóviles	2	55%	0,00076	0,0008
Pickups	2	39%	0,02536	0,0198
Colectivos	2	1%	4,704	0,0941
Camiones sin acoplado	2	5%	0,9242	0,0924

$$FE = \sum f_e = 0,2071$$

Estos factores corresponden a pavimentos flexibles, por lo que deben ser ajustados para ser aplicados a pavimentos rígidos de la siguiente manera:

$$FE_{rig} = FE_{flex} * 1,5 = 0,2071 * 1,5 = 0,31$$

El factor FD fue adoptado de la siguiente tabla:

Tabla 6.7: Factor de distribución por carril. Fuente: AASHTO, 1993 ^[21]

Tipo de vehículo	FD
1	1
2	0,8-1
3	0,6-0,8
4	0,5-0,75

Debido a que la calzada tendrá dos carriles (uno por sentido), corresponde un factor por carril igual a FD=1.

Procedemos al cálculo del número acumulado de repeticiones de eje equivalente:

$$N = 0,5 * 20 * 365 * \frac{489 + 200}{2} * 0,31 * 1 * 2,2 = 857563,85 = 8,58E + 05$$

Se adoptó: **ESAL= 8,58 E+05**

6.3.2.3 CONFIABILIDAD

La variabilidad es uno de los conceptos que más debe tener en cuenta el ingeniero proyectista, en todo proyecto hay un cierto grado de incertidumbre implícito en su diseño, construcción, rendimiento, mantenimiento y rehabilitación. En este cálculo se lo considera mediante el coeficiente de confiabilidad la cual se entiende como la probabilidad de que una sección de pavimento diseñado usando dicho proceso se desempeñe satisfactoriamente bajo condiciones ambientales y de tráfico durante el periodo de vida útil adoptado (AASHTO, 1993) [21].

Un nivel de confiabilidad bajo implica un pavimento más costoso, con mayores costos iniciales, pero también pasará más tiempo para que ese pavimento necesite una reparación y, por lo tanto, los costos de mantenimiento serán menores. Por el contrario, un nivel de confiabilidad alto tiene como resultado pavimentos más económicos, pero con mayores costos de mantenimientos llegando a niveles mínimos de serviciabilidad antes de lo previsto.

Tabla 6.8: Composición y distribución de tránsito (Fuente: ASSHTO, 1993). [21]

Tipo de camino	Confiabilidad recomendada	
	Zona urbana	Zona rural
Rutas interestatales y autopistas	85-99,9	80-99,9
Arterias principales	80-99	75-99
Colectoras	80-95	75-95
Locales	50-80	50-80

Como se describió en capítulos anteriores, el terraplén se encuentra emplazado en una zona con altas posibilidades de crecimiento urbano. Por este motivo, se optó un valor de confiabilidad dentro del intervalo de valores de 50 – 80 correspondiente a un camino local de zona urbana, pero más cercano al límite superior, adoptando una confiabilidad de $R=70\%$.

6.3.2.4 DESVIO ESTANDAR

Es considerada como una medida de la variabilidad de los datos, la cual puede obtenerse representando una dispersión entre el comportamiento esperado y el comportamiento real. Considera las posibles variaciones en la predicción del comportamiento del pavimento con errores en la determinación del tránsito. Por lo desarrollado anteriormente se adoptó un valor de **$S_0 = 0,39$** , en correspondencia con la siguiente tabla:

Tabla 6.9 Valores de desvío estándar (Fuente: AASHTO, 1993). [21]

Condición de diseño	Desvío estándar
Variación en la predicción del comportamiento sin errores en el tránsito	0,34 (Pavimento rígido) 0,44 (Pavimento flexible)
Variación en la predicción del comportamiento con errores en el tránsito	0,39 (Pavimento rígido) 0,49 (Pavimento flexible)

6.3.2.5 NIVEL DE SERVICIABILIDAD

Medida del comportamiento del pavimento, relacionada con la seguridad y confort que puede brindar al usuario cuando éste circula por la vía. Este factor describe la calidad de rodamiento que depende de la rugosidad superficial del pavimento, definiendo un Índice de serviciabilidad presente (PSI).

El diseño estructural basado en la serviciabilidad considera un índice de serviciabilidad inicial (P_0) y un índice de serviciabilidad final (P_t), al final del periodo de vida útil del pavimento. La diferencia entre ellos se denomina pérdida de serviciabilidad ΔPSI . Conforme a los criterios usuales para diseños de pavimentos rígidos, se definió:

- **Serviciabilidad inicial $P_0 = 4,5$** (recomendación AASHTO para pavimento rígido).
- **Serviciabilidad final $P_t = 2$** (recomendación AASHTO para caminos de menor tránsito).

$$\Delta PSI = 4,5 - 2 = 2,5$$

6.3.2.6 MÓDULO DE LA REACCIÓN DE LA SUBRASANTE

La subrasante es la capa de suelo en la que se apoya la estructura del pavimento, preparada para soportar las cargas transmitidas por la misma, por lo tanto, las características de la subrasante condicionarán fuertemente el dimensionamiento de la estructura del pavimento.

Este factor indica cuánto se asienta la subrasante cuando se le aplica un esfuerzo de compresión y se determina usualmente por distintas correlaciones, entre las más utilizadas está la correlación con la relación soporte de california (CBR).

Para aplicar este método debimos emplear un CBR, el cual lo estimamos mediante una correlación experimental en base al tipo de suelo, en nuestro caso el núcleo del terraplén con clasificación H.R.B. A7-6 (28) que junto con una capa de suelo-cal al 4% compactada de 15 cm de espesor, constituirán ambas la subrasante, ya que aún no se ha realizado ningún ensayo CBR en laboratorio.

Basándonos en ensayos de CBR ejecutados a suelos del mismo tipo con características similares (compactación, humedad óptima, etc.) y con valores mínimos indicados por la ASSHTO-93 para dichos suelos (ver Fig. 6.3), y considerando también el aporte estructural de la capa de suelo-cal, con el objeto de ser conservador en la adopción de los valores de cálculo, se adoptó para el diseño estructural un CBR de la Subrasante de 6%, considerando este valor como condición de proyecto.

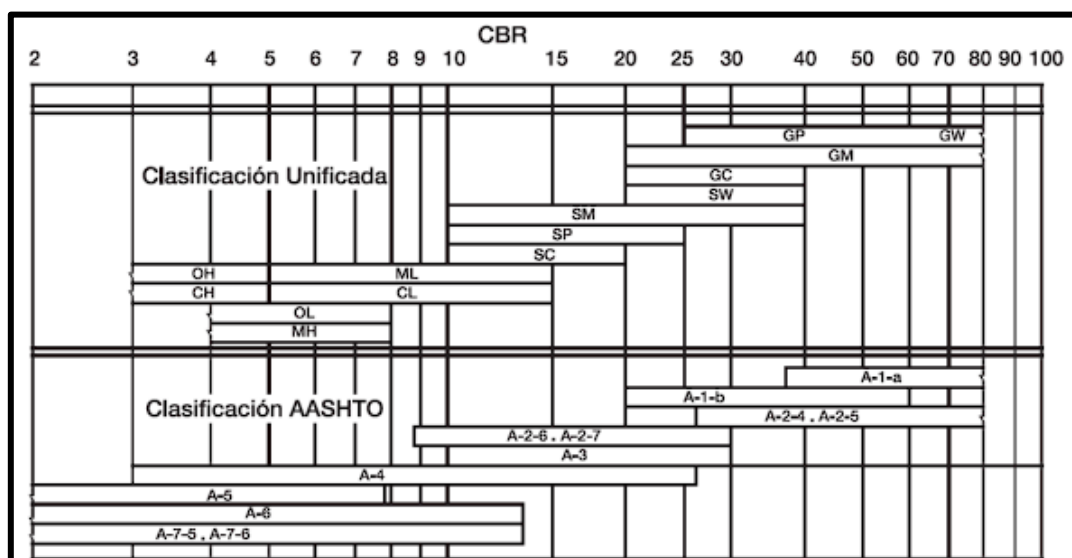


Figura 6.3 Valores de C.B.R. en función del tipo de suelo (Fuente: AASHTO, 1993). ^[21]

A dicho valor de CBR le corresponde un módulo de Resiliencia, según la gráfica de Kentucky (ver Fig. 6.4):

$$Mr = 7000\text{psi} \approx 492 \text{ kg/cm}^2$$

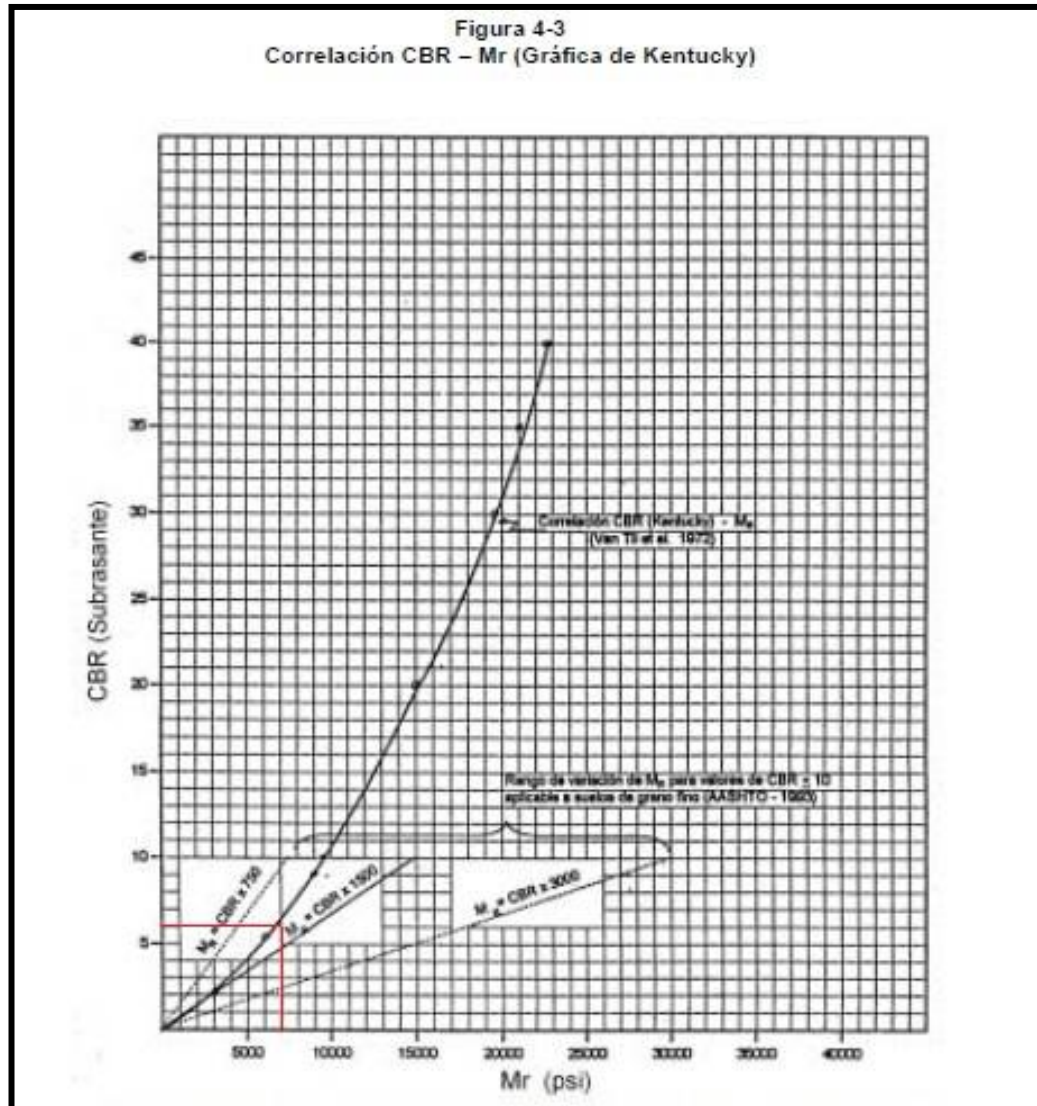


Figura 6.4 Gráfica de Kentucky CBR – MR (Fuente: Van Til, et al. 1972). ^[25]

6.3.2.7 MÓDULO DE REACCIÓN COMBINADO DE SUBRASANTE/BASE

Se propone una base de arena-cemento fluido (RDC) con una resistencia mínima a la compresión de 20 kg/cm² y espesor de 0,12 m. Es necesario calcular el módulo compuesto de reacción de la subrasante; para ello se determinan los valores de resistencia y módulo elástico de la base de arena-cemento fluido (RDC) para posteriormente calcular el módulo compuesto. Se adoptó como módulo de elasticidad de 1.000.000 psi, en correspondencia con lo indicado en la siguiente tabla:

Tabla 6.10: Valores de módulo de elasticidad (Fuente: AASHTO, 1993). ^[21]

Tipo de material	Módulo de elasticidad (psi)
Base granular tratada con cemento	1.000.000-2.000.000
Mezclas de agregado con cemento	500.000-1.000.000
Base tratada con asfalto	350.000-1.000.000
Mezcla bituminosa estabilizada	40.000-300.000
Limo estabilizado	20.000-70.000
Material granular	15.000-45.000
Subrasante natural	3.000-40.000

Con este valor y los obtenidos con anterioridad, se ingresó al ábaco del AASHTO y se obtuvo el módulo de reacción combinado de la subrasante y base "Kcomb" (ver Fig. 6.5):

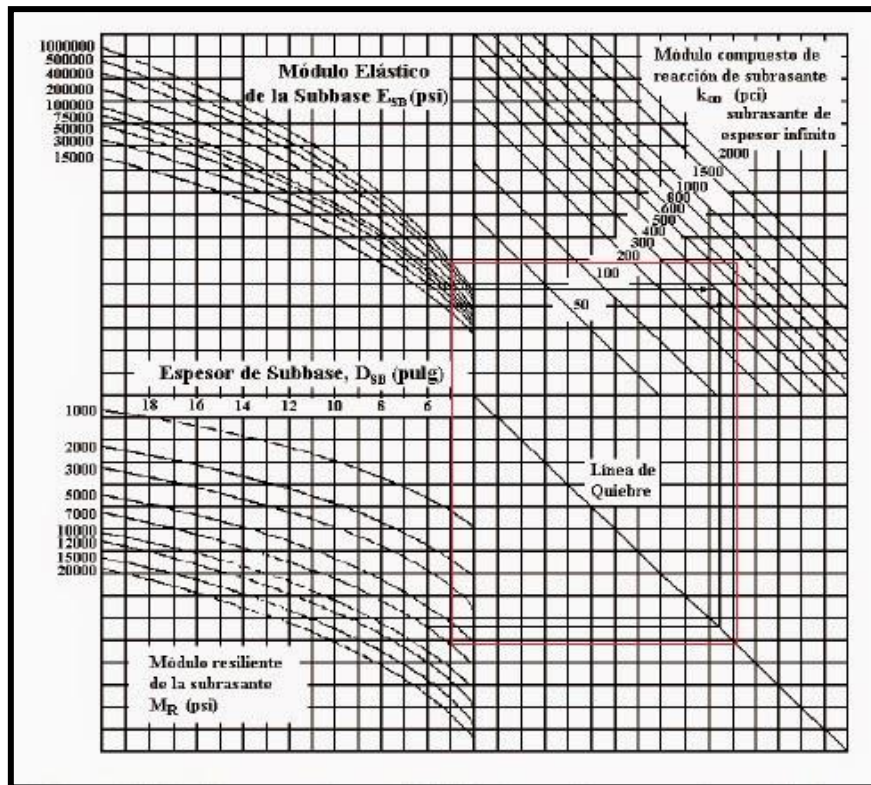


Figura 6.5 Ábaco para determinar el módulo compuesto de reacción de la subrasante (Fuente: AASHTO, 1993). [21]

Se obtuvo como módulo compuesto de la subrasante: **$K_{comb} = 700$ pci.**

6.3.2.8 MÓDULO DE REACCIÓN EFECTIVO DE LA SUBRASANTE

El módulo de reacción de la subrasante debe ser corregido mediante un coeficiente LS (pérdida de soporte) que tiene en cuenta la posible pérdida de capacidad soporte de la capa de asiento por erosión de la subbase o hinchamiento diferencial de la subrasante, movimientos diferenciales verticales del suelo. El método AASHTO prevé valores de curvas que varían entre 0 y 3. Una pérdida de soporte 0 considera la condición del suelo en el ensayo AASHTO; en nuestro caso adoptamos la curva $LS = 1$ en función de las características de la base de arena-cemento fluido (RDC).

Ingresando al ábaco del AASHTO con los valores de $K_{com} = 700$ pci y $LS = 1$, se obtuvo un valor efectivo de módulo de reacción de la subrasante k , corregido por pérdida potencial de soporte $K_{efectivo} = 200$ pci (ver Fig. 6.6).

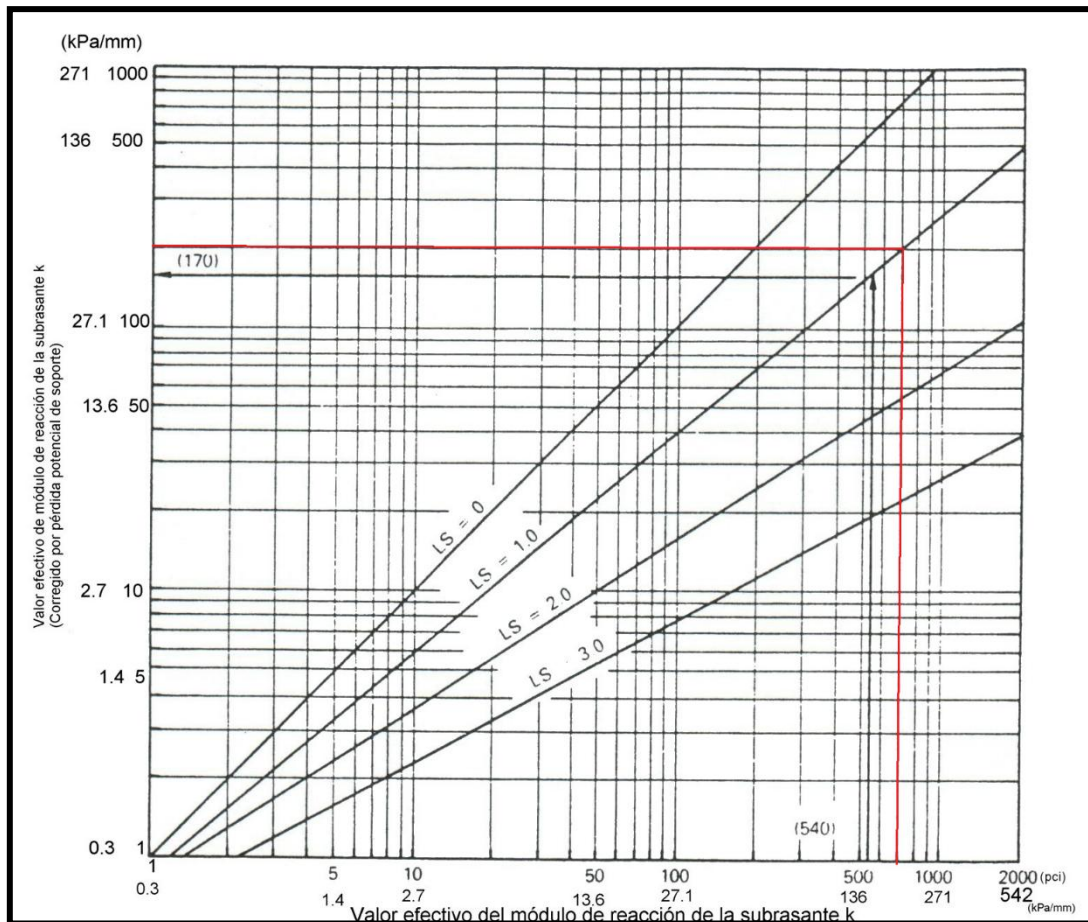


Figura 6.6 Corrección del módulo de reacción por pérdida de soporte (Fuente: AASHTO, 1993). [21]

6.3.2.9 MÓDULO ELÁSTICO DEL HORMIGÓN

Se trata de la relación entre la tensión y la deformación que se genera en la capa de hormigón, la cual indica la rigidez y capacidad de distribuir cargas que tiene una losa de pavimento. Para un hormigón de calidad H-30 se calculó el módulo de elasticidad E_c según la siguiente correlación:

$$E_c = 57000 * (f_c')^{0.5}$$

Siendo f_c' la resistencia a la compresión simple en psi. Se adoptó $300 \text{ kg/cm}^2 = 4267 \text{ psi}$, (valor correspondiente a un hormigón H-30).

$$E_c = 57000 * (4267 \text{ psi})^{0.5} = 3723370 \text{ psi}$$

6.3.2.10 MÓDULO DE ROTURA DEL HORMIGÓN

Este valor controla el agrietamiento por fatiga del pavimento originado por las cargas repetitivas. Puede calcularse mediante la siguiente correlación:

$$Sc = k * (fc')^{0,5}$$

Donde K es una constante que varía de 7 a 12. Adoptando K = 10

Teniendo en cuenta las posibilidades de fabricación y las exigencias normativas, se adoptó un hormigón de calidad H-30 de 300 kg/cm² de resistencia, la que traducida a unidades de trabajo es 4.267 psi:

$$Sc = 10 * (4267 \text{ psi})^{0,5} = 653 \text{ psi}$$

6.3.2.11 COEFICIENTE DE DRENAJE

Se llama drenaje al proceso mediante el cual, el agua de infiltración o de filtración subterránea, es removido de los suelos por medios naturales o artificiales.

Los métodos de diseño de pavimentos, dependen de la práctica de construir pavimentos fuertes para resistir el efecto combinado de cargas y agua. Es por ello que una buena capacidad de evacuar el agua del pavimento mantiene la capacidad soporte de la subrasante.

El método AASHTO considera este efecto mediante un coeficiente de drenaje Cd que depende fundamentalmente del tiempo que tarda la estructura en expulsar el agua infiltrada, calificando el drenaje de excelente a muy pobre, según la siguiente tabla:

Tabla 6.11: Coeficientes de drenaje "Cd" para pavimento rígido (Fuente: AASHTO, 1993). ^[21]

Calidad de drenaje	% de tiempo que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	< 1%	1- 5%	5- 25%	> 25%
Excelente	1,25 - 1,2	1,2 - 1,15	1,15 - 1,1	1,1
Bueno	1,2 - 1,15	1,15 - 1,1	1,1 - 1	1
Regular	1,15 - 1,1	1,1 - 1	1 - 0,9	0,9
Pobre	1,1 - 1	1 - 0,9	0,9 - 0,8	0,8
Muy pobre	1 - 0,9	0,9 - 0,8	0,8 - 0,7	0,7

El aspecto para resolver sería determinar si nuestro material es excelente o malo para drenar el agua de lluvia en cierto tiempo determinado y puesto que no se cuenta con ensayos de laboratorios, se adoptó la calidad de drenaje entre pobre y regular, ya que, se trata de un talud de arcilla con alto nivel de compactación, expuesto a la intemperie.

Por otro lado, al tratarse de una región subtropical húmeda donde combina periodos de lluvia intensos con sequías y la dificultad de drenaje del agua debido al suelo de la subrasante, consideraremos que el pavimento estará expuesto un 25% de tiempo aproximadamente a niveles de humedad próximos a la saturación.

En consecuencia, adoptamos un coeficiente de drenaje C_d igual a 0,9.

6.3.2.12 TRANSFERENCIAS DE CARGAS

La transferencia de carga es la capacidad que tiene una losa del pavimento de transmitir fuerzas cortantes con sus losas adyacentes, con el objeto de minimizar las deformaciones y los esfuerzos en la estructura del pavimento, mientras mejor sea la transferencia de cargas mejor será el comportamiento de las losas del pavimento. El coeficiente de transferencia de cargas J es un factor utilizado en pavimentos rígidos (ver tabla 6.12) para tener en cuenta la capacidad de la losa del pavimento para transferir cargas a través de juntas, fisuras y bordes.

Tabla 6.12: Transferencia de carga (J) (Fuente: AASHTO, 1993). ^[21]

Banquina	Coeficiente de transferencia de cargas (J)			
	Concreto asfáltico		Hormigón vinculado a calzada	
	SI	NO	SI	NO
Hormigón simple armado con juntas	3,2	3,8 - 4,4	2,5 - 3,1	3,6 - 4,2
Hormigón armado continuo	2,9 - 3,2	-	2,3 - 2,9	-

Se consideró entonces una calzada de hormigón simple con pasadores y barras de unión, en función del tránsito previsto y de la manera de efectuar la transferencia, se adoptó un valor de coeficiente de transferencia de cargas igual a 3,9.

6.3.3 CÁLCULO DE ESPESOR DE LOSA

Obtenidos todos los datos necesarios, resumidos en la tabla 6.13, para la utilización de la ecuación general de la AASHTO 1993 para pavimentos rígidos y flexibles, se procedió al cálculo mediante el programa "Ecuación AASHTO 93: cálculo de las ecuaciones AASHTO 1993" (Luis Ricardo Vázquez Varela, 2004) ^[26] (ver fig. 6.7).

Tabla 6.13: Resumen de parámetros de cálculo

Parámetros	Valores obtenidos
Confiabilidad- R (%)	70
Desviación estándar- So	0,39
PSI Inicial	4,5
PSI Final	2
Módulo de reacción de la subrasante- k (pci)	200
Módulo de elasticidad del concreto- Ec (psi)	3723370
Módulo de rotura del concreto- Sc (psi)	653
Coefficiente de transmisión de carga- J	3,9
Coefficiente de drenaje- Cd	0,9
Número de ejes equivalente- W18	857563,85

Se obtuvo un espesor de la losa de hormigón mínimo de 7", aproximadamente $D = 17,78$ cm, por lo tanto, adoptamos un espesor de losa $D = 18$ cm para facilitar la realización de la obra, apoyado sobre una base de arena-cemento fluido (RDC) con resistencia mínima a la compresión a los 28 días de 20 kg/cm^2 y de espesor e igual a $0,12 \text{ m}$.

Figura 6.7 Interfaz programa de cálculo (Fuente: Ecuación AASHTO 93, 2004). ^[26]

6.3.4 DISEÑO GEOMÉTRICO Y TRAZA

En este apartado se abordará tanto la definición del trazado del camino como la adopción de las características geométricas que tendrá el paquete estructural de calzada y veredas, de la obra emplazada sobre el terraplén que compone la defensa en el tramo de estudio.

6.3.4.1 DISEÑO GEOMÉTRICO

En base a lo descrito en el “Manual de pavimentos urbanos de hormigón” (ICPA, 2016) ^[29], donde estipula que los anchos de carriles pueden variar desde 3m a 3,7m, adoptamos una calle de doble sentido con dos carriles de 3,6m cada uno con cordón cuneta y una pendiente transversal del 2% para el drenaje del agua sobre calzada.

El ancho de vereda se adoptó de 0,70 m considerando las medidas ergonómicas de una persona promedio con una revancha para la comodidad del peatón.

Por lo tanto, el coronamiento requerirá de un ancho de 8,74m de calzada, con cordón y veredas, adicionando el espacio necesario para la colocación de defensa vehicular a ambos lados del camino e iluminación en lateral izquierdo. Resultando un ancho total de coronamiento de 11,00m (ver **Plano N°31: “PERFIL TIPO PROYECTADO”**)

6.3.4.2 DEFINICIÓN DE LA TRAZA

El camino seguirá el trayecto recto actual del tramo de interés, en el cual se contemplaron las intersecciones de Av. Int. Borrini, Av. Vélez Sarfield y Av. Sarmiento.

El ancho de la zona de camino se mantuvo conforme a lo establecido en el proyecto original, con una sección transversal total de 65,00 metros, medida entre los alambrados perimetrales que delimitan al mismo.

En cuanto a los accesos vehiculares de los frentistas, al no existir un ordenamiento municipal en la zona, se materializarán solo aquellos que sean claramente demarcados y visibles tanto en los relevamientos como en las imágenes satelitales, adoptando para estos un ancho de calzada de 3,6m.

La traza definida se visualiza del **Plano N°23: "PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 0+000 A 0+260"** al **Plano N°30: "PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 1+820 A PROGRESIVA 2+025"**.

6.3.5 DISEÑO DE JUNTAS

En el diseño y construcción de pavimentos rígidos, es fundamental considerar la materialización de juntas para garantizar la durabilidad y funcionalidad de la carpeta de rodamiento. Las juntas delimitan el tamaño de las losas y permiten el movimiento de estas, son necesarias para canalizar la formación de fisuras, proveer transferencia de carga adecuada, prevenir la infiltración de agua y de materiales incompresibles a la estructura del pavimento y controlar la expansión del concreto debido a cambios térmicos y humedad.

Las juntas transversales son cortes o discontinuidades planificadas en el pavimento, perpendiculares al eje de la vía, mientras que las juntas longitudinales son paralelas al eje de la vía. Siendo el ancho de la calzada con cordón cuneta de 7,54 metros, se estableció una junta longitudinal en la mitad de esta, materializando dos

trochas. Consecuentemente, se adoptó una separación entre juntas transversales de 3,70 metros. Resultando así:

- Ancho de losa de 3,77 m.
- Largo de losa de 3,70 m.

La separación entre juntas se adecuó a las recomendaciones del ICPA (Instituto del Cemento Portland Argentino), el cual propone las siguientes consideraciones:

- Sep. máxima recomendada: 6,0 m.
- Sep. máxima para bases cementadas: $21 \times E$; siendo E el espesor de la losa de hormigón: $21 \times 0,18\text{m} = 3,78\text{m}$
- Relación largo/ancho de la losa $\leq 1,25$; $3,70\text{m}/3,77\text{m} = 0,98 < 1,25$

Por lo tanto, las dimensiones de la losa están verificadas.

6.3.5.1 CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE BARRAS DE UNIÓN EN CORRESPONDENCIA CON LA JUNTA LONGITUDINAL

Según el ICPA, para determinar el diámetro de las barras de unión se emplea la siguiente relación:

$$ABU = \frac{\gamma \cdot E \cdot L \cdot \mu \cdot S}{f_a} = \frac{2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,18\text{m} \cdot 3,70\text{m} \cdot 1,8 \cdot 3,70\text{m}}{2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 4,44\text{cm}^2$$

- γ : Peso unitario del hormigón.
- L: Distancia al borde libre más cercano
- E: Espesor de la losa del pavimento
- μ : Coeficiente de fricción entre la losa y el apoyo (Para bases cementadas, según ICPA)
- S: Separación entre juntas transversales
- f_a : Tensión admisible del acero

Se adoptó entonces como barras de unión, 6 hierros de 10 mm de diámetro, con una distancia entre sí de 0,62 m y una longitud de 0,6 m.

6.3.5.2 CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE PASADORES EN CORRESPONDENCIA CON LA JUNTA TRANSVERSAL

Según la AASHTO y PCA, para determinar el diámetro del pasador se emplea la siguiente relación:

$$\phi_t = \frac{E}{8} = \frac{180\text{mm}}{8} = 22,5\text{mm}$$

- ϕ_t : Diámetro teórico del pasador.
- E: Espesor de la losa del pavimento.

Disposiciones del ICPA:

Longitud: 45cm

Diámetro: 25mm para $E \leq 20\text{cm}$

Separación: 30cm de centro a centro y 15 cm de centro a borde.

Se adoptó entonces, pasadores de 25 mm de diámetro, con una distancia entre sí de 0,3 m y una longitud de 0,45 m.

6.3.5.3 DETALLE CONSTRUCTIVO

Los detalles constructivos de los distintos tipos de juntas se los visualiza en el **Plano**

N°34: "DETALLES JUNTAS Y CORDÓN".

6.4 PROYECTO HIDRÁULICO

En este apartado, se buscó dimensionar el caudal que genera una lluvia de diseño y su evacuación de la calzada. También se desarrollará el dimensionamiento de las partes componentes encargadas de dicha eliminación.

6.4.1 INTRODUCCIÓN

El proyecto hidráulico tiene por objetivo evacuar el agua pluvial presente en la calzada. Esto se logra mediante la conducción de la misma a través de cordones, imbornales y conductos de vinculación y evacuación.

Este proceso es fundamental en un proyecto vial debido que garantiza la seguridad, durabilidad y funcionalidad de la vía.

Desde el lado de la seguridad vial:

- Evitar el hidro planeo: Aumentando la adherencia de los neumáticos y calzada.
- Mejorar la visibilidad: Eliminando la bruma y salpicaduras.

Sirve también para proteger la estructura del pavimento:

- Minimizar los daños por erosión: Evita la infiltración y su consecuente deterioro de la base y subrasante, debilitando la estructura.
- Disminuir la generación de baches: La acumulación de agua favorece la formación de baches y grietas, reduciendo la vida útil del pavimento.

Favorecer al mantenimiento:

- Reducir costos de mantenimiento: Un buen drenaje evita reparaciones prematuras y frecuentes.
- Prolongar la vida útil del pavimento: Mantiene la capacidad estructural de la vía por más tiempo.

6.4.2 MÉTODO RACIONAL

El Método Racional se utilizó para la estimación del caudal máximo asociado a una determinada lluvia de diseño. Presentando resultados satisfactorios en áreas pequeñas y con alto porcentaje de impermeabilidad, por ello, es recomendable que su uso se limite a cuencas con extensiones inferiores a las 2,50 km².

El caudal pico se lo calcula como:

$$Qp \left[\frac{m^3}{s} \right] = 0,275 \times C \times Ip \left[\frac{mm}{h} \right] \times A[km^2]$$

Donde:

- C: Coeficiente de escorrentía, adimensional.
- Ip: Intensidad de la Lluvia de Diseño, con duración igual al tiempo de concentración de la cuenca.
- A: Área de la cuenca.

6.4.2.1 DELIMITACIÓN DE LAS ÁREAS DE LAS CUENCAS

El pavimento planteado tiene una pendiente longitudinal del 0,2 %, la cual comienza en la intersección con Av. Sarmiento y asciende hasta alcanzar su valor máximo de cota en dirección al cruce con Av. Vélez Sarsfield. Arribada esta, la pendiente comienza a ser negativa hasta el encuentro con Av. Int. Borrini, logrando la misma cota que en la intersección con Av. Sarmiento. Además, como se mencionó anteriormente en este capítulo, el pavimento consta de cordones y veredas peatonales, las cuales están elevadas con respecto a la rasante del pavimento. A su vez, la calzada presenta una pendiente transversal de 2 %, resultando el eje de la calle sobreelevado de la cota del fondo de cordón.

Estos valores de elevaciones sirvieron para definir los parteaguas de las cuencas, resultando estas el área encerrada lateralmente por el eje de la calle y las veredas, y longitudinalmente encerrada por la cota de la Av. Vélez Sarsfield y las avenidas de cota inferior, que son Av. Sarmiento y Av. Int. Borrini, respectivamente. Quedando como

resultado cuatro áreas perfectamente definidas, resaltadas con distintos colores (ver fig. 6.8).



Figura 6.8 Cuencas urbanas (Fuente: Elaboración propia en base a Google Earth).

El valor de las áreas es el mismo para las cuatro superficies y se utilizó para obtener el caudal pico de cada cuenca. Su valor fue:

$$A [km^2] = (0,70 m + 3,6 m + 0,17 m) \times 1000 m = 4470 m^2 \cong 0,005 km^2$$

Como se puede observar, en nuestro caso nos encontramos por debajo del valor de 2,50 km², por lo tanto, es aplicable el método racional.

6.4.2.2 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Para la elección del coeficiente de escorrentía, nos basamos en la siguiente tabla:

Tabla 6.14: Coeficientes de Escorrentía (Fuente: Elaboración propia en base a Ven Te Chow, et al., 1994). [28]

Ocupación del Suelo	C
Edificación Muy Densa: Partes Centrales, densamente pobladas de ciudades con calles pavimentadas.	0.70 a 0.95
Edificación no Muy Densa: Partes adyacentes al centro, de menor densidad de habitantes, con calles pavimentadas.	0.60 a 0.70
Edificación con Pocas Superficies Libres: Partes residenciales con construcciones cerradas, calles pavimentadas.	0.50 a 0.60
Edificación con Muchas Superficies Libres: Partes residenciales con calles pavimentadas pero con muchas áreas verdes.	0.25 a 0.50
Suburbios con Alguna Edificación: Partes semi urbanas con pequeña densidad de construcciones.	0.10 a 0.25
Parques y Campos de Deportes: Partes rurales, áreas verdes, superficies arborizadas, parques ajardinados y campos de deporte sin pavimentos.	0.05 a 0.20

Para nuestro caso, al ser un pavimento de hormigón con veredas y cordones, se consideró un coeficiente de escorrentía igual a 0,95, el cual se corresponde a "Edificación Muy Densa".

6.4.2.3 INTENSIDAD DE LA LLUVIA DE DISEÑO

Para la elección de la lluvia de diseño se utilizaron las curvas de intensidad de precipitación (mm/h) – duración (minutos) – tiempo de recurrencia del evento (años), las cuales fueron brindadas por la Administración Provincial del Agua (APA). Estas se obtuvieron partiendo de las series de datos de intensidad de precipitación, se han conformado a partir de información pluviográfica obtenida en las estaciones meteorológicas: INTA – Colonia Benítez, SMN – Aeropuerto Resistencia, Campus UNNE - Resistencia, y Sistema Automático de Telemedición (SAT - APA) del río Negro, actualizando y contrastando datos que abarcan el período 1960 – 2019.

Los resultados obtenidos del análisis realizado por la APA permiten representar las relaciones que existen entre la intensidad de precipitación (mm/h) – duración (minutos)

– tiempo de recurrencia del evento (años), para duraciones desde 15 min hasta 240 min y recurrencias entre 2 años y 50 años, basándose en los registros procesados en el período mencionado anteriormente. Estas relaciones se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 6.15: Relaciones intensidad de precipitación – duración – frecuencia (Fuente: APA, 2021).
[29]

TR (años)	INTENSIDAD DE PRECIPITACION (mm/hr)						
	DURACION (minutos)						
	15	30	45	60	120	180	240
2	102,5	77,0	62,6	51,1	33,3	25,3	20,9
5	129,6	95,7	80,2	66,4	45,1	35,0	28,8
10	145,6	106,7	90,5	75,0	53,3	42,0	34,0
25	163,8	119,5	102,0	84,8	64,2	51,8	40,6
50	176,1	128,3	109,6	91,3	72,7	59,7	45,5

Pudiéndose representar gráficamente los valores mencionados, mediante las siguientes curvas (ver fig. 6.9).

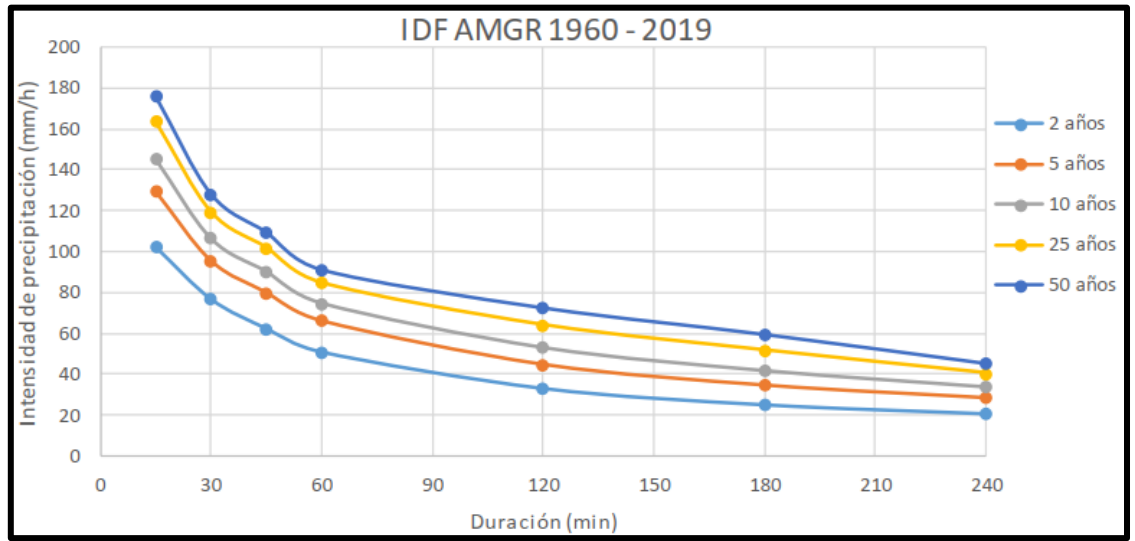


Figura 6.9. Curvas I-D-F (Fuente: APA, 2021). [29]

Se realizó un ajuste analítico para valores puntuales de tiempos de recurrencia, los cuales responden a la siguiente ecuación:

$$I_p \left[\frac{mm}{h} \right] = \frac{A}{(B + Td)^c}$$

- A, B y C: Parámetros de ajuste de la función adoptada.
- Td: Duración del evento en minutos.

Los parámetros de ajuste se los puede obtener de la siguiente tabla:

Tabla 6.16: Parámetros de ajuste (Fuente: APA, 2021). ^[29]

TR (años)	Parámetros		
	A	B	C
2	2711,632	29,742	0,871
5	2725,371	29,434	0,820
10	2740,193	29,190	0,791
25	2760,347	28,989	0,755
50	2786,493	28,757	0,741

Para obtener el valor de la duración del evento, se trabajó con la fórmula establecida por Kirpich. Esta fue desarrollada para pequeñas cuencas rurales, pero se la puede adaptar también en áreas urbanas. De esta manera, el Td se lo calculó como:

$$td [min] = 3,989 \times 0,6 \times (L)^{0,77} \times S^{-0,385} = 3,989 \times 0,6 \times (1 \text{ km})^{0,77} \times 0,0002 \frac{m^{-0,385}}{m} = 63,55 \text{ min}$$

- L: Longitud asociada al punto más alejado.
- S: Pendiente desde el punto más alejado y la salida de cuenca.

Una vez que obtuvimos los valores del tiempo de duración del evento y los parámetros correspondientes a una lluvia con un TR igual a 5 años, se calculó la intensidad de la lluvia de diseño como:

$$I_p \left[\frac{mm}{h} \right] = \frac{2725,371}{(63,55 + 29,434)^{0,820}} = 66,27 \left[\frac{mm}{h} \right]$$

6.4.2.4 CÁLCULO DEL CAUDAL PICO

Contando con los parámetros necesarios para obtener el caudal pico de la cuenca, se procedió a calcularlo:

$$Q_p \left[\frac{m^3}{s} \right] = 0,275 \times 0,95 \times 66,27 \frac{mm}{h} \times 0,005 km^2 = 0,087 \frac{m^3}{s}$$

Este caudal pico obtenido sirve para la verificación de los cordones, y el dimensionado de imbornales y canales de vinculación.

6.4.3 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL ADMISIBLE DEL CORDÓN

Este elemento del sistema de desagües es el encargado de recibir y conducir el agua proveniente de la lluvia, actuando como un canal, es por ello que para su evaluación se utilizó la ecuación de Manning, con la única condición de que el tirante máximo permitido en las calles sea compatible con la protección que se pretende dar. Este caudal se lo calculó como:

$$Q \left[\frac{m^3}{s} \right] = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \times A$$

Donde:

- n: Coeficiente de Manning para cordón de pavimento.
- R: Radio hidráulico.
- S: Pendiente longitudinal del cordón.
- A: Área mojada.

Como se mencionó, el perfil transversal tiene una forma trapezoidal debido a la diferencia de alturas que genera el cordón de 17 cm y la pendiente de la calle hasta el eje que tiene una longitud de 3,60 m y una pendiente del 2% (ver fig. 6.10).

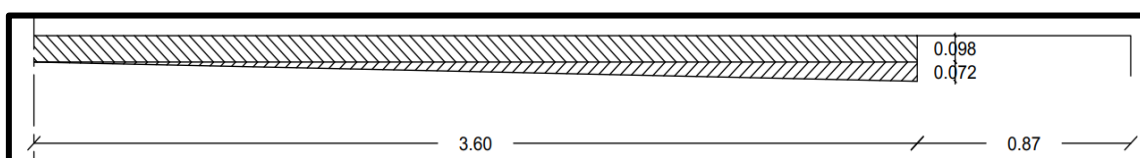


Figura 6.10: Perfil transversal tipo (Fuente: Elaboración propia).

Para obtener el coeficiente de Manning, se utiliza la siguiente tabla:

Tabla 6.17: Valores de coeficiente de Manning (Fuente: Elaboración propia en base a Ven Te Chow, et al., 1994). ^[28]

CARACTERÍSTICAS	n
CANALES	
Rectilíneos con pastos de 15 cm. de altura	0,300 - 0,400
Rectilíneos con pastos y ramas de 30 cm. de altura	0,300 - 0,060
de hormigón premoldeados con buena terminación	0,011 - 0,014
de H° moldeados en el lugar con formas metálicas simples	0,012 - 0,014
de H° moldeados con encofrado de madera	0,015 - 0,020
CORDÓN CUNETA	
de asfalto suave	0,013
de asfalto rugoso	0,016
de concreto suave con pavimento de asfalto	0,014
de concreto rugoso con pavimento de asfalto	0,015
de pavimento de H°	0,014 - 0,016
de piedras	0,016

En nuestro caso, por ser un pavimento de hormigón, tenemos un coeficiente de Manning igual a 0,015.

La pendiente longitudinal, fue establecida anteriormente en 0,02%.

El área mojada se define como:

$$A [m^2] = \frac{0,072 \text{ m}}{2} \times 3,6 \text{ m} + 0,098 \text{ m} \times 3,6 \text{ m} = 0,4824 \text{ m}^2$$

El perímetro mojado se calcula como:

$$P [m] = 3,6 \text{ m} + 0,17 \text{ m} = 3,77 \text{ m}$$

Y finalmente, se puede obtener el radio hidráulico:

$$R [m] = \frac{A}{P} = \frac{0,4824 \text{ m}^2}{3,77 \text{ m}} = 0,128 \text{ m}$$

Definidos todos estos valores, podemos calcular el caudal que va a soportar el cordón, el cual se lo calcula como:

- Desde la progresiva 0+000 a 1+000, ambos laterales:

$$Q \left[\frac{m^3}{s} \right] = \frac{1}{0,015} \times 0,128^{\frac{2}{3}} \times 0,0002^{\frac{1}{2}} \times 0,4824 = 0,116 \frac{m^3}{s}$$

- Desde la progresiva 1+000 a 2+000, ambos laterales:

$$Q \left[\frac{m^3}{s} \right] = \frac{1}{0,015} \times 0,128^{\frac{2}{3}} \times 0,0002^{\frac{1}{2}} \times 0,4824 = 0,116 \frac{m^3}{s}$$

Como se observa el caudal que puede transportar el cordón es superior al caudal de diseño, esto nos dice que el cordón soporta el caudal que produciría la lluvia de diseño con un TR igual a 5 años.

6.4.4 CÁLCULO Y UBICACIÓN DE IMBORNALES

Dado que la evacuación se da hacia un conducto ubicado sobre el talud, se colocaron imbornales de cordón. Como se observó anteriormente el diseño del cordón considerado para el cálculo cumple con el caudal exigido por la lluvia, por lo tanto, bastaría con un solo imbornal para desalojar el agua presente en la calle.

Adoptar un solo imbornal es riesgoso, ya que, este puede obstruirse con basura y/o romperse, y debido a ello no funcionaría de manera deseada. Por motivos de prevención se adoptaron dos imbornales por cuenca, separados cada 500m. A continuación, se calculó la longitud de cada imbornal:

$$L [m] = \frac{Q \left[\frac{m^3}{s} \right]}{1,7 \times y[m]^{\frac{3}{2}}}$$

Donde:

- Q: Caudal, en este caso cada imbornal desalojará la mitad del caudal pico.
- y: Profundidad de la lámina.

Calculando las longitudes de los imbornales para cada cuenca, tenemos:

Tabla 6.18 Dimensiones y ubicación imbornales – Prog. 0+000 a 1+000

Av. Sarmiento - Av. Vélez Sarsfield → Ambos laterales				
Imbornal N°	Ubicación: Progresiva [m]	Q recibido [m3/s]	Longitud Imbornal de cálculo [m]	Longitud Imbornal adoptada [m]
1	0+500	0,043	0,36	0,5
2	0+000	0,043	0,36	0,5

Tabla 6.19: Dimensiones y ubicación imbornales – Prog. 1+000 a 2+000

Av. Vélez Sarsfield – Av. Int. Borrini → Lateral Ambos laterales				
Imbornal N°	Ubicación: Progresiva [m]	Q recibido [m3/s]	Longitud Imbornal de cálculo [m]	Longitud Imbornal adoptada [m]
5	1+500	0,043	0,36	0,5
6	2+000	0,043	0,36	0,5

Para una mayor apreciación de la ubicación de los imbornales, ver del **Plano**

N°23: “PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 0+000 A 0+260” al **Plano N°30:**

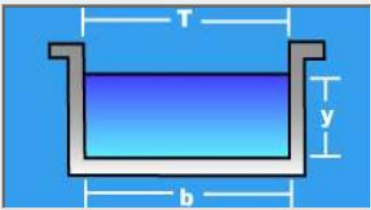
“PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 1+820 A PROGRESIVA 2+025”.

6.4.5 CÁLCULO Y UBICACIÓN DEL CANAL DE VINCULACIÓN

Para conducir el agua evacuada por los imbornales, se proyectaron canales revestidos de hormigón, los cuales están ubicados en la salida de cada imbornal.

El dimensionado de los canales de vinculación se lo realizó en el programa "HCanales". Se utilizaron como datos: el ancho y el caudal fueron los mismos que los del imbornal, y la pendiente es igual a la del talud (1:3). A continuación, se muestran los datos ingresados y resultados arrojados por el programa (ver. fig. 6.8).

Datos:	
Caudal (Q):	0.043 m ³ /s
Ancho de solera (b):	0.50 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.015
Pendiente (S):	0.333 m/m



Resultados:			
Tirante normal (y):	0.0267 m	Perímetro (p):	0.5535 m
Area hidráulica (A):	0.0134 m ²	Radio hidráulico (R):	0.0242 m
Espejo de agua (T):	0.5000 m	Velocidad (v):	3.2153 m/s
Número de Froude (F):	6.2769	Energía específica (E):	0.5537 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Figura 6.11 Datos y resultados (Fuente: Elaboración propia en base a Hcanales).

Como se puede observar, con esos datos nombrados anteriormente, bastaría con un tirante mínimo de 3 cm para cumplir satisfactoriamente con las exigencias requeridas por el caudal de diseño.

Para una mayor apreciación de la ubicación de los canales de vinculación, ver de **Plano N°23: "PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 0+000 A 0+260"** al **Plano N°30: "PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 1+820 A PROGRESIVA 2+025"**.

6.4.6 CÁLCULO Y UBICACIÓN DEL CANAL DE EVACUACIÓN

El agua que se conduce a través del canal de vinculación debe ser transportada hacia un canal de evacuación, los cuales están ubicados a los laterales de la defensa, paralelos al eje longitudinal del terraplén.

En el lateral derecho contamos con un canal existente hecho de suelo natural. A este se le realizaron modificaciones, las cuales constan de un revestimiento de hormigón y una pendiente longitudinal del 0,2%. Por otro lado, se mantuvo el ancho original y se buscó dimensionar el tirante mínimo.

En el lateral izquierdo al no contar con un canal, se adoptó las mismas medidas y especificaciones que el canal proyectado para el lateral derecho.

Para determinar el caudal que llega al canal, se debe tener en cuenta no solamente el caudal pico de las cuencas sino también el aporte de agua que precipita en el terreno donde se encuentra emplazada la defensa (fig. 6.12).



Figura 6.12 Áreas de aporte adicionales remarcadas en amarillo (Fuente: Elaboración propia en base Google Earth).

Para ello se conoció el área de aporte de cada cuenca, su ocupación de suelo y la intensidad de lluvia con un TR de 5 años.

Como se puede observar en la **fig. 6.12** las áreas a la derecha del terraplén son aproximadamente iguales a la de la izquierda del mismo. Considerando que el canal se encuentra a una distancia de 24 m, medidos desde el borde de talud, tendremos un área de aporte por lateral igual a 0,05 km².

$$A [km^2] = 24 m \times 2000 m = 48000 m^2 \cong 0,05 km^2$$

Para la elección del coeficiente de escorrentía, lo obtuvimos de la tabla 6.14. Al ser un área donde predomina principalmente la vegetación, se consideró un coeficiente de escorrentía igual a 0,10, valor que está contemplado en el rango de “Parques y campos deportivos”.

Para obtener el valor de la duración del evento, se trabajó nuevamente con la fórmula establecida por Kirpich. De esta manera, el Td se lo calculó como:

$$td [min] = 3,989 \times 0,6 \times (0,024 \text{ km})^{0,77} \times 0,333 \frac{m^{-0,385}}{m} = 0,213 \text{ min}$$

$$Ip \left[\frac{mm}{h} \right] = \frac{2725,371}{(0,22 + 29,434)^{0,820}} = 169,20 \left[\frac{mm}{h} \right]$$

Contando con los parámetros necesarios para obtener el caudal pico de la cuenca, se lo calculó como:

$$Qp \left[\frac{m^3}{s} \right] = 0,275 \times 0,10 \times 169,20 \frac{mm}{h} \times 0,05 \text{ km}^2 = 0,233 \frac{m^3}{s}$$

A este caudal pico obtenido, se le adicionó el caudal que proviene desde los cuatro conductos de vinculación, dando como resultado un caudal de diseño igual a 0,405 m3/s.

Se procedió al dimensionado del canal de evacuación, el cual se lo realizó en el programa "HCanales". A continuación, se muestran los datos ingresados y los resultados arrojados por el programa (ver fig. 6.13).

Datos:			
Caudal (Q):	0.405	m ³ /s	
Ancho de solera (b):	1	m	
Talud (Z):	0		
Rugosidad (n):	0.015		
Pendiente (S):	0.002	m/m	

Resultados:			
Tirante normal (y):	0.3781	m	
Área hidráulica (A):	0.3781	m ²	
Espejo de agua (T):	1.0000	m	
Número de Froude (F):	0.5561		
Tipo de flujo:	Subcrítico		
Perímetro (p):	1.7563	m	
Radio hidráulico (R):	0.2153	m	
Velocidad (v):	1.0710	m/s	
Energía específica (E):	0.4366	m-Kg/Kg	

Figura 6.13: Datos y resultados (Fuente: Elaboración propia en base a Hcanales).

Como se puede observar, con los datos nombrados anteriormente, se adoptó un tirante 0,40 para cumplir satisfactoriamente con las exigencias requeridas por el caudal de diseño. Por lo tanto, se adoptaron dos canales con ancho y tirante hidráulico igual a 0,50 m, revestido con hormigón y pendiente longitudinal del 0,2%. Como se explicó anteriormente estos canales irán situados a los laterales del eje longitudinal del terraplén.

El canal proyectado en el lateral izquierdo presenta una condición adicional debido a la existencia cruces vehiculares de los barrios vecinales y entradas de viviendas. Para solucionar esta problemática se colocaron losetas de hormigón prefabricadas para permitir el paso vehicular.

Para una mayor apreciación de la ubicación de los canales de evacuación, ver del **Plano N°23: "PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 0+000 A 0+260"** al **Plano N°30: "PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 1+820 A PROGRESIVA 2+025"**.

6.5 SEÑALIZACIÓN

La señalización vial tiene como objetivo principal prevenir accidentes de tránsito, posibilitando el ordenamiento vehicular y peatonal, indicando de las maniobras que puede o no realizar, así como de las direcciones que debe seguir para llegar a su destino y facilitando a los usuarios la información necesaria para poder circular de forma adecuada y maniobrar con tiempo suficiente, adaptando la velocidad a las condiciones de la vía.

6.5.1 INTRODUCCIÓN

Se entiende por señales viales o de tránsito, a las imágenes puestas en carteles empleados para brindar información a través de una forma convenida y unívoca de comunicación, destinada a transmitir al usuario de la vía pública órdenes, advertencias, indicaciones u orientaciones.

Sabiendo que la circulación vehicular por el terraplén está restringida, la vía carece de señales de tránsito, por lo que los vehículos circulan sin un orden establecido, situación que representa una mayor probabilidad de que se produzcan accidentes de tránsito. Con el desarrollo de una carpeta de rodamiento y una adecuada señalización vial, se busca no solo mejorar la calidad de vida de los vecinos a través de la obra de pavimentación, sino que, además, solucionar los problemas de circulación vehicular y peatonal que se presentan en la actualidad.

La señalización mantiene informado al usuario sobre las características de la vía por la que circula y su entorno. En base a esto, se puede decir que las señales de tránsito son signos o imágenes que se usan para informar ciertos aspectos del camino, tanto a los conductores como a los peatones, ubicadas a los costados de la vía para que los conductores puedan verlas a una distancia prudente.

6.5.2 DISEÑO DE LA SEÑALIZACIÓN VIAL

La señalización vial es un sistema integral que combina elementos verticales, horizontales y dispositivos de control para garantizar la seguridad y eficiencia del tránsito. Su diseño e implementación requieren un enfoque técnico y normativo, en Argentina, la señalización vial se rige por normas nacionales e internacionales, como el Manual de Señalización Vial de la Dirección Nacional de Vialidad (DNV) y estándares de la Asociación Argentina de Carreteras (AAC).

En su utilización se debe considerar:

- Visibilidad: Ubicación y altura adecuadas para garantizar la percepción temprana.
- Durabilidad: Materiales resistentes a condiciones climáticas y desgaste.
- Uniformidad: Cumplimiento de normas para evitar confusiones.
- Mantenimiento: Inspección periódica y reposición de señales deterioradas.

Estos aspectos son fundamentales en la infraestructura de transporte, empleados para garantizar la seguridad, fluidez y ordenamiento del tránsito.

Las señales viales se clasifican en dos categorías principales: señalización vertical y señalización horizontal.

6.5.2.1 SEÑALES VERTICALES

Son señales de tránsito colocadas al costado del camino o elevadas sobre la calzada, ubicadas en postes o estructuras en altura, diseñadas para transmitir información a los usuarios de la vía mediante símbolos, leyendas o colores, con la finalidad de guiar el tránsito, regular la circulación, y advertir determinadas circunstancias. Se clasifican en:

- **Señales reglamentarias o prescriptivas:** su función es indicar obligaciones, prohibiciones o restricciones. Se subdividen en señales de prohibición, de restricción y de prioridad. Las de prohibición indican que acción no puede realizarse. Las de restricción muestran los límites de la velocidad, peso y tamaño de los vehículos, uso de estacionamiento y carriles. Las de prioridad cambian o refuerzan la prioridad respecto de a quién le corresponde el paso en una esquina o tramo del camino. (Ver fig. 14 a 17).



Figura 6.14: Señales reglamentarias o prescriptivas de prohibición (Fuente: DNV, 2017). [30]



Figura 6.15: Señales reglamentarias o prescriptivas de prohibición (Fuente: DNV, 2017). ^[30]

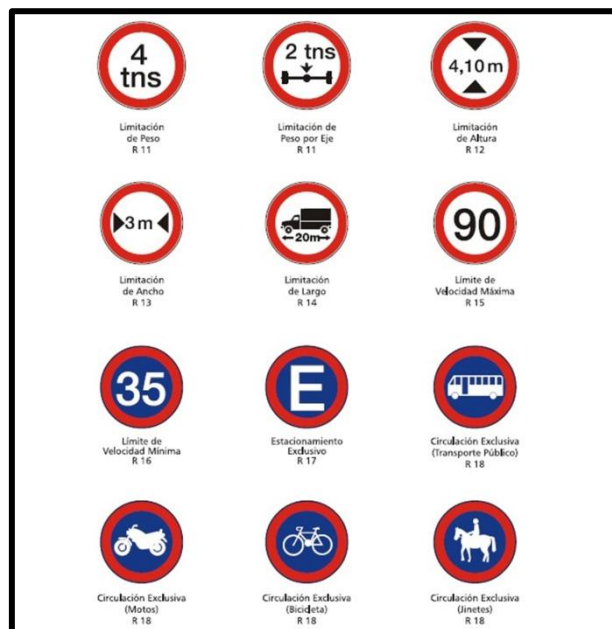


Figura 6.16: Señales reglamentarias o prescriptivas de restricción (Fuente: DNV, 2017). ^[30]

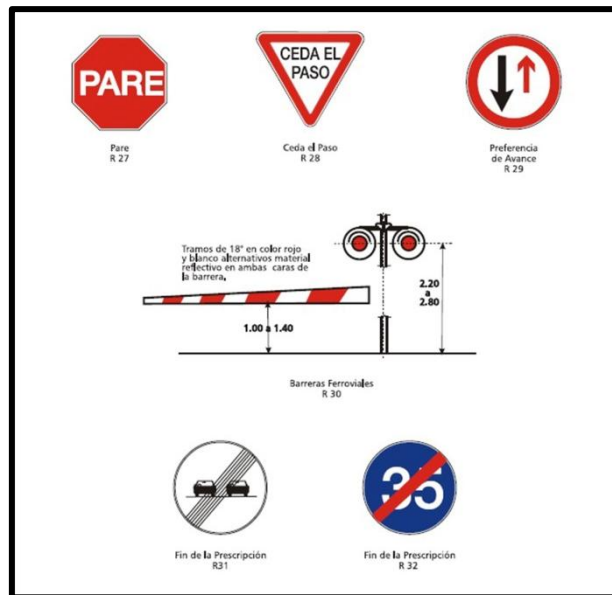


Figura 6.17 Señales reglamentarias o prescriptivas de prioridad (Fuente: DNV, 2017). [30]

- **Señales Preventivas:** Advierten al usuario sobre peligros o condiciones especiales en la vía. Suministran una guía sobre las condiciones de la ruta en cuanto a sus aspectos físicos: alineamiento vertical y horizontal sección transversal y frontal, condiciones de la calzada, presencia de obstáculos. (Ver fig. 18 a 22)



Figura 6.18 Señales preventivas de advertencias de máximo peligro (Fuente: DNV, 2017). [30]



Figura 6.19 Señales preventivas de posibilidad de riesgos eventuales (Fuente: DNV, 2017). ^[30]



Figura 6.20 Señales preventivas de advertencias sobre características físicas de la vía (Fuente: DNV, 2017). ^[30]

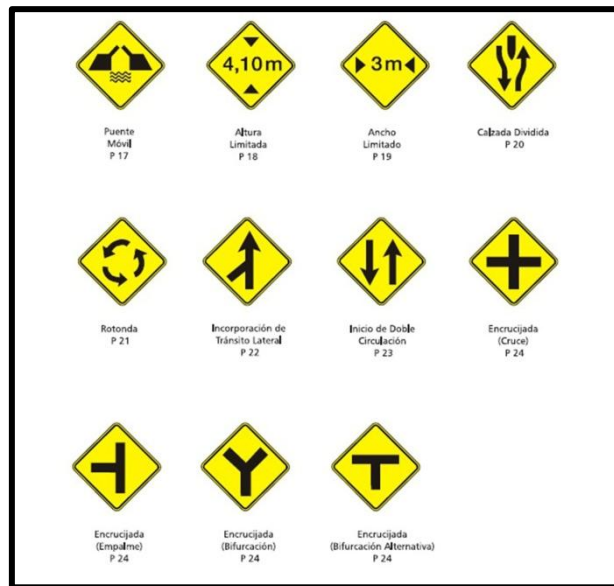


Figura 6.21 Señales preventivas de advertencias sobre características físicas de la vía (Fuente: DNV, 2017). ^[30]

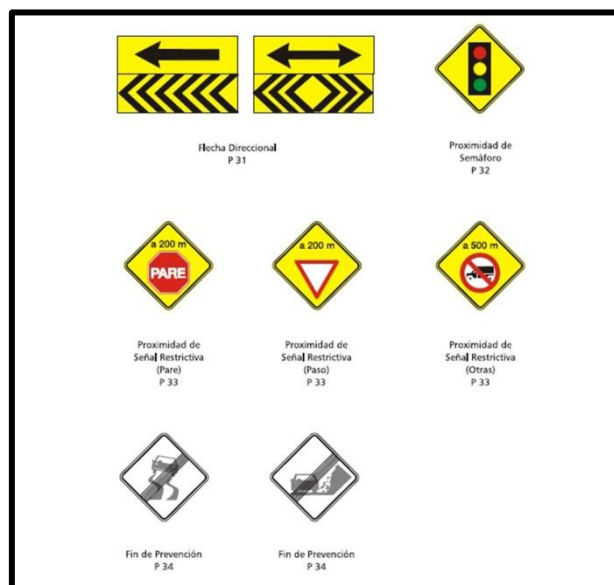


Fig. 6.22: Señales preventivas de anticipo de otros dispositivos de control de tránsito (Fuente: DNV, 2017). ^[30]

- **Señales Informativas:** Suministran información sobre el lugar de emplazamiento para la navegación del usuario. Son aquellas que identifican, orientan, o hacen referencia a aspectos tales como: servicios, lugares, destinos, rutas que sean de utilidad. (Ver Fig. 23 a 26)

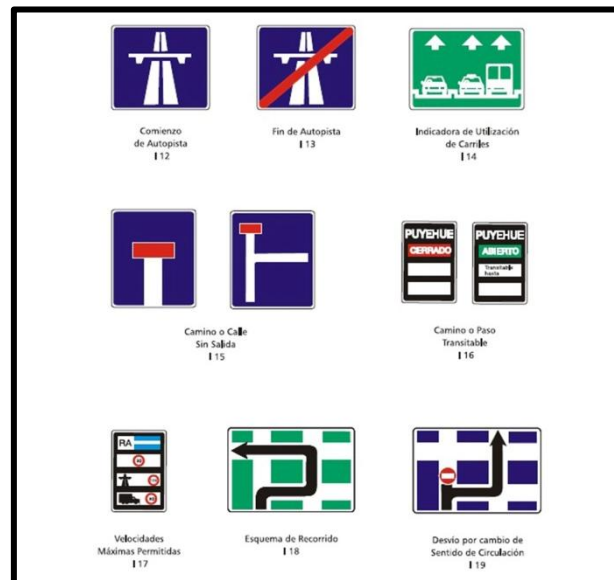


Figura 6.23 Señales informativas de características de la vía (Fuente: DNV, 2017). ^[30]

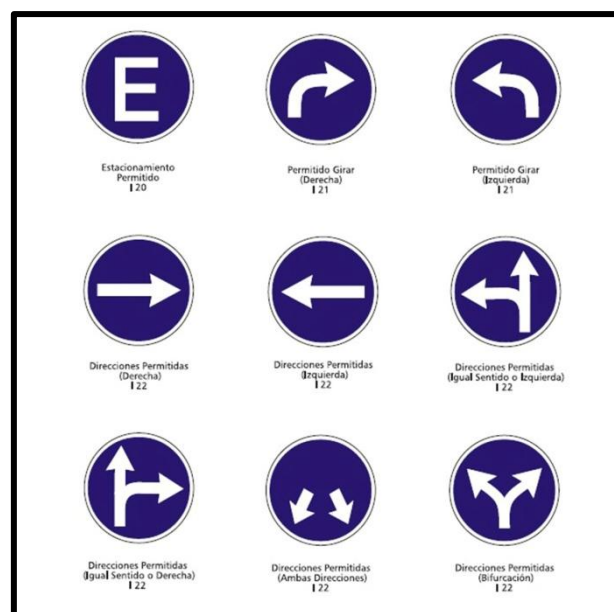


Figura 6.24 Señales informativas de características de la vía (Fuente: DNV, 2017). ^[30]

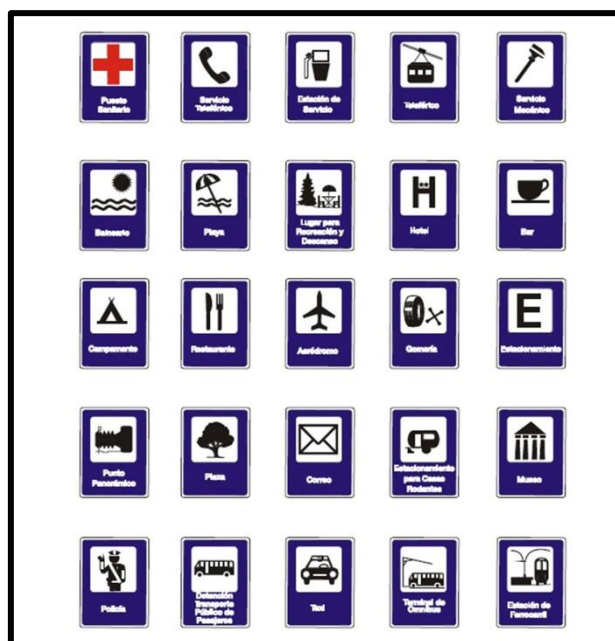


Fig. 6.25: Señales informativas de información turística y de servicios (Fuente: DNV, 2017). [30]

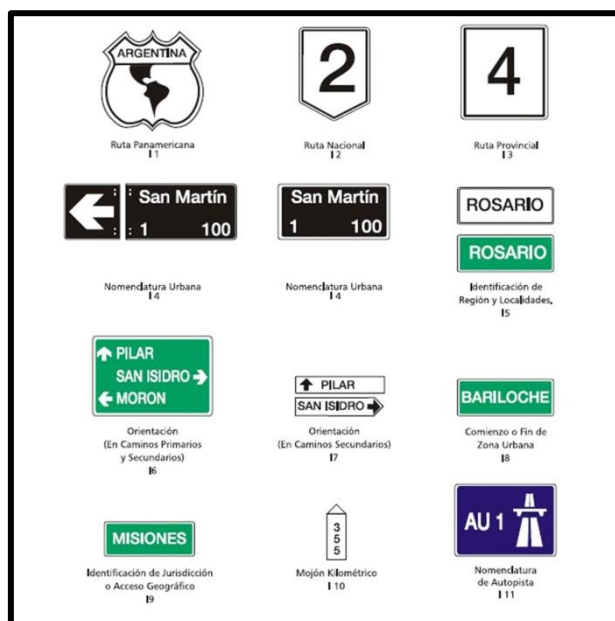


Fig. 6.26: Señales informativas de nomenclatura vial y urbana. Destinos y distancias (Fuente: DNV, 2017). [30]

- Señales transitorias: Advierten a los usuarios de la vía sobre la ejecución de trabajos de construcción y mantenimiento, cambios ocasionales en la vía o la presencia de trabajadores y maquinaria en la misma. (Ver Fig. 27 a 29)



Figura 6.27 Señales transitorias (Fuente: DNV, 2017). [30]

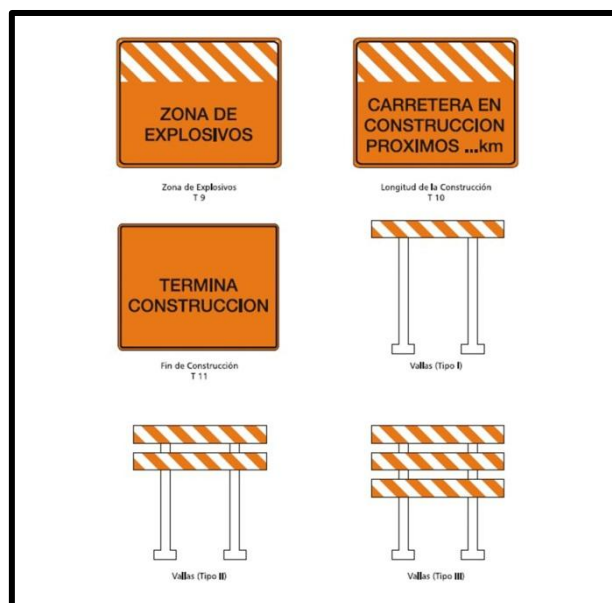


Figura 6.28 Señales transitorias (Fuente: DNV, 2017). [30]

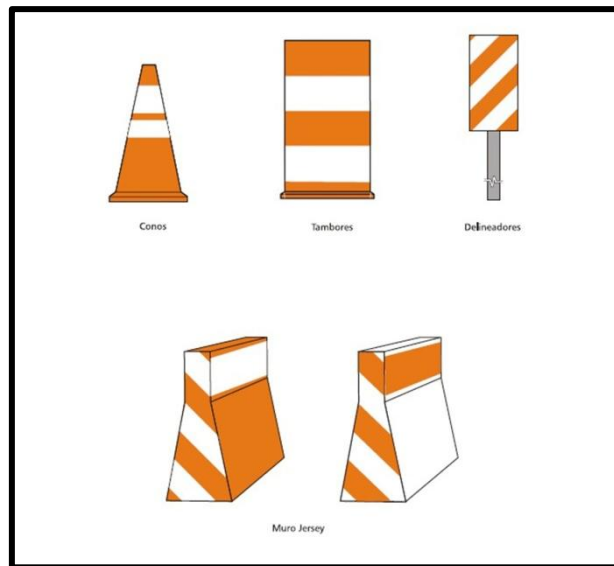


Figura 6.29 Señales transitorias (Fuente: DNV, 2017). ^[30]

Las señales se deben colocar en un lugar visible para el conductor y a una altura normalizada. Su tamaño también está normalizado y deben ser apreciables por el conductor, de forma tal que el mismo tenga tiempo suficiente para realizar la maniobra conveniente.

Para su correcta colocación se deberá seguir las pautas y disposiciones del “Manual de Señalización Vertical” de la Dirección de Vialidad Nacional.

6.5.2.2 SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL

A través de la señalización, se transmite a los usuarios de las vías, la forma correcta y segura de circular, con el propósito de evitar riesgos y demoras innecesarias. La señalización horizontal son las marcas viales aplicadas sobre la calzada, las cuales suponen un complemento a la señalización vertical y tienen como principal misión encauzar el tráfico, con la finalidad de guiar al usuario, regular su circulación y advertir determinadas circunstancias. (Ver Fig. 30 a 33)

Se clasifican en:

- **Longitudinales:** Son aquellas que se ubican en forma paralela al eje de la calzada, empleándose para separar sentidos de circulación, delimitar los carriles y vías especiales y ejercer funciones de regulación del tráfico. Se clasifican según su posición, forma y textura, pudiendo ser continuas o discontinuas, y variando su longitud de trazo en función de la velocidad específica de la vía.
- **Transversales:** Son las que se ubican en forma perpendicular al eje del camino. Delimitan zonas de detención de vehículos o pasos de peatones y ciclistas, estableciendo sectores de reducción de velocidad ante un punto de riesgo (curva peligrosa, cruce, empalme) y líneas límites, las cuales no pueden ser sobrepasadas sin efectuar una acción en relación al derecho de paso. Al igual que las anteriores, pueden ser continuas y discontinuas.
- **Signos:** Implican todos los otros símbolos que pueden aparecer en el pavimento, tales como flechas de dirección, palabras o cebrados, que delimitan zonas por la que está prohibido circular. Algunas de ellas también condicionan su longitud a la velocidad específica de la carretera.

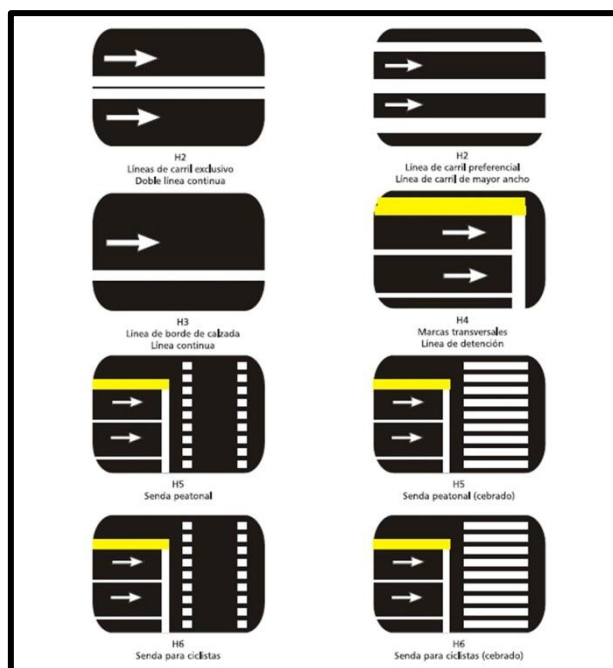


Figura 6.30 Demarcación horizontal (Fuente: DNV, 2012). ^[31]

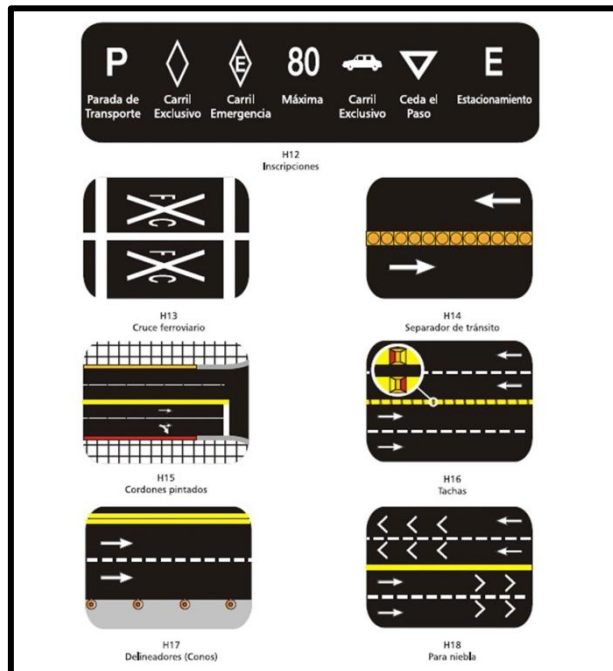


Figura 6.31 Demarcación horizontal (Fuente: DNV, 2012). ^[31]

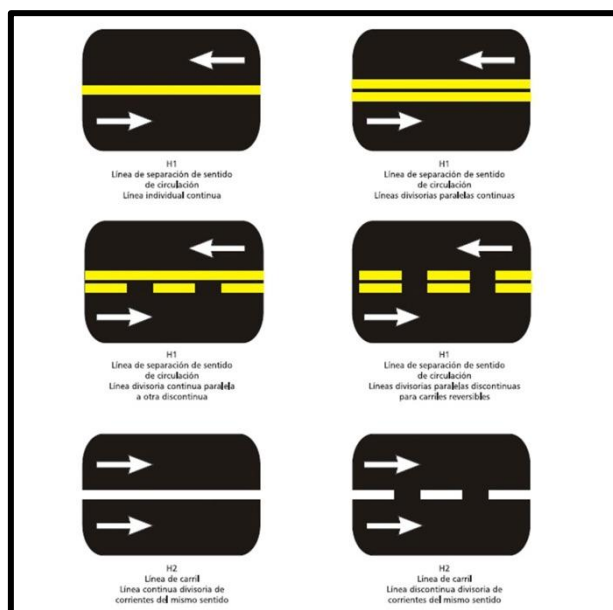


Figura 6.32 Demarcación horizontal (Fuente: DNV, 2012). ^[31]

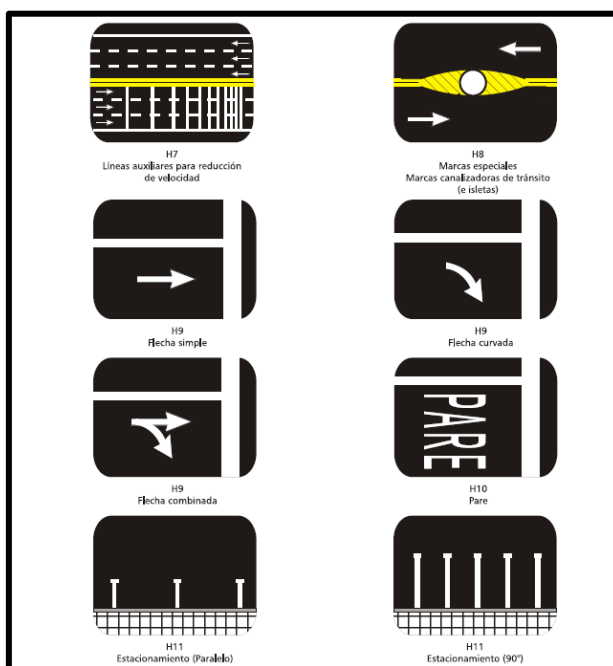


Figura 6.33 Demarcación horizontal (Fuente: DNV, 2012). ^[31]

La determinación de su ubicación y tamaño se adecuará a lo establecido en el “Manual de Señalamiento Horizontal” de la Dirección de Vialidad Nacional, para permitir al usuario identificar y ejecutar las maniobras necesarias para la circulación segura y responsable por la vía.

6.6 DISEÑO DEL SISTEMA LUMÍNICO

La iluminación en caminos urbanos es un elemento fundamental en la infraestructura vial, ya que contribuye directamente a la seguridad de los usuarios, la eficiencia del tránsito y la reducción de accidentes. Este análisis abordará la forma en que se implementa la iluminación, su importancia y los objetivos que persigue, enmarcados en las normativas y lineamientos técnicos vigentes. El resultado de este análisis se lo puede visualizar en el **Plano N°32 “DETALLES DE LAS LUMINARIAS”**.

6.6.1 INTRODUCCIÓN

La iluminación juega un papel crucial en la seguridad vial y la calidad de vida en áreas urbanas. Sus principales beneficios son:

- **Reducción de accidentes:** Una iluminación adecuada permite a los conductores identificar obstáculos, señales de tránsito y peatones, reduciendo la probabilidad de colisiones y atropellos.
- **Mejora de la percepción del entorno:** Los peatones y ciclistas se sienten más seguros en calles bien iluminadas, lo que fomenta el uso de espacios públicos y modos de transporte sostenibles.
- **Prevención de delitos:** La iluminación adecuada disuade actividades delictivas, contribuyendo a la seguridad ciudadana.
- **Eficiencia en el tránsito:** Facilita la circulación vehicular, especialmente en intersecciones y cruces complejos, donde una mala iluminación puede generar confusiones y accidentes.

Actualmente el camino en estudio, ya que no cuenta con la infraestructura adecuada, no posee ningún tipo de iluminación en todo su desarrollo ni alrededores más que el escaso alumbrado dispuesto por los vecinos. Por lo tanto, se vuelve indispensable contar con un buen sistema de luminaria para el desarrollo y crecimiento de las actividades económicas y urbanas de la zona.

6.6.2 DISEÑO DEL SISTEMA LUMÍNICO

El diseño del sistema de iluminación se llevó a cabo de acuerdo con lo establecido por el "Pliego de Especificaciones Técnicas Particulares para Iluminación" (DNV, 2017) ^[32], la cual indica los valores límites y recomendaciones para el nivel de iluminación según las características de la carretera.

6.6.2.1 DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE ILUMINANCIA MEDIA

De acuerdo con su bajo tránsito y a la utilización de esta, consideramos a la defensa como una calle residencial de dos manos, la cual permite el paso de peatones y cuya velocidad máxima, de acuerdo con la ley de tránsito nacional, será de 40 km/h.

Adoptamos entonces una carretera clase F, obtenida de la siguiente tabla:

Tabla 6.20 Clasificación de calzadas (Fuente: DNV, 2017). ^[32]

Clase	Carácter del tránsito	Descripción	Ejemplos
A*	RAPIDO V > 100 km/h	Calzadas de manos separadas, dos o más carriles por mano, libre de cruces a nivel, control de accesos y salidas.	Autopistas
B*	km/h	Calzadas para tránsito rápido, importante, sin separadores de tránsito.	Tramos de rutas nacionales, provinciales.
C**	SEMI-RAPIDO V ≤ 60 km/h	Calzadas de una o dos direcciones de desplazamiento, con carriles de estacionamiento o sin ellos; con intensa presencia de peatones y obstáculos.	Avenidas principales Vías de enlace Sectores importantes
D**	LENTO V ≤ 40 km/h	Calzadas con desplazamiento lento y trabado; con carriles de estacionamiento o sin ellos; con intensa presencia de peatones y obstáculos.	Arterias comerciales, centros de compras
E**	MODERADO V ≤ 50 km/h	Acumulan y conducen el tránsito desde un barrio hacia vías de tránsito de orden superior, (Clases A, B, C, D).	Avenidas secundarias, calles colectoras de tránsito
F**	LENTO V ≤ 40 km/h	Calles residenciales de una o dos manos con tránsito exclusivamente local. Presencia de peatones y obstáculos.	Calles residenciales
*Sin presencia de peatones			
**Con presencia de peatones			

Con la respectiva clasificación de nuestra vía, adoptamos las características que debe tener el alumbrado, mediante la siguiente tabla:

Tabla 6.21 Características del alumbrado por el método de iluminancias (Fuente: DNV, 2017). ^[32]

Clase	Nivel inicial promedio Emed (LX)	Valores mínimos admitidos		Grado mínimo de apantallamiento
		Uniformidad		
		G1 Emin/ Emed	G2 Emin/ Emax	
C	40	1/2	1/4	APANTALLADO
D	27	1/3	1/6	SEMIAPANTALLADO
E	16	1/4	1/8	SEMIAPANTALLADO
F	10	1/4	1/8	NO APANTALLADO

6.6.2.2 TIPO DE LÁMPARA

La tecnología LED aplicada al alumbrado público ofrece múltiples ventajas, destacando su eficiencia energética y durabilidad. Las luces LED se caracterizan por una emisión de luz direccional, lo que permite un coeficiente de utilización superior al 77% de la luz emitida. Esto significa que, incluso con una menor capacidad de producción de lúmenes por vatio, una luminaria LED proporciona más luz aprovechable en comparación con otras fuentes de iluminación. Además, su vida operativa alcanza las 50.000 horas, lo que equivale a más de 17 años de uso si se mantiene encendida 8 horas al día, superando ampliamente las 10.000 horas de vida útil de las lámparas de sodio de alta presión.

Otro aspecto relevante es el bajo consumo de potencia de las luminarias LED, que se traduce en un significativo ahorro económico y energético. Su elevada eficacia luminosa, combinada con su reducido tamaño, permite integrar en un mismo módulo todos los elementos necesarios para su funcionamiento, como equipos de regulación y protección. Estas características, junto con la importancia de la iluminación en aspectos como señalización, transitabilidad, seguridad, estética e imagen urbana, justifican la elección de la tecnología LED para el alumbrado público, mejorando las condiciones lumínicas y contribuyendo a la sostenibilidad energética.

La DNV establece valores límites para la elección del tipo de luminaria, (ver Tabla. 6.22).

Tabla 6.22 Valores límites (Fuente: DNV, 2017). ^[32]

Para cada luminaria propuesta	Valores límite
Vida útil de la luminaria y bloques ópticos	≥ 50.000 horas (incluidos óptica, driver y fuente luminosa con el mantenimiento del 70% del flujo inicial)
Sistema de refrigeración de la fuente de luz.	Mediante disipadores
Grado de protección grupo óptico IP	≥ 65
Grado de Protección IK	≥ 0,8
Índice de reproducción cromático	≥ 70
Eficiencia de la Luminaria (lm/w). El cálculo del rendimiento lumínico deberá ser realizado considerando la luminaria completa, tanto para el flujo luminoso como para el consumo (incluyendo todos los componentes: placas, driver, etc.)	≥70
Temperatura de Color del LED utilizado	3800°K ≥ X ≤ 4200°K
Flujo lumínico mínimo	≥17000 lm (a 530 mA)
Relación de flujo hacia el hemisferio superior	≤ 1%
Tensión de alimentación eléctrica	180 ≤ V ≤ 245
Factor de potencia	≥ 0.95
Frecuencia	50-60 Hz
Garantía del producto	≥ 5 años
Montaje de la luminaria	En columna según este PET
Temperatura de funcionamiento	-20° C -80°C
Tecnología fotométrica de la placa LED	Multicapa
LED individual mínimo	3,3 W
Dimensiones / Peso	Deberán ser acordes a las características constructivas de las columnas descriptas. Serán preferibles las luminarias de menor peso.

Características de la luminaria adoptada:

- Luminaria LED para alumbrado exterior de 150 watt.
- Cuerpo principal montado sobre disipador de aluminio para evacuar calor (no supera 80 °C para temperatura ambiente de 25°C).
- Óptica de policarbonato con lente antivandálico.
- Dimensiones: 703x330x103 (mm).
- Vida útil estimada: 50.000 h.
- Frecuencia: 50 ~ 60 Hz.
- Eficiencia lumínica: 140 lm/W.
- Factor de potencia: ≥ 0,95.
- Flujo luminoso: 21.000 lm

6.6.2.3 DISTRIBUCION Y DIMENSIONES

De acuerdo con el pliego mencionado, las alturas libres de los postes para colectoras son de 9m, la cual utilizamos por tratarse de un camino de menor caudal vehicular, mientras que, la distancia mínima de instalación de las columnas respecto a la calzada será de 1m detrás de la defensa flexible. En cuanto al dimensionado de las columnas se adoptaron las medidas indicadas para columnas con una altura libre de 12 metros, donde el diámetro mínimo del tubo inferior debe ser de 168 mm y los segmentos posteriores tendrán diámetros de 140 mm, 114 mm y 89 mm, respectivamente.

La vía presenta un ancho similar a la altura de montaje de las luminarias, por lo que se utilizó una disposición unilateral ubicada en el lateral izquierdo del espacio de coronamiento del terraplén.

6.6.3 CÁLCULO DE LA SEPARACIÓN ENTRE LUMINARIAS

La separación entre los puntos de iluminación se calculó según lo propuesto por Javier García Fernández y Oriol Boix de la Universidad Politécnica de Catalunya (García Fernández, et. Al.) ^[33], utilizando la iluminancia media sobre la calzada ya adoptada, el ancho total de coronamiento, y determinando los factores de mantenimiento y utilización del flujo de la luminaria.

6.6.3.1 DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE MANTENIMIENTO

Dependen de las características de la zona, tales como la contaminación, mantenimiento y tráfico. Se adoptó un factor de mantenimiento de 0,75, correspondiente a una luminaria cerrada, donde las características de la vía son medias, según la siguiente tabla:

Tabla 6.23: Factor de mantenimiento

Características de la vía	Luminaria abierta	Luminaria cerrada
Limpia	0,75	0,8
Media	0,68	0,7
Sucia	0,65	0,68

6.6.3.2 CÁLCULO DEL FACTOR DE UTILIZACIÓN

Es la medida del rendimiento del conjunto de lámpara-luminaria. Para ello identificamos la zona de calzada que abarca la luz emitida por nuestra luminaria (Ver Fig. 6.34), y luego se define la relación entre el flujo emitido por la luminaria y el que llega a la calzada, denominado flujo útil. (Ver Fig. 6.35)

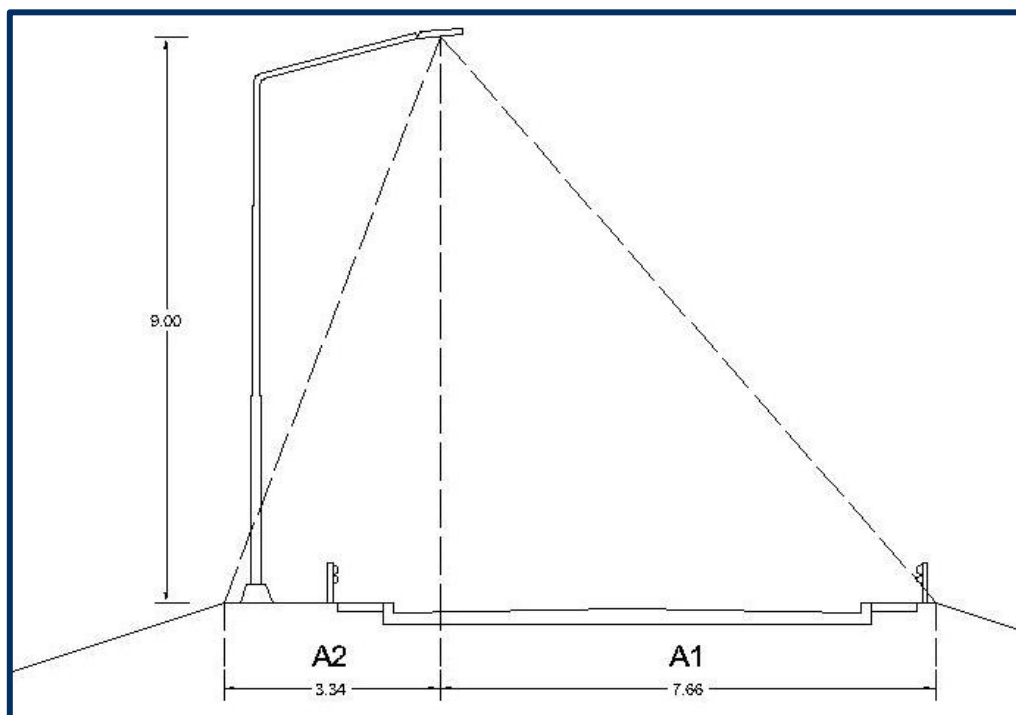


Figura 6.34 Incidencia de luminaria (Fuente: Elaboración propia).

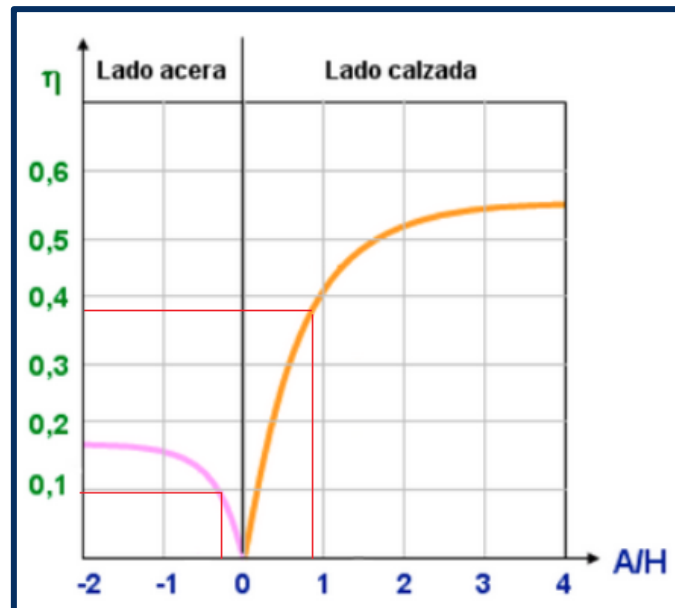


Figura 6.35 Relación flujo-A/H (Fuente: Elaboración propia).

$$\eta = \frac{\phi_{util}}{\phi_L}$$

$$\frac{A1}{H} = \frac{7,66m}{9m} = 0,85; \eta1 = 0,38$$

$$\frac{A2}{H} = \frac{3,34m}{9m} = 0,37; \eta2 = 0,1$$

$$\eta = \eta1 + \eta2 = 0,48$$

- A1: Incidencia sobre la calzada.
- A2: Incidencia sobre la vereda.
- H: Altura de luminaria.
- **η**: Valor de utilización de la instalación
- Ø útil: Flujo luminoso útil emitido por la lámpara.
- ØL: Flujo luminoso emitido por la lámpara.

6.6.3.2 CÁLCULO DE LA DISTANCIA ENTRE LUMINARIAS

La separación de la luminaria se calculó en base a la siguiente formula:

$$Em = \frac{\eta * \varnothing L * fm}{A * D}$$

Dónde:

- Em: Iluminancia media sobre la calzada.
- η : Valor de utilización de la instalación
- fm: Factor de mantenimiento
- $\varnothing L$: Flujo luminoso de la lámpara.
- A: Ancho a iluminar de la calzada.
- D: Separación máxima entre luminarias.

$$D = \frac{\eta * \varnothing L * fm}{A * Em} = \frac{0,48 * 21000lm * 0,75}{11m * 10lx} = 68,7m$$

Se adoptó una separación de 50 metros.

6.7 DEFENSAS VEHICULARES

Las defensas metálicas ayudan a reducir la gravedad de los accidentes. Estas estructuras tienen la función de redireccionar el desplazamiento del vehículo, evitando su salida total de la calzada, minimizando el riesgo de vuelcos, aumentando la seguridad del camino.

En nuestro caso, debido a que el camino se encuentra sobre un terraplén, adoptamos una defensa metálica H-10237. El detalle de estas se puede visualizar en el **Plano N°33: “DETALLES DE LA DEFENSA VEHICULAR”**.

6.8 PERFIL TIPO PROYECTADO

En base a lo descripto anteriormente, se obtuvo como resultado final el perfil tipo proyectado, el cual se puede visualizar en el **Plano N°31 “PERFIL TIPO PROYECTADO”**.

CAPÍTULO 7: MODELADO Y VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

Este apartado consiste en verificar de la estabilidad y seguridad del terraplén, en las situaciones de cargas más desfavorables para el mismo. Para esto se modeló el perfil transversal del terraplén reconstituido en PLAXIS 2D (v24.0) y se analizaron los distintos escenarios posibles.

7.1 OBJETIVOS

- a.** Verificar la seguridad del terraplén ante las tensiones y deformaciones provocadas por las cargas actuantes sobre el terraplén.
- b.** Verificar la seguridad del terraplén contra las filtraciones en la zona de emplazamiento, producidas por una eventual creciente.

7.2 METODOLOGÍA DE ESTUDIO EMPLEADA

Para lograr los objetivos se siguió la siguiente metodología de trabajo:

- a.** Se modeló el perfil reacondicionado tipo, teniendo en cuenta los perfiles estratigráficos y parámetros geotécnicos, obtenidos en campo y en laboratorio.
- b.** Se verificó la estabilidad del terraplén reacondicionado, considerando la mayor carga hidráulica y las cargas actuantes sobre este, bajo las distintas situaciones de trabajo.

7.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y FILTRACIONES

El análisis de estabilidad y filtraciones del terraplén, fueron realizados con el programa, que resuelve por el método de elementos finitos, denominado PLAXIS (versión 24.0).

El programa permite evaluar el comportamiento elastoplástico no lineal de los suelos, el comportamiento hidráulico en régimen estacionario y las deformaciones, entre otras cosas y cuenta con una serie de modelos constitutivos para simular el comportamiento de los suelos, en nuestro caso, se empleó el modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb que asume un comportamiento elástico lineal del material, cuando las tensiones no alcanzan la envolvente de ruptura. La envolvente de ruptura en este modelo es una extensión de la ley de fricción de Coulomb y se define mediante dos parámetros: el intercepto cohesivo (c) y el ángulo de fricción interna (Φ).

7.4 CONDICIONES POR ANALIZAR

7.4.1 ESTABILIDAD EN ESTADO DE REGIMEN

El programa PLAXIS calcula el coeficiente de seguridad mediante un procedimiento en el cual los parámetros resistentes (c' y ϕ') son reducidos gradualmente hasta que ocurre el colapso de la estructura. En esta situación el factor de seguridad es definido como la relación entre la resistencia disponible, determinada por los parámetros (c' y ϕ') reales, y la resistencia en colapso, determinada por parámetros reducidos (c_r' y ϕ_r'). Por tanto, se utiliza la siguiente relación:

$$FS = \frac{\text{Resistencia disponible}}{\text{Resistencia en colapso}}$$

En esta etapa se determina el factor de seguridad de la estabilidad general del sistema, mediante la función "phi – c reduction".

Para el estado de régimen se utilizó la máxima creciente del río Paraná, determinada en el Capítulo 2 “Análisis Hidrológico”, la cual genera un embalse que provoca un gradiente hidráulico, debido a el desnivel generado aguas arriba y aguas abajo. Este gradiente hidráulico fomenta el flujo de agua a través del terraplén y del terreno natural, aumentando las presiones y reduciendo las resistencias.

El factor de seguridad mínimo recomendado para este fenómeno es del orden del 1,50.

7.4.2 FALLA POR SIFONAJE

En esta etapa se analizaron sectores críticos donde pueden producirse rupturas por sifonaje aguas debajo de la defensa, partiendo de la carga hidráulica utilizada para el estado de régimen se determina el factor de seguridad al sifonaje.

Esta falla se produce cuando la fuerza ejercida por la supresión hidrostática ascendente resulta igual al peso del suelo sumergido por encima de la misma. Por lo tanto, el factor de seguridad de este modo de falla se define como la relación entre el peso específico de suelo sumergido y la supresión hidrostática ascendente.

Mediante los resultados obtenidos del modelado, en el programa, se pueden determinar las líneas equipotenciales y las cargas hidráulicas en cada punto de la masa de suelo y con estos datos, es posible, estimar el gradiente hidráulico en puntos de interés críticos donde pueda generarse el sifonaje.

El factor de seguridad mínimo recomendado para este fenómeno es del orden 3.

7.5 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS UTILIZADOS EN EL MODELADO

Todos los parámetros geotécnicos utilizados para el modelado fueron determinados según los procedimientos detallados en el Capítulo 4 “Análisis Estructural”. A manera de resumen se citan la tabla 4.7 y la tabla 4.8, determinadas en dicho capítulo.

Tabla 4.7 Parámetros de suelos en ubicados en terreno natural

S.U.C.S.	CL	CL	CL	ML	SM
Tipo de suelo	Arcilla inorgánica de plasticidad media	Arcilla inorgánica de plasticidad media	Arcilla inorgánica de plasticidad media	Limo inorgánico	Arena limosa
Condición	No drenado	No drenado	No drenado	Drenado	Drenado
Profundidad [m]	0,00 - 1,40	1,40 - 1,90	1,90 - 2,40	2,4 - 2,80	2,80 - 3,00
Peso Específico [KN/m3]	16	17	17	13	16
ϕ' [grados]	-	-	-	42	40
E' [KN/m2]	-	-	-	16000	12000
E_u [KN/m2]	15000	18000	20000	-	-
μ	0,2	0,2	0,2	0,25	0,3
c [KN/m2]	100	120	133	-	-
e_0	0,9	0,6	0,6	0,9	0,65
k [m/s]	1E-08	1E-08	1E-08	1E-06	1E-05

Tabla 4.8 Datos del suelo del terraplén

S.U.C.S.	CL
Tipo de suelo	Arcilla inorgánica de plasticidad media
Condición	No drenado
Profundidad [m]	1,5
Peso Específico [KN/m3]	16,49
E_u [KN/m2]	18000
μ	0,2
c [KN/m2]	12,36
e_0	0,6
K [m/seg]	1,3E-10

7.6 DISEÑO GEOMÉTRICO PARA EL MODELADO DE LA PRESA

Para el análisis de los escenarios mencionados, se modeló la sección transversal correspondiente al perfil tipo proyectado, cuyas dimensiones se determinaron en el Capítulo 6: “Adecuación para la transitabilidad” (ver **Plano N°31 “PERFIL TIPO PROYECTADO”**). Para las cotas correspondientes al terreno natural, se utilizaron los datos de la progresiva 1+468,67m (ver Fig 7.1).

Para el estado de régimen se utilizó la máxima creciente del río Paraná, determinada en el capítulo 2, la cual se corresponde con una cota MOP +54,42 y que genera una carga hidráulica de 1,45m, respecto del terreno natural.

Para todos los escenarios se empleó una carga de 35 kN/m, la cual simula la carga de un camión de dos ejes simples (según DNV) y el peso propio de una superficie de rodamiento de hormigón, correspondiente con el paquete estructural determinado en capítulo 6.

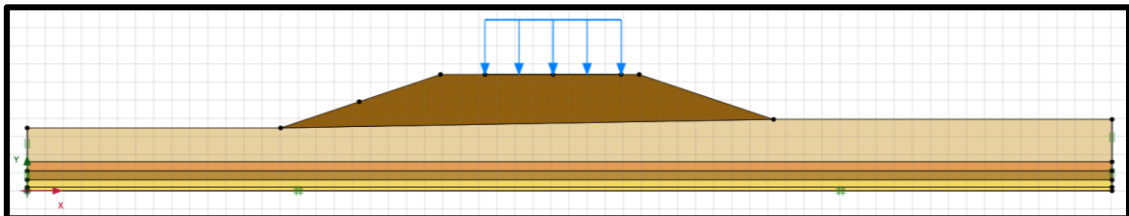


Fig. 7.1 Modelado terraplén (Fuente: PLAXIS).

7.7 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Aclaración: Todas las figuras de este apartado se adjuntan en **Plano N°35** “**RESULTADOS VERIFICACIONES DEL MODELADO**” para una mejor apreciación.

7.7.1 MALLA DE ELEMENTOS FINITOS

En la **Figura 7.2** se muestra la malla de elementos finitos generadas por el programa para la sección modelada, la cual permite discretizar al perfil en formas más simples y resolver el problema aproximando el comportamiento del perfil original.

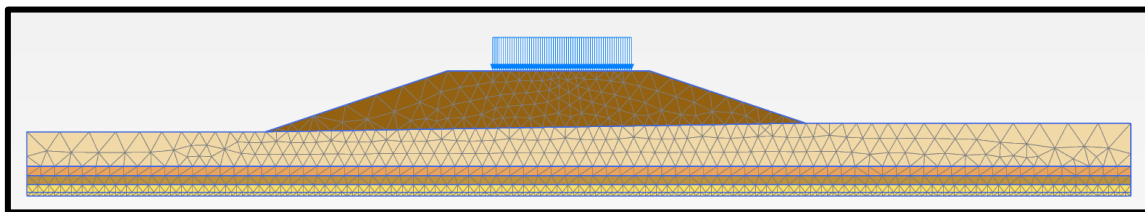


Fig. 7.2 Malla de elementos finitos de la sección modelada (Fuente: PLAXIS).

7.7.2 ESTABILIDAD EN ESTADO DE RÉGIMEN

Para esta condición de trabajo, en la **Figura 7.3** se pueden observar los desplazamientos totales obtenidos en PLAXIS, correspondientes a la secciona analizada, siendo el máximo valor de desplazamiento igual a 5,6 mm.

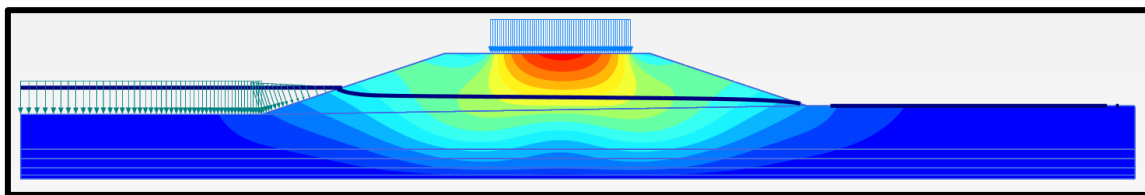


Fig. 7.3 Desplazamientos totales en estado de régimen (Fuente: PLAXIS).

El mecanismo de falla obtenido en estado régimen se puede observar en la **Figura 7.4**.

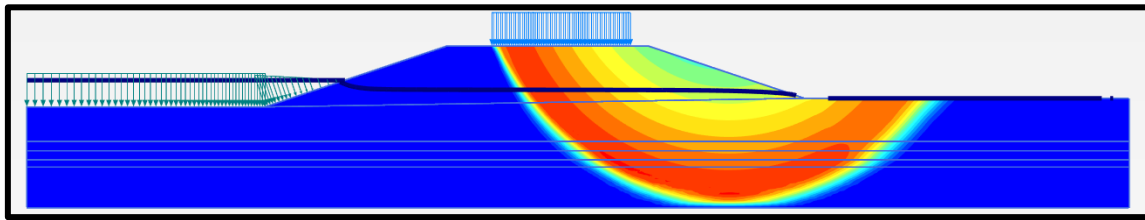


Fig. 7.4 Mecanismo de falla en estado de régimen (Fuente: PLAXIS).

El coeficiente de seguridad obtenido para esta condición de trabajo puede observarse en la **Figura 7.5**. El eje de las ordenadas corresponde a " $\sum M_{sf}$ ", que representa el coeficiente de seguridad cuando los desplazamientos resultan incontrolables y se genera el colapso. El eje de las abscisas corresponde a " $|u|$ ", que representa los desplazamientos totales de un punto situado en el coronamiento del terraplén en la situación de colapso.

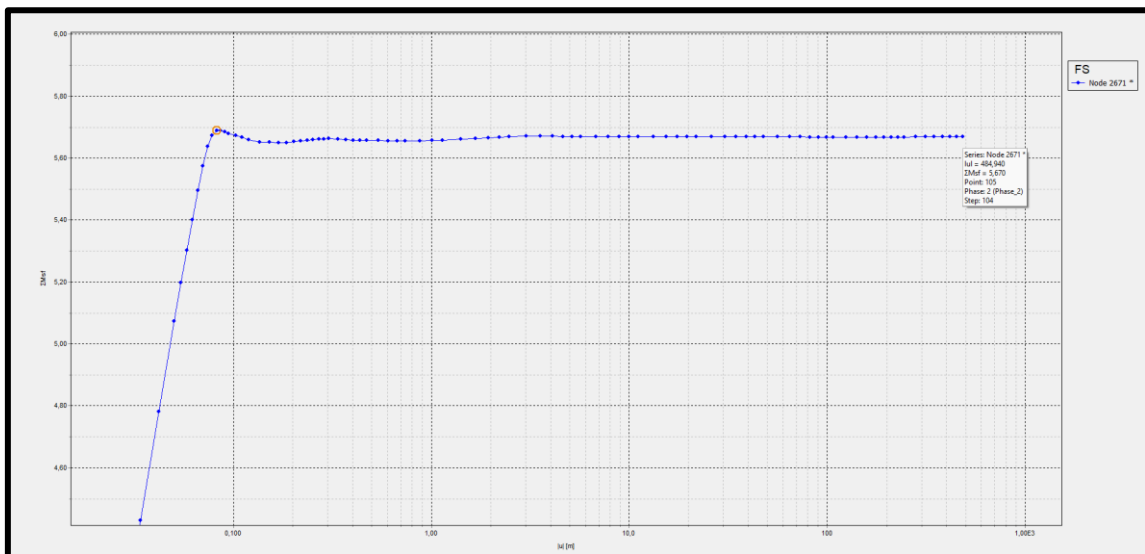


Fig. 7.5 Curva $\sum M_{sf}$ - $|u|$ (Fuente: PLAXIS).

Como se puede observar en la Fig. 7.5, el coeficiente de seguridad obtenido para el colapso en estado de régimen es de 5,67 y resulta superior al coeficiente de seguridad mínimo de 1,50 recomendado para este tipo de obras.

7.7.2 FALLA POR SIFONAJE

Para esta condición de análisis, en la Figura 7.6, se puede observar la distribución de cargas hidráulicas que se generan como consecuencia del estado de régimen, calculadas en PLAXIS.

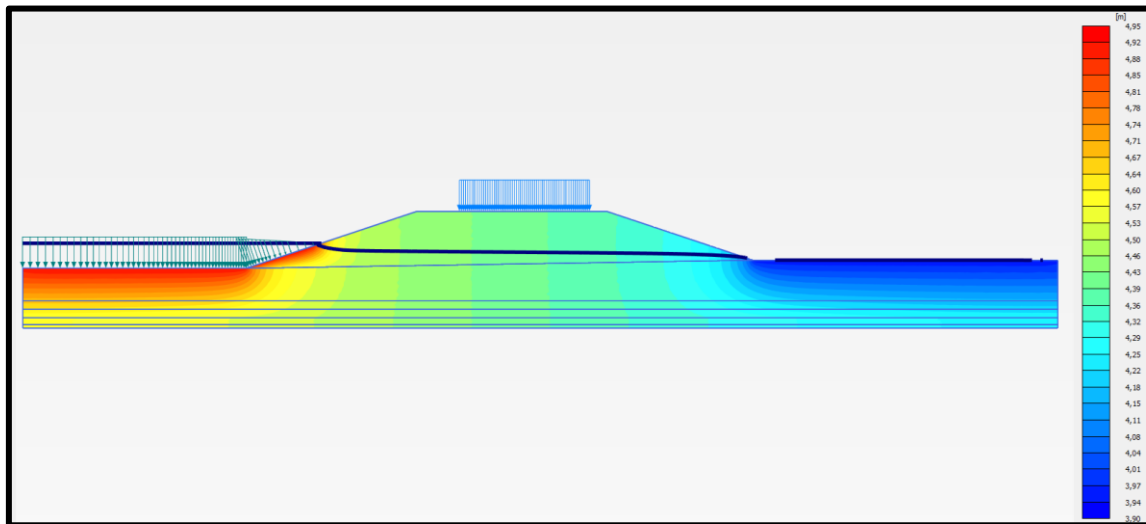


Figura 7.6 Cargas hidráulicas (Fuente: PLAXIS).

Para determinar el factor de seguridad para esta forma de falla, se analizaron las cargas hidráulicas generadas aguas abajo del terraplén.

Para este caso se tomó la curva equipotencial correspondiente al punto B (ver Fig. 7.7), a la cual le corresponde una carga hidráulica de:

$$\Delta h = 3,97 \text{ m}$$

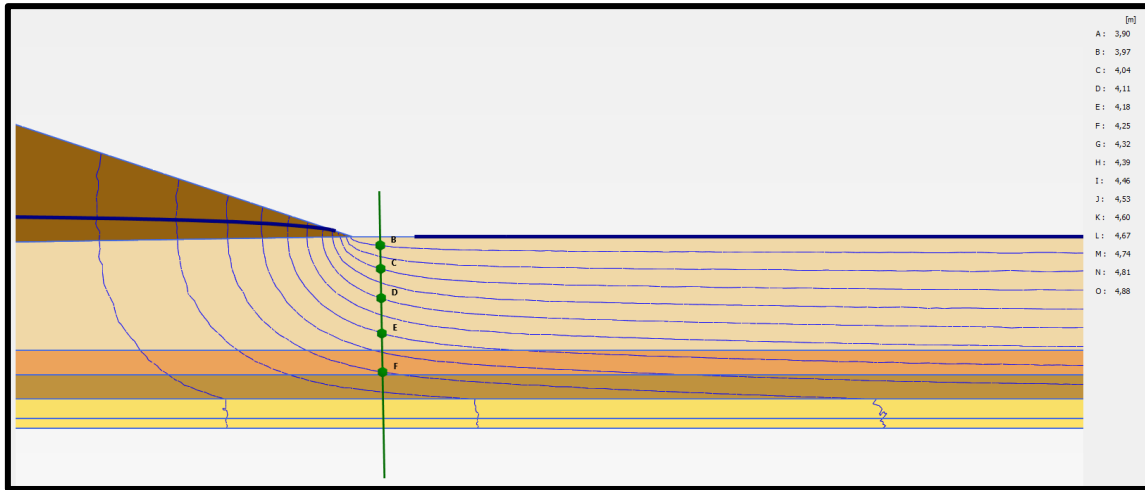


Fig. 7.7 Superficies equipotenciales (Fuente: PLAXIS).

Siendo el factor de seguridad:

$$FS = \frac{ic}{iw}$$

$$ic = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{(16 \frac{kN}{m^3} - 10 \frac{kN}{m^3})}{10 \frac{kN}{m^3}} = \frac{6 \frac{kN}{m^3}}{10 \frac{kN}{m^3}} = 0,6$$

$$iw = \frac{\Delta h}{L} = \frac{3,97 \text{ m}}{29,39 \text{ m}} = 0,14 - \text{Para una linea de flujo de longitud } 29,39 \text{ m}$$

$$FS = \frac{0,6}{0,14} = 4,29$$

El factor de seguridad es de 4,29 y resulta superior al coeficiente de seguridad mínimo de 2,5 recomendado para este tipo de obras.

7.7 DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Como se puede observar en ambas situaciones de falla analizadas, el coeficiente de seguridad supera ampliamente el mínimo recomendado para cada caso. Se puede concluir entonces que el perfil tipo proyectado garantiza estabilidad frente a los modos de falla críticos evaluados bajo las distintas hipótesis de carga analizadas y, por lo tanto, no es necesario implementar modificaciones o alternativas de uso al mismo.

Cabe destacar que el hecho de que el coeficiente de seguridad resulte sobredimensionado es una condición favorable, dado que un eventual fallo del terraplén implicaría no solo pérdidas materiales significativas, sino también un riesgo considerable para la vida humana.

Además, este terraplén sigue los criterios de diseño de la Defensa Frontal, que soporta mayores solicitaciones, por lo que su sobredimensionamiento responde a esas exigencias.

CAPÍTULO 8: PLAN DE MANTENIMIENTO

Para asegurar el correcto desempeño del sistema de defensas, es fundamental que estas mantengan su integridad estructural en condiciones óptimas. Para ello, es necesario implementar un plan sistemático de monitoreo y mantenimiento, que permita la detección temprana y mitigación de patologías que puedan comprometer la estabilidad y funcionalidad del terraplén de defensa.

Este plan de mantenimiento se basará en tareas o trabajos principales que estarán coordinados y articulados entre sí: inspección y monitoreo, mantenimientos preventivos y mantenimientos correctivos. (Ver Fig. 9.1).

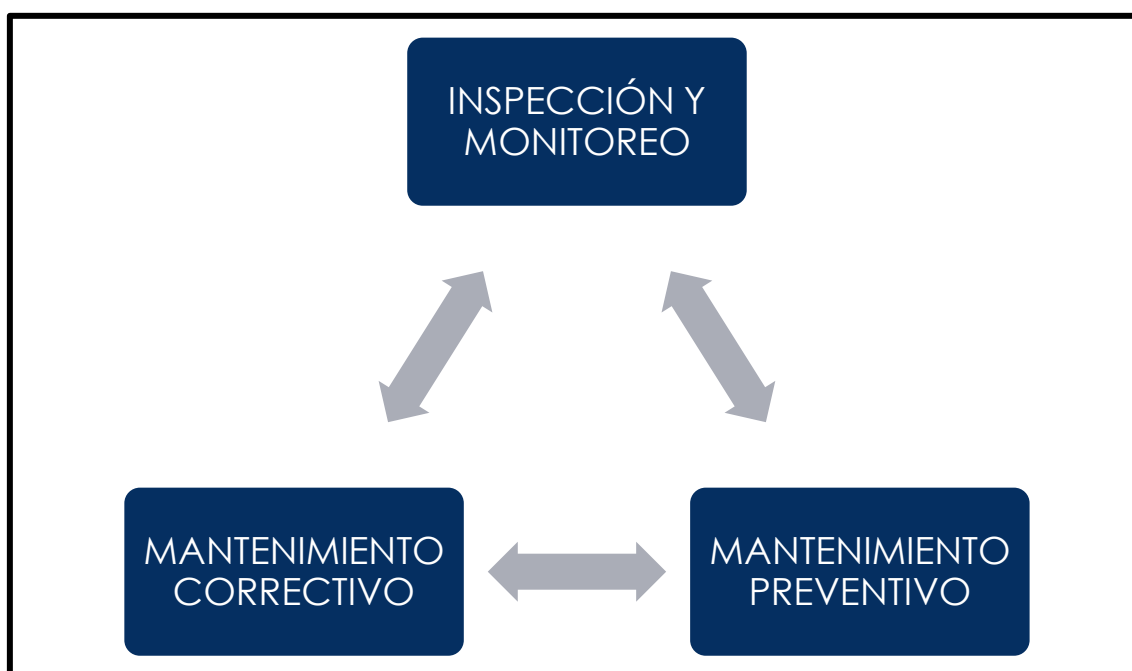


Figura 9.1 Aspectos del mantenimiento (Fuente: Elaboración propia).

8.1 INSPECCIÓN Y MONITOREO

Para poder realizar un mantenimiento adecuado, es necesario realizar inspecciones que permitan identificar las patologías existentes y sus causas.

8.1.1 INSPECCIONES RUTINARIAS

Según lo mencionado en el manual "The International Levee Handbook" (CIRIA, 2013) ^[34], se recomienda inspecciones rutinarias con intervalos de 6 meses a 1 año, considerando el riesgo que representa la falla del terraplén.

8.1.2 INSPECCIONES EXTRAORDINARIAS

Se realizarán inspecciones después de eventos climáticos que hayan podido afectar al terraplén, es decir, lluvias intensas o crecientes extremas.

8.2.3 ASPECTOS A INSPECCIONAR

Cada inspección debe revisar la existencia de las siguientes problemáticas:

- Presencia de erosión o socavaciones.
- Agrietamiento, asentamiento diferenciales o hundimientos.
- Pérdida de material en taludes
- Existencia de vegetación excesiva cuyas raíces puedan representar un peligro para la integridad estructural del terraplén.
- Falta o inexistencia de cobertura vegetal controlada que protege al terraplén contra la erosión.
- Invasión de la zona de camino.

8.2 MANTENIMIENTO PREVENTIVO

Para evitar la formación de patologías que pongan en riesgo la integridad estructural del terraplén de defensa, se recomiendan los siguientes controles de carácter preventivo

8.2.1 CONTROL DE VEGETACIÓN

Debe realizarse un desmalezado que evite el crecimiento de vegetación excesiva y así evitar el desarrollo de raíces profundas. El mismo consiste en eliminar todas aquellas especies vegetales que puedan desarrollar raíces profundas, junto con sus raíces, como así también en realizar la poda del césped que recubre el terraplén, para así facilitar la inspección y mantenimiento.

Este desmalezado debe realizarse periódicamente, dependiendo de la estación del año, siendo más frecuente en verano y primavera. Se recomienda realizarlo como mínimo una vez cada 6 meses.

Adicionalmente, debe reponerse el césped que recubre el talud y coronamiento del terraplén, realizando una resiembra en aquellos lugares donde sea necesario.

8.2.2 CONTROL DE EROSIÓN Y HUNDIMIENTOS

Ante la existencia de pequeñas erosiones y hundimientos, se debe reponer el material faltante con suelo del mismo tipo del terraplén con 4% de cal agregada. Esta reposición debe hacerse en capas compactadas de no más de 15 cm.

8.2.3 CONTROL DE ZONA CAMINO

Se debe verificar que la población no invada la zona camino de con edificaciones, alambrados o cualquier otro tipo de construcciones, que dificulten el mantenimiento, ponen en riesgo la seguridad de los usuarios del camino y afectan la integridad estructural del terraplén.

8.3 MANTENIMIENTO CORRECTIVO

Cuando una inspección indique la existencia de patologías que afectan la integridad estructural del terraplén, deberán realizarse los estudios y evaluaciones necesarias que permitan identificar el riesgo que representa dicha patología y sus causas, para así llevar a cabo los trabajos que sean necesarios para mitigarlas.

8.4 REGISTRO Y DOCUMENTACIÓN

Es fundamental que se elabore un historial de mantenimiento que incluya:

- Reporte de inspección con fechas, patologías identificadas, fotos y mediciones pertinentes.
- Registro de intervenciones y mejoras realizadas en el terraplén.
- Identificación y georeferenciación de puntos críticos para seguimiento.

CAPÍTULO 9: CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

En el presente capítulo se desarrolla el cómputo métrico y el presupuesto de todas las obras contempladas en la readecuación de la defensa norte del Gran Resistencia. El análisis comprende las intervenciones viales, hidráulicas y de readecuación estructural, tanto en la defensa propiamente dicha como en la zona de camino adyacente, asegurando una estimación integral de los costos asociados al proyecto.

Para la determinación del presupuesto, se consideraron en detalle los costos de materiales, mano de obra y el equipamiento necesario para la ejecución de cada una de las partidas.

Como resultado de este proceso, se obtuvo el presupuesto total del proyecto, el cual se presenta en la **Tabla 9.1, constituyendo** la base económica para la evaluación y viabilidad de la obra. El cómputo métrico, los análisis de precios de cada ítem computado, así como los costos de los materiales y las maquinarias utilizadas, se pueden observar en detalle en los **ANEXOS** correspondientes al cómputo y presupuesto.

Tabla 9.1 Presupuesto total del proyecto

ESTRUCTURA DE PRECIO		
COSTO – COSTO		\$ 2.640.114.685,60
Imprevistos	5,00%	
Gastos Generales	12,00%	
Beneficios	10,00%	
Gastos Financieros	3,00%	
I.V.A	21,00%	
Ingresos Brutos	3,85%	
PRECIO TOTAL		\$ 4.352.478.048,40

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Va por orden alfabético

1. Comisión Mixta Argentina Paraguaya del Río Paraná (COMIP).
<https://comip.org.ar/rioparana/>
2. Comité Intergubernamental Coordinador de los países de la Cuenca del Plata (CIC Cuenca del Plata). <https://cicplata.org/es/mapa-subcuencas/>
3. Wikipedia: Gran Resistencia. <https://es.wikipedia.org/>
4. Basterra N., Valiente M., Glibota G. Evaluación del riesgo ambiental por inundación con SIG del valle fluvial del Río Paraná próximo a los núcleos urbanos de Resistencia y Corrientes. <https://www.ign.gob.ar>
5. Diario Norte. <https://www.diarionorte.com/229402-resistencia-esa-loca-ciudad-que-se-fundo-desafiando-al-rio-mas-grande-de-la-argentina>
6. Gómez, M., Pilar, J., Depettris, C. y Mendez, G. 2020. Efecto de la extensión de la serie temporal en la estimativa de recurrencias de eventos hidrológicos críticos. Publicación del Consejo Federal de Decanos de Ingeniería. Revista Argentina de Ingeniería.
7. Amsler, Cacik, Cristina, García, Giacosa, Hämmerly, Iriondo, Macor, Montagnini, Paoli, Prendes, Ramonell, Szupiany, Toniolo, Tujchneider, 2020. El río Paraná en su tramo medio. Tomo I. Universidad Nacional del Litoral.
8. Amsler, Cacik, Ceirano, Collins, Franco, Giacosa, Hämmerly, Huespe, Macor, Mangini, Morbidoni, Paoli, Prendes, Reynares, Scacchi, Schreider, Silber, Vanlesberg, 2020. El río Paraná en su tramo medio. Tomo II. Universidad Nacional del Litoral.
9. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 1979. A Policy on Geometric Design of Highways & Streets.
10. Lapaca: Tipos de barrenos. <http://www.lapacacr.com>
11. Das, Braja M. 2015. Fundamentals of Geotechnical Engineering. 4th Edition.
12. Sotelo, R. Apunte de geotecnia aplicada. Procedimiento interpretación de ensayos de campo. Capítulo 8. Geotecnia Aplicada. Facultad de Ingeniería. UNNE.

13. Terzaghi, K., Peck R. B., y Mesri, G. 1996. Soil Mechanics in Engineering Practice. Third edition.
14. Meyerhof. 1965. SPT Correlations. <https://es.slideshare.net>
15. Ghuman, O.S., Allen, R.L., Mc Neill, R.L. 1976. Erosion, Corrective Maintenance, and Dispersive Clays.
16. Mitchell, J.K. 1993. Fundamentals of Soil Behavior.
17. Sherard, J.L., Dunningan, L.P.; Decker, R.S. 1976. Some Engineering Problems with Dispersive Clays.
18. Dascal, O., Hurtubise, J. 1976. Chemical Treatment of a Sensitive, Cemented Clay (ChamplainClay)
19. Sotelo, R. R. Apunte de Geotecnia Aplicada. Comportamiento especial de suelos. Capítulo 5. Geotecnia Aplicada. Facultad de Ingeniería. UNNE
20. Sotelo, R. R. 1997. Estudio de los procesos pseudokársticos y procesos de erosión y hundimiento en terraplenes, taludes y fundaciones.
21. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 1993. Guide for Design of Pavement Structures.
22. Dirección Nacional de los Registros Nacionales de la Propiedad del Automotor (DNRPA). https://www.dnrpa.gov.ar/portal_dnrpa/estadisticas/rss_tramites/tram_p_arque.php?anio=2023&origen=portal_dnrpa
23. Instituto Nacional de Estadística y Censos (INDEC). Resultados definitivos del Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas 2022 (Censo 2022). https://censo.gob.ar/index.php/datos_definitivos_chaco/
24. Lili, F. J., Lockhart, J. M. Ejes equivalentes para el diseño de pavimentos flexibles.
25. Van Til, C. J., et. Al. 1972. Evaluation of AASHTO Interim Guides for Design of Pavement Structures.
26. Vázquez Varela, L. R. 2004. Ecuación AASHTO 93: cálculo de las ecuaciones AASHTO 1993.

- 27.** Instituto del Cemento Portland (ICPA). 2016. 7- Manual de pavimentos urbanos de hormigón.
- 28.** Ven Te Chow, D. R., Maidment, L. W. Mays. 1994. Hidrología aplicada.
- 29.** Administración Provincial del Agua (APA). 2021. Resolución 1334-21 IDF - Tormenta Diseño AMGR - Colorado - PR Sáenz Peña. Resistencia, Chaco.
- 30.** Dirección Nacional de Vialidad (DNV). 2017. Manual de señalamiento vertical.
- 31.** Dirección Nacional de Vialidad (DNV). 2012. Manual de señalamiento horizontal.
- 32.** Dirección Nacional de Vialidad (DNV). 2017. Pliego de especificaciones técnicas particulares para iluminación.
- 33.** García Fernández, J., Boix, O. Cálculo de instalaciones de alumbrado.
<https://recursos.citcea.upc.edu/llum/exterior/calculos.html>
- 34.** CIRIA. 2013. The International Levee Handbook.

ANEXOS

ANEXOS CAPÍTULO 9: CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

9.1 CÓMPUTO MÉTRICO

CÓMPUTOS Y PRESUPUESTOS						
Proyecto:		Readecuación de la Defensa Norte				
Localidad:		Resistencia, Chaco				
Tramo:		Av. Sarmiento - Av. Int. Borrini				
ITEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL	% INCIDENCIA
1 TRABAJOS PRELIMINARES						
1.1	DESMONTE, DESTRONQUE Y LIMPIEZA DEL TERRENO	m3	4373	\$ 11.697,95	\$ 51.155.153,33	1,94%
2 MOVIMIENTO DE SUELOS						
2.1	EXCAVACION DE CANALES DE EVACUACION	m3	3400	\$ 11.040,97	\$ 37.539.298,60	1,42%
2.2	EXCAVACION DE CANALES DE VINCULACIÓN	m3	30	\$ 37.907,14	\$ 1.137.214,35	0,04%
2.3	SUELO CON COMPACTACION SIMPLE	m3	7920	\$ 11.418,74	\$ 90.436.398,75	3,43%
2.4	REVESTIMIENTO SUELO CAL, e=0,4m	m3	16722	\$ 32.660,52	\$ 546.149.273,41	20,69%
2.5	PLANTACION CESPED ESTRELLA	m2	39890	\$ 169,61	\$ 6.765.601,60	0,26%
3 PAQUETE ESTRUCTURAL						
3.1	SUB-BASE RDC, e=0,12m	m2	17250	\$ 12.593,70	\$ 217.241.270,27	8,23%
3.2	CALZADA DE HORMIGÓN H-30, e=0,18m	m2	19550	\$ 42.346,69	\$ 827.877.733,75	31,36%
3.3	CORDONES DE HORMIGÓN	ml	4120	\$ 8.513,04	\$ 35.073.706,61	1,33%
3.4	VEREDAS	ml	4080	\$ 27.581,75	\$ 112.533.533,70	4,26%
4 OBRAS HIDRAULICAS						
4.1	IMBORNALES	un	8	\$ 176.427,4	\$ 1.411.418,88	0,05%
4.2	CANALES DE VINCULACIÓN, REVEST. H°	ml	200	\$ 32.431,7	\$ 6.486.342,97	0,25%
4.3	CANALES DE EVACUACIÓN, REVEST. H°	ml	4060	\$ 94.091,8	\$ 382.012.514,58	14,47%
5 OBRAS VARIAS						
5.1	LUMINARIA LED- 150 WATT	un	41	\$ 1.529.810	\$ 62.722.213,00	2,38%
5.2	DEFENSA METÁLICA H-12037 - CLASE B	ml	3980	\$ 65.347	\$ 260.081.337,39	9,85%
5.3	SEÑALACIÓN VERTICAL	un	10	\$ 149.167,4	\$ 1.491.674,41	0,06%
COSTO COSTO					\$ 2.640.114.685,6	
PRECIO TOTAL					\$ 4.352.478.048,4	

9.2 MATERIALES

Material	Unidad	\$/sin IVA
Diesel	lts	\$ 1.200,00
Cal	Kg	\$ 140,00
Cemento	Kg	\$ 165,29
Arena gruesa	m3	\$ 24.793,39
Piedra	m3	\$ 61.983,47
Pasador hierro 25 mm	barra	\$ 70.221,52
Canastos de sujecion de pasadores	un	\$ 23.284,65
Barra de unión hierro 10mm	barra	\$ 12.652,30
Estribo del 6	un	\$ 1.853,31
acero en barra torcionada	Kg	\$ 1.811,84
Hierro del 6	barra	\$ 4.826,73
Hierro del 8	barra	\$ 8.517,36
Hierro del 10	barra	\$ 12.652,30
Hierro del 12	barra	\$ 15.036,07
Hierro del 16	barra	\$ 26.373,36
Hierro del 20	barra	\$ 41.643,27
Malla del 6 15 x 15 6m x 2,40m	un	\$ 80.272,69
Malla del 8 15 x 15 6m x 2,40m	un	\$ 148.396,76
Grasa común	kg	\$ 2.587,69
Antisol BASE SOLVENTE	lts	\$ 3.983,04
Clavo 3'	kg	\$ 3.950,00
Fenolico 18mm	m2	\$ 11.000,00
Alambre negro de atar	kg	\$ 3.424,32
Disco de aserrado de juntas 18"	un	\$ 234.682,93
Hormigón H15	m3	\$ 138.271,64
Hormigón H20	m3	\$ 146.881,20
Hormigón H30	m3	\$ 159.413,14
RDC 150	m3	\$ 99.958,48
Material para juntas (brea sólida)	kg	\$ 4.752,07
Suelo seleccionado	m3	\$ 15.843,81
Chapa lisa galvanizada 1x2 n° 18	un	\$ 52.452,45
Tubos redondos 3 1/2"x2mm - 6m	un	\$ 45.224,34
Vinilo	m2	\$ 6.776,86
Esmalte 3 en 1 x 4L	un	\$ 11.917,36
Vigueta Pretensada 1,6m	un	\$ 1.994,21
Film de polietileno 200 micrones	m2	\$ 439,30
Columnas de Ac HL:9 mts - Lb: 2,50 mts (simple brazo)	un	\$ 520.000,00
Jabalina tipo cooperweld 5/8" x 1,5 mts	un	\$ 19.500,00
Cable tipo Cu desnudo 35 mm²	m	\$ 3.900,00
Terminal a compresión Cu p/ 35 mm2	un	\$ 2.600,00
Conector dentado 16/95-4/10 con portafusible para fase	un	\$ 6.500,00
Caños Polietileno 2"	m	\$ 2.600,00
Cable tipo Cu aislado 35 mm²	m	\$ 6.500,00
Artefactos LED Iluminación pública 120 W completos	un	\$ 325.000,00
Conector dentado 16/95-2/10 para conexión neutro	un	\$ 3.900,00
Césped	bolsa	\$ 20.000,00
Defensa vehicular	ml	\$ 58.500,00

9.3 EQUIPOS

PLANILLAS DE PRECIOS DE EQUIPOS SIN IVA						
EQUIPO	CODIGO	HP	U\$D	PESOS	AR+RR /hr	CL /hr
Camión IVECO 170-E22 ATTACK	C-01	220	\$ 85.000,00	\$ 110.500.000,00	\$ 20.135,56	\$ 31.680,00
Camión regador Mercedes Benz 1114	C-04	140	\$ 35.000,00	\$ 45.500.000,00	\$ 8.291,11	\$ 20.160,00
Camión IVECO Batea	C-05	220	\$ 140.000,00	\$ 182.000.000,00	\$ 33.164,44	\$ 31.680,00
Compactador autopropulsado HAMM 3410	CO-01	145	\$ 85.000,00	\$ 110.500.000,00	\$ 20.135,56	\$ 20.880,00
Excavadora KOMATSU PC 200-8	E-02	148	\$ 200.000,00	\$ 260.000.000,00	\$ 47.377,78	\$ 21.312,00
Motoniveladora NEW HOLLAND RG170	MN-03	170	\$ 200.000,00	\$ 260.000.000,00	\$ 47.377,78	\$ 24.480,00
Retroexcavadora CASE 580 N 4x4	RE-02	97	\$ 105.000,00	\$ 136.500.000,00	\$ 24.873,33	\$ 13.968,00
Tractor con rastra NEW HOLLAND 8030	T-03	120	\$ 55.000,00	\$ 71.500.000,00	\$ 13.028,89	\$ 17.280,00
Fratacho			\$ 520,00	\$ 676.000,00	\$ 123,18	\$ -
Tanque regador		0	\$ 7.000,00	\$ 9.100.000,00	\$ 1.658,22	\$ -
Apisonador autopr. Manual		4	\$ 1.500,00	\$ 1.950.000,00	\$ 355,33	\$ 576,00
Juego de moldes (sin cordón). Incluye moldes, clavos, tablas		0	\$ 15.000,00	\$ 19.500.000,00	\$ 3.553,33	\$ -
Herramientas varias			\$ 200,00	\$ 260.000,00	\$ 47,38	\$ -
Equipo completo hormigon		23	\$ 18.874,01	\$ 24.536.215,60	\$ 4.471,04	\$ 3.340,80

9.4 ANÁLISIS DE PRECIOS

9.4.1 ÍTEM 1.1 DESMONTE, DESTRONQUE Y LIMPIEZA DEL TERRENO

1.1		DESMONTE, DESTRONQUE Y LIMPIEZA DEL TERRENO					
I) - EJECUCION							
A) - EQUIPOS	CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)	COSTO (\$)			
	1	Excavadora KOMATSU PC	148	\$ 260.000.000,00			
	1	Tractor con rastra NEW HC	120	\$ 71.500.000,00			
	2	Camión IVECO Batea	440	\$ 364.000.000,00			
			708,00	\$ 695.500.000,00			
	Amortización e Intereses		0,00104 Cap./dia x	695.500.000,00	\$	= \$/dia	723.320,00
	Reparaciones y Repuestos		0,0006 Cap./dia x	695.500.000,00	\$	= \$/dia	417.300,00
	Combustibles y Lubricantes		1296,00000 \$/HPdia x	708,00	HP	= \$/dia	917.568,00
	SUB-TOTAL EQUIPOS					\$/dia	2.058.188,00
B) - M. DE OBRA	CATEGORIA				CANTIDAD		
	Oficial Espec.	\$ 81.833,45	/dia	1,00	N°	= \$/dia	81.833,45
	Oficial	\$ 70.009,80	/dia	2,00	N°	= \$/dia	140.019,61
	Medio Oficial	\$ 64.693,48	/dia		N°	= \$/dia	0,00
	Ayudante	\$ 59.549,76	/dia	1,00	N°	= \$/dia	59.549,76
	SUB-TOTAL MANO DE OBRA					\$/dia	281.402,82
	COSTO DIARIO EJECUCION					\$/dia	2.339.590,82
	UNIDAD: m3		RENDIMIENTO:			m3/dia	200,00
COSTO UNITARIO		2.339.590,82	\$/dia	200,0	m3/dia	=\$/m3	11697,9541
II) - MATERIALES	DESIGNACION	C. EN OBRA	UNIDAD	U. DOSAJE	DOSAJE		
	SUB - TOTAL MATERIALES					\$/m3	0,00
RESUMEN	I) - EJECUCION					=\$/m3	11.697,95
	II) - MATERIALES					=\$/m3	0,00
COSTO DIRECTO						=\$/m3	11.697,95

9.4.2 ITEM 2.1 EXCAVACIÓN DE CANALES DE EVACUACIÓN

2.1		EXCAVACIÓN DE CANALES DE EVACUACIÓN					
I) - EJECUCION							
A) - EQUIPOS	CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)	COSTO (\$)			
	1	Excavadora KOMATSU PC	148	260.000.000,00			
	2	Camión IVECO Batea	440	364.000.000,00			
			588,00	624.000.000,00			
Amortización e Intereses			0,00104 Cap./dia x	624.000.000,00	\$	= \$/dia	648.960,00
Reparaciones y Repuestos			0,0006 Cap./dia x	624.000.000,00	\$	= \$/dia	374.400,00
Combustibles y Lubricantes			1296,00000 \$/HPdia x	588,00	HP	= \$/dia	762.048,00
SUB-TOTAL EQUIPOS						\$/dia	1.785.408,00
B) - M. DE OBRA							
CATEGORIA					CANTIDAD		
Oficial Espec.			\$ 81.833,45 /dia	2,00	N°	= \$/dia	163.666,91
Oficial			\$ 70.009,80 /dia	2,00	N°	= \$/dia	140.019,61
Medio Oficial			\$ 64.693,48 /dia		N°	= \$/dia	0,00
Ayudante			\$ 59.549,76 /dia	2,00	N°	= \$/dia	119.099,52
SUB-TOTAL MANO DE OBRA						\$/dia	422.786,04
COSTO DIARIO EJECUCION						\$/dia	2.208.194,04
UNIDAD:		m3	RENDIMIENTO:		m3/dia	200,00	
COSTO UNITARIO			2.208.194,04	\$/dia	200,0	m3/dia	=\$/m3 11040,97018
II) - MATERIALES							
	DESIGNACION	C. EN OBRA	UNIDAD	U. DOSAJE	DOSAJE		
SUB - TOTAL MATERIALES						\$/m3	0,00
RESUMEN							
	I) - EJECUCION					=\$/m3	11.040,97
	II) - MATERIALES					=\$/m3	0,00
COSTO DIRECTO						=\$/m3	11.040,97

9.4.3 ÍTEM 2.2 EXCAVACIÓN DE CANALES DE VINCULACIÓN

2.2	EXCAVACIÓN DE CANALES DE VINCULACIÓN						
I) - EJECUCION							
A) - EQUIPOS	CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)	COSTO (\$)			
	1	Herramientas varias	0	\$ 260.000,00			
			0,00	\$ 260.000,00			
	Amortización e Intereses		0,00104 Cap./día x	260.000,00	\$	= \$/día	270,40
	Reparaciones y Repuestos		0,0006 Cap./día x	260.000,00	\$	= \$/día	156,00
	Combustibles y Lubricantes		1296,00000 \$/HPdía x	0,00	HP	= \$/día	0,00
	SUB-TOTAL EQUIPOS					\$/día	426,40
B) - M. DE OBRA							
	CATEGORIA			CANTIDAD			
	Oficial Espec.		\$ 81.833,45 /día	0,00	Nº	= \$/día	0,00
	Oficial		\$ 70.009,80 /día	1,00	Nº	= \$/día	70.009,80
	Medio Oficial		\$ 64.693,48 /día		Nº	= \$/día	0,00
	Ayudante		\$ 59.549,76 /día	2,00	Nº	= \$/día	119.099,52
	SUB-TOTAL MANO DE OBRA					\$/día	189.109,32
	COSTO DIARIO EJECUCION					\$/día	189.535,72
	UNIDAD:	m3	RENDIMIENTO:		m3/día	5,00	
	COSTO UNITARIO		189.535,72 \$/día	5,0	m3/día	=\$/m3	37907,145
II) - MATERIALES							
	DESIGNACION	C. EN OBRA	UNIDAD	U. DOSAJE	DOSAJE		
	SUB - TOTAL MATERIALES					\$/m3	0,00
RESUMEN	I) - EJECUCION					=\$/m3	37.907,14
	II) - MATERIALES					=\$/m3	0,00
COSTO DIRECTO						=\$/m3	37.907,14

9.4.4 ÍTEM 2.3 SUELO CON COMPACTACIÓN SIMPLE

2.3		SUELO CON COMPACTACIÓN SIMPLE					
I) - EJECUCION							
A) - EQUIPOS	CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)	COSTO (\$)			
	1	Excavadora KOMATSU PC	148	\$ 260.000.000			
	0,5	Tractor con rastra NEW HC	60	\$ 35.750.000			
	0,5	Camión regador Mercedes	70	\$ 22.750.000			
	0,5	Motoniveladora NEW HOLL	85	\$ 130.000.000			
	1	Camión IVECO Batea	220	\$ 182.000.000			
				583,00	\$ 630.500.000		
Amortización e Intereses			0,00104 Cap./dia x	630.500.000	\$	= \$/dia	655.720,00
Reparaciones y Repuestos			0,0006 Cap./dia x	630.500.000	\$	= \$/dia	378.300,00
Combustibles y Lubricantes			1296,00000 \$/HPdia x	583,00	HP	= \$/dia	755.568,00
SUB-TOTAL EQUIPOS						\$/dia	1.789.588
B) - M. DE OBRA							
	CATEGORIA				CANTIDAD		
	Oficial Espec.		\$ 81.833,5	/dia	3,00	N°	= \$/dia 245.500,36
	Oficial		\$ 70.009,8	/dia	1,00	N°	= \$/dia 70.009,80
	Medio Oficial		\$ 64.693,5	/dia		N°	= \$/dia 0,00
	Ayudante		\$ 59.549,8	/dia	3,00	N°	= \$/dia 178.649,28
SUB-TOTAL MANO DE OBRA						\$/dia	494.159,44
COSTO DIARIO EJECUCION						\$/dia	2.283.747
UNIDAD:		m3	RENDIMIENTO:		m3/dia	200,00	
COSTO UNITARIO			2.283.747	\$/dia	200,0	m3/dia	=\$/m3 11418,74
II) - MATERIALES							
	DESIGNACION	C. EN OBRA	UNIDAD	U. DOSAJE	DOSAJE		
SUB - TOTAL MATERIALES						\$/m3	0,00
RESUMEN	I) - EJECUCION					=\$/m3	11.418,74
	II) - MATERIALES					=\$/m3	0,00
COSTO DIRECTO						=\$/m3	11.418,74

9.4.5 ÍTEM 2.4 REVESTIMIENTO SUELO CAL, E=0,4M

2.4		REVESTIMIENTO SUELO CAL, e=0,4m						
I) - EJECUCION								
A) - EQUIPOS	CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)	COSTO (\$)				
	1	Motoniveladora NEW HOLLAND	170	\$	260.000.000,00			
	1	Tractor con rastra NEW HOLLAND	120	\$	71.500.000,00			
	1	Camión regador Mercedes	140	\$	45.500.000,00			
	1	Compactador autopropulsado	145	\$	110.500.000,00			
	0,5	Retroexcavadora CASE 580	48,5	\$	68.250.000,00			
	1	Camión IVECO Batea	220	\$	182.000.000,00			
			843,50		\$ 737.750.000,00			
	Amortización e Intereses		0,00104 Cap./dia x		737.750.000,00	\$	= \$/dia 767.260,00	
	Reparaciones y Repuestos		0,0006 Cap./dia x		737.750.000,00	\$	= \$/dia 442.650,00	
	Combustibles y Lubricantes		1296,00000 \$/HPdia x		843,50	HP	= \$/dia 1.093.176,00	
SUB-TOTAL EQUIPOS						\$/dia	2.303.086,00	
B) - M. DE OBRA								
	Oficial Espec.	\$ 81.833,5	/dia	2,00	Nº	= \$/dia	163.666,91	
	Oficial	\$ 70.009,8	/dia	3,00	Nº	= \$/dia	210.029,41	
	Medio Oficial	\$ 64.693,5	/dia		Nº	= \$/dia	0,00	
	Ayudante	\$ 59.549,8	/dia	4,00	Nº	= \$/dia	238.199,04	
	SUB-TOTAL MANO DE OBRA						\$/dia	611.895,36
	COSTO DIARIO EJECUCION						\$/dia	2.914.981,36
	UNIDAD:	m3	RENDIMIENTO:		m3/dia	150,00		
	COSTO UNITARIO	2.914.981,36	\$/dia /	150,0	m3/dia	=\$/m3	19433,2091	
	II) - MATERIALES							
		Cal	\$140,00	Kg	Kg/m3	67,3200	\$	9.424,80
Suelo seleccionado		\$ 15.843,81	m3	m3/m3	0,24	\$	3.802,51	
SUB - TOTAL MATERIALES						\$/m3	13.227,31	
RESUMEN								
	I) - EJECUCION					=\$/m3	19.433,21	
	II) - MATERIALES					=\$/m3	13.227,31	
COSTO DIRECTO						=\$/m3	32.660,52	

9.4.6 ÍTEM 2.5 IMPLANTACIÓN CESPED ESTRELLA

2.5		IMPLANTACIÓN CESPED ESTRELLA					
I) - EJECUCION							
A) - EQUIPOS	CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)	COSTO (\$)			
	1	Herramientas varias	0	\$	260.000,00		
	0,5	Tanque regador	0	\$	4.550.000		
	0,1	Camión IVECO 170-E22 AT	22	\$	11.050.000		
			22,00	\$	15.860.000		
	Amortización e Intereses		0,00104 Cap./dia x		15.860.000	\$	= \$/dia 16.494,40
Reparaciones y Repuestos		0,0006 Cap./dia x		15.860.000	\$	= \$/dia 9.516,00	
Combustibles y Lubricantes		1296,00000 \$/HPdia x		22,00	HP	= \$/dia 28.512,00	
SUB-TOTAL EQUIPOS						\$/dia	54.522
B) - M. DE OBRA							
	CATEGORIA		CANTIDAD				
	Oficial Espec.	\$ 81.833,5 /dia	0,00	N°	= \$/dia	0,00	
	Oficial	\$ 70.009,8 /dia	1,00	N°	= \$/dia	70.009,80	
	Medio Oficial	\$ 64.693,5 /dia		N°	= \$/dia	0,00	
	Ayudante	\$ 59.549,8 /dia	4,00	N°	= \$/dia	238.199,04	
	SUB-TOTAL MANO DE OBRA						\$/dia
COSTO DIARIO EJECUCION						\$/dia	362.731
UNIDAD:	m2	RENDIMIENTO:		m2/dia	10.000,00		
COSTO UNITARIO		362.731	\$/dia	10.000,0	m2/dia	=\$/m2	36,27
II) - MATERIALES							
	DESIGNACION	C. EN OBRA	UNIDAD	U. DOSAJE	DOSAJE		
	Cesped	\$ 20.000,00	bolsa	bolsa/m2	0,0067	bolsa/m2	133,33
SUB - TOTAL MATERIALES						=\$/m2	133,33
RESUMEN							
	I) - EJECUCION					=\$/m2	36,27
	II) - MATERIALES					=\$/m2	133,33
COSTO DIRECTO						=\$/m2	169,61

9.4.7 ÍTEM 3.1 SUB-BASE RDC, E=0,12M

3.1		SUB-BASE RDC, e=0,12m						
I) - EJECUCION								
A) - EQUIPOS		CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)	COSTO (\$)			
		1	Juego de moldes (sin cordo	0	\$ 19.500.000,00			
				0,00	\$ 19.500.000,00			
Amortización e Intereses				0,00104 Cap./dia x	5.529.000,00	\$	= \$/dia	5.750,16
Reparaciones y Repuestos				0,0006 Cap./dia x	5.529.000,00	\$	= \$/dia	3.317,40
Combustibles y Lubricantes				1296,00000 \$/HPdia x	0,00	HP	= \$/dia	0,00
SUB-TOTAL EQUIPOS								\$/dia 9.067,56
B) - M. DE OBRA		CATEGORIA		CANTIDAD				
		Oficial Espec.	\$ 81.833,5 /dia	1,00	N°	= \$/dia	81.833,45	
		Oficial	\$ 70.009,8 /dia	3,00	N°	= \$/dia	210.029,41	
		Medio Oficial	\$ 64.693,5 /dia		N°	= \$/dia	0,00	
		Ayudante	\$ 59.549,8 /dia	5,00	N°	= \$/dia	297.748,80	
SUB-TOTAL MANO DE OBRA								\$/dia 589.611,67
COSTO DIARIO EJECUCION								\$/dia 598.679,23
UNIDAD:		m2		RENDIMIENTO:		m2/dia		1.000,00
COSTO UNITARIO			598.679,23 m2/dia /	1.000,0 m2/dia		=\$/m2 598,679227		
II) - MATERIALES		DESIGNACION	C. EN OBRA	UNIDAD	U. DOSAJE	DOSAJE		
		RDC 150	99.958,48	m3	m3/m2	0,1200	m3/m2	11.995,02
SUB - TOTAL MATERIALES								\$/m2 11.995,02
RESUMEN		I) - EJECUCION				=\$/m2		598,68
		II) - MATERIALES				=\$/m2		11.995,02
COSTO DIRECTO								=\$/m2 12.593,70

9.4.8 ÍTEM 3.2 CALZADA DE HORMIGÓN H-30, E=0,18M

3.2		CALZADA DE HORMIGÓN H-30, e=0,18m					
I) - EJECUCION							
A) - EQUIPOS	CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)		COSTO (\$)		
	1	Equipo completo hormigon	23,2		24.536.215,60		
	1	Juego de moldes (sin cordón	0		19.500.000,00		
			23,20		44.036.215,60		
	Amortización e Intereses		0,00104 Cap./dia x		44.036.215,60	\$	= \$/dia 45.797,66
	Reparaciones y Repuestos		0,0006 Cap./dia x		44.036.215,60	\$	= \$/dia 26.421,73
Combustibles y Lubricantes		1296,00000 \$/HPdia x		23,20	HP	= \$/dia 30.067,20	
SUB-TOTAL EQUIPOS							\$/dia 102.286,59
B) - M. DE OBRA							
CATEGORIA					CANTIDAD		
	Oficial Espec.		\$ 81.833,5 /dia		1,00	N°	= \$/dia 81.833,45
	Oficial		\$ 70.009,8 /dia		3,00	N°	= \$/dia 210.029,41
	Medio Oficial		\$ 64.693,5 /dia			N°	= \$/dia 0,00
	Ayudante		\$ 59.549,8 /dia		9,00	N°	= \$/dia 535.947,84
	SUB-TOTAL MANO DE OBRA						
COSTO DIARIO EJECUCION							\$/dia 930.097,30
UNIDAD: m2		RENDIMIENTO:				m2/dia	760,00
COSTO UNITARIO			930.097,30	\$/dia	760,0	m2/dia	=\$/m2 1223,812238
II) - MATERIALES							
DESIGNACION		C. EN OBRA	UNIDAD	U. DOSAJE	DOSAJE		
	Pasador hierro 25 mm		\$ 70.221,52	barra	un/m2	0,1125	\$ 7.899,92
	Barra de unión hierro 10mm		\$ 12.652,30	barra	un/m2	0,0970	\$ 1.227,27
	Canastos de sujecion de p		\$ 23.284,65	un	un/m2	0,0694	\$ 1.615,95
	Antisol BASE SOLVENTE		\$ 3.983,04	lts	lts/m2	0,1500	\$ 597,46
	Grasa común		\$ 2.587,69	kg	kg/m2	0,0500	\$ 129,38
	Disco de aserrado de junta		\$ 234.682,93	un	un/m2	0,0012	\$ 281,62
	Film de polietileno 200 mic		\$ 439,30	m2	m2/m2	1,0000	\$ 439,30
	Material para juntas (brea s		\$ 4.752,07	kg	kg/m2	0,05	\$ 237,60
	Hormigón H30		\$ 159.413,14	m3	m3/m2	0,18	\$ 28.694,37
SUB - TOTAL MATERIALES							\$/m2 41.122,87
RESUMEN							
I) - EJECUCION						=\$/m2	1.223,81
II) - MATERIALES						=\$/m2	41.122,87
COSTO DIRECTO							=\$/m2 42.346,69

9.4.9 ÍTEM 3.3 CORDONES DE HORMIGÓN

3.3		CORDONES DE HORMIGÓN					
I) - EJECUCION							
A) - EQUIPOS	CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)	COSTO (\$)			
	2	Juego de moldes (sin cordón)	0	\$ 39.000.000,00			
			0,00	\$ 39.000.000,00			
	Amortización e Intereses		0,00104 Cap./día x	39.000.000,00	\$	= \$/día	40.560,00
	Reparaciones y Repuestos		0,0006 Cap./día x	39.000.000,00	\$	= \$/día	23.400,00
	Combustibles y Lubricantes		1296,00000 \$/HPdía x	0,00	HP	= \$/día	0,00
SUB-TOTAL EQUIPOS						\$/día	63.960,00
B) - M. DE OBRA							
	CATEGORIA			CANTIDAD			
	Oficial Espec.		\$ 81.833,5 /día	N°		= \$/día	0,00
	Oficial		\$ 70.009,8 /día	1,00 N°		= \$/día	70.009,80
	Medio Oficial		\$ 64.693,5 /día	N°		= \$/día	0,00
	Ayudante		\$ 59.549,8 /día	3,00 N°		= \$/día	178.649,28
	SUB-TOTAL MANO DE OBRA						\$/día
COSTO DIARIO EJECUCION						\$/día	312.619,08
UNIDAD:		ml	RENDIMIENTO:		ml/día	200,00	
COSTO UNITARIO			312.619,08 \$/día	200,0 ml/día	=\$/ml 1563,09542		
II) - MATERIALES							
	DESIGNACION	C. EN OBRA	UNIDAD	U. DOSAJE	DOSAJE		
	Hormigón H30	\$ 159.413,14	m3	m3/ml	0,0255	4.065,04	
	Hierro del 8	\$ 8.517,36	barra	barra/ml	0,1500	1.277,60	
	Hierro del 6	\$ 4.826,73	barra	barra/ml	0,3330	1.607,30	
	SUB - TOTAL MATERIALES						\$/ml
RESUMEN	I) - EJECUCION					=\$/ml	1.563,10
	II) - MATERIALES					=\$/ml	6.949,94
COSTO DIRECTO						=\$/ml	8.513,04

9.4.10 ÍTEM 3.4 VEREDAS

3.4	VEREDAS					
I) - EJECUCION						
A) - EQUIPOS	CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)	COSTO (\$)		
	0,1	Camión IVECO 170-E22 AT	22	\$ 11.050.000		
			22,00	\$ 11.050.000,00		
		Amortización e Intereses	0,00104 Cap./dia x	11.050.000,00	\$	= \$/dia 11.492,00
		Reparaciones y Repuestos	0,0006 Cap./dia x	11.050.000,00	\$	= \$/dia 6.630,00
		Combustibles y Lubricantes	1296,00000 \$/HPdia x	22,00	HP	= \$/dia 28.512,00
		SUB-TOTAL EQUIPOS				\$/dia 46.634,00
B) - M. DE OBRA	CATEGORIA		CANTIDAD			
	Oficial Espec.	\$ 81.833,5	/dia	0,00	Nº	= \$/dia 0,00
	Oficial	\$ 70.009,8	/dia	1,00	Nº	= \$/dia 70.009,80
	Medio Oficial	\$ 64.693,5	/dia		Nº	= \$/dia 0,00
	Ayudante	\$ 59.549,8	/dia	2,00	Nº	= \$/dia 119.099,52
	SUB-TOTAL MANO DE OBRA					\$/dia 189.109,32
	COSTO DIARIO EJECUCION					\$/dia 235.743,32
	UNIDAD: ml	0 RENDIMIENTO:		ml/dia	50,00	
	COSTO UNITARIO	235.743,32	\$/dia	50,0	ml/dia	=\$/ml 4714,866496
II) - MATERIALES	DESIGNACION	C. EN OBRA	UNIDAD	U. DOSAJE	DOSAJE	
	Hormigón H15	\$ 138.271,64	m3	m3/ml	0,1050	14.518,52
	Malla del 6 15 x 15 6m x 2	\$ 80.272,69	un	un/ml	0,104	8.348,36
	SUB - TOTAL MATERIALES					\$/ml 22.866,88
RESUMEN	I) - EJECUCION					=\$/ml 4.714,87
	II) - MATERIALES					=\$/ml 22.866,88
	COSTO DIRECTO					=\$/ml 27.581,75

9.4.11 ÍTEM 4.1 IMBORNALES

4.1		IMBORNALES					
I) - EJECUCION							
A) - EQUIPOS		CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)	COSTO (\$)		
		0,5	Camión IVECO 170-E22 AT	110	55.250.000,00		
				110,00	55.250.000,00		
		Amortización e Intereses			0,00104 Cap./dia x	55.250.000,00 \$	= \$/dia 57.460,00
		Reparaciones y Repuestos			0,0006 Cap./dia x	55.250.000,00 \$	= \$/dia 33.150,00
		Combustibles y Lubricantes			1296,00000 \$/HPdia x	110,00 HP	= \$/dia 142.560,00
		SUB-TOTAL EQUIPOS					\$/dia 233.170,00
B) - M. DE OBRA							
		CATEGORIA		CANTIDAD			
		Oficial Espec.	\$ 81.833,5 /dia	1,00	N°	= \$/dia	81.833,45
		Oficial	\$ 70.009,8 /dia	2,00	N°	= \$/dia	140.019,61
		Medio Oficial	\$ 64.693,5 /dia		N°	= \$/dia	0,00
		Ayudante	\$ 59.549,8 /dia	2,00	N°	= \$/dia	119.099,52
		SUB-TOTAL MANO DE OBRA					\$/dia 340.952,58
		COSTO DIARIO EJECUCION					\$/dia 574.122,58
		UNIDAD: N°	RENDIMIENTO:			N°/dia	4,00
		COSTO UNITARIO	574.122,58 N°/dia /	4,0	N°/dia	=\$/N°	143530,6456
II) - MATERIALES							
		DESIGNACION	C. EN OBRA	UNIDAD	U. DOSAJE	DOSAJE	
		Hormigón H15	\$ 138.271,64	m3	m3/N°	0,0770	10.646,92
		Fenolico 18mm	\$ 11.000,00	m2	m2/N°	1,0000	11.000,00
		Clavo 3'	\$ 3.950,00	kg	kg/N°	0,5	1.975,00
		Malla del 8 15 x 15 6m x 2,	\$ 148.396,76	un	un/N°	0,0625	9.274,80
		SUB - TOTAL MATERIALES					\$/N° 32.896,71
RESUMEN							
		I) - EJECUCION				=\$/N°	143.530,65
		II) - MATERIALES				=\$/N°	32.896,71
		COSTO DIRECTO					=\$/N° 176.427,36

9.4.12 ÍTEM 4.2 CANALES DE VINCULACIÓN, REVEST. H°

4.2	CANALES DE VINCULACIÓN, REVEST. H°						
I) - EJECUCION							
A) - EQUIPOS	CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)	COSTO (\$)			
	0	Retroexcavadora CASE 580	0	\$ -			
	0,1	Camión IVECO 170-E22 ATT	22	\$ 11.050.000			
			22,00	\$ 11.050.000,00			
Amortización e Intereses			0,00104	Cap./dia	x	11.050.000,00	\$ = \$/dia 11.492,00
Reparaciones y Repuestos			0,0006	Cap./dia	x	11.050.000,00	\$ = \$/dia 6.630,00
Combustibles y Lubricantes			1296,00000	\$/HPdia	x	22,00 HP	= \$/dia 28.512,00
SUB-TOTAL EQUIPOS						\$/dia	46.634,00
B) - M. DE OBRA							
	CATEGORIA				CANTIDAD		
	Oficial Espec.		\$ 81.833,5	/dia	1,00	N°	= \$/dia 81.833,45
	Oficial		\$ 70.009,8	/dia	1,00	N°	= \$/dia 70.009,80
	Medio Oficial		\$ 64.693,5	/dia		N°	= \$/dia 0,00
	Ayudante		\$ 59.549,8	/dia	2,00	N°	= \$/dia 119.099,52
SUB-TOTAL MANO DE OBRA						\$/dia	270.942,78
COSTO DIARIO EJECUCION						\$/dia	317.576,78
UNIDAD:		ml	RENDIMIENTO:			ml/dia	50,00
COSTO UNITARIO			317.576,78	\$/dia	50,0	ml/dia	=\$/ml 6351,535552
II) - MATERIALES							
	DESIGNACION	C. EN OBRA	UNIDAD	U. DOSAJE	DOSAJE		
	Hormigón H15	\$ 138.271,64	m3	m3/ml	0,0770		10.646,92
	Malla del 6 15 x 15 6m x 2	\$ 148.396,76	un	un/ml	0,104		15.433,26
SUB - TOTAL MATERIALES						\$/ml	26.080,18
RESUMEN	I) - EJECUCION					=\$/ml	6.351,54
	II) - MATERIALES					=\$/ml	26.080,18
COSTO DIRECTO						=\$/ml	32.431,71

9.4.13 ÍTEM 4.3 CANALES DE EVACUACIÓN, REVEST. H°

4.3	CANALES DE EVACUACIÓN, REVEST. H°					
I) - EJECUCION						
A) - EQUIPOS	CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)	COSTO (\$)		
	0,1	Camión IVECO 170-E22 AT	22	\$ 11.050.000		
			22,00	\$ 11.050.000,00		
		Amortización e Intereses	0,00104 Cap./dia x	11.050.000,00	\$	= \$/dia 11.492,00
		Reparaciones y Repuestos	0,0006 Cap./dia x	11.050.000,00	\$	= \$/dia 6.630,00
		Combustibles y Lubricantes	1296,00000 \$/HPdia x	22,00	HP	= \$/dia 28.512,00
		SUB-TOTAL EQUIPOS				\$/dia 46.634,00
B) - M. DE OBRA	CATEGORIA		CANTIDAD			
	Oficial Espec.	\$ 81.833,5	/dia	1,00	N°	= \$/dia 81.833,45
	Oficial	\$ 70.009,8	/dia	1,00	N°	= \$/dia 70.009,80
	Medio Oficial	\$ 64.693,5	/dia		N°	= \$/dia 0,00
	Ayudante	\$ 59.549,8	/dia	2,00	N°	= \$/dia 119.099,52
	SUB-TOTAL MANO DE OBRA					\$/dia 270.942,78
	COSTO DIARIO EJECUCION					\$/dia 317.576,78
	UNIDAD: ml	RENDIMIENTO:		ml/dia	40,00	
	COSTO UNITARIO	317.576,78	\$/dia	40,0	ml/dia	=\$/ml 7939,41944
II) - MATERIALES	DESIGNACION	C. EN OBRA	UNIDAD	U. DOSAJE	DOSAJE	
	Hormigón H15	\$ 138.271,64	m3	m3/ml	0,3500	48.395,07
	Fenolico 18mm	\$ 11.000,00	m2	m2/ml	1,0000	11.000,00
	Clavo 3'	\$ 3.950,00	kg	kg/ml	0,5	1.975,00
	Malla del 8 15 x 15 6m x 2	\$ 148.396,76	un	un/ml	0,167	24.782,26
	SUB - TOTAL MATERIALES					\$/ml 86.152,33
RESUMEN	I) - EJECUCION					=\$/ml 7.939,42
	II) - MATERIALES					=\$/ml 86.152,33
	COSTO DIRECTO					=\$/ml 94.091,75

9.4.14 ÍTEM 5.1 LUMINARIA LED- 150 WATTS

5.1	LUMINARIA LED- 150 WATT						
I) - EJECUCION							
A) - EQUIPOS	CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)	COSTO (\$)			
	1	Camión IVECO 170-E22 AT	220	110.500.000			
	1	Herramientas varias	0	260.000			
	0,5	Retroexcavadora CASE 580	48,5	68.250.000,00			
			268,50	179.010.000			
Amortización e Intereses			0,00104 Cap./dia x	179.010.000,00	\$	= \$/dia	186.170,40
Reparaciones y Repuestos			0,0006 Cap./dia x	179.010.000,00	\$	= \$/dia	107.406,00
Combustibles y Lubricantes			1296,00000 \$/HPdia x	268,50	HP	= \$/dia	347.976,00
SUB-TOTAL EQUIPOS							\$/dia 641.552,40
B) - M. DE OBRA							
	Oficial Espec.		\$ 81.833,5 /dia	2,00	N°	= \$/dia	163.666,91
	Oficial		\$ 70.009,8 /dia	1,00	N°	= \$/dia	70.009,80
	Medio Oficial		\$ 64.693,5 /dia		N°	= \$/dia	0,00
	Ayudante		\$ 59.549,8 /dia	4,00	N°	= \$/dia	238.199,04
SUB-TOTAL MANO DE OBRA							\$/dia 471.875,75
COSTO DIARIO EJECUCION							\$/dia 1.113.428,15
UNIDAD: N°		RENDIMIENTO:				N°/dia	2,00
COSTO UNITARIO			1.113.428,15 \$/dia /	2,0	N°/dia	\$/dia	556714,0752
II) - MATERIALES							
	Cemento	\$ 165,29	Kg	kg/un	175,0000	\$	28.925,75
	Arena gruesa	\$ 24.793,39	m3	m3/un	0,2140	\$	5.305,79
	Piedra	\$ 61.983,47	m3	m3/un	0,2140	\$	13.264,46
	Columnas de Ac HL:9 mts	\$ 520.000,00	un	un/un	1,0000	\$	520.000,0
	Jabalina tipo cooperweld 5/	\$ 19.500,00	un	un/un	1,0000	\$	19.500,00
	Cable tipo Cu desnudo 35 m	\$ 3.900,00	m	m/un	2	\$	7.800,00
	Terminal a compresión Cu	\$ 2.600,00	un	un/un	1	\$	2.600,00
	Conector dentado 16/95-4/	\$ 6.500,00	un	un/un	1	\$	6.500,00
	Caños Polietileno 2"	\$ 2.600,00	m	m/un	0,5	\$	1.300,00
	Cable tipo Cu aislado 35 m	\$ 6.500,00	m	m/un	6	\$	39.000,00
	Artefactos LED Iluminación	\$ 325.000,00	un	un/un	1	\$	325.000,0
	Conector dentado 16/95-2/	\$ 3.900,00	un	un/un	1	\$	3.900,00
	SUB - TOTAL MATERIALES						
RESUMEN							
	I) - EJECUCION					\$/dia	556.714,08
	II) - MATERIALES					\$/dia	973.096,00
COSTO DIRECTO							\$/dia 1.529.810,07

9.4.15 ÍTEM 5.2 DEFENSA METÁLICA H-12037 - CLASE B

5.2		DEFENSA METÁLICA H-12037 - CLASE B						
I) - EJECUCION								
A) - EQUIPOS	CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)	COSTO (\$)				
	0,2	Camión IVECO 170-E22 AT	44	22.100.000				
	1	Herramientas varias	0	260.000				
			44,00	22.360.000				
	Amortización e Intereses		0,00104 Cap./dia x	22.360.000,00	\$	= \$/dia	23.254,40	
	Reparaciones y Repuestos		0,0006 Cap./dia x	22.360.000,00	\$	= \$/dia	13.416,00	
	Combustibles y Lubricantes		1296,00000 \$/HPdia x	44,00	HP	= \$/dia	57.024,00	
	SUB-TOTAL EQUIPOS					\$/dia	93.694,40	
	B) - M. DE OBRA		CATEGORIA			CANTIDAD		
		Oficial Espec.	\$ 81.833,5	/dia	0,00	N°	= \$/dia	0,00
Oficial		\$ 70.009,8	/dia	1,00	N°	= \$/dia	70.009,80	
Medio Oficial		\$ 64.693,5	/dia		N°	= \$/dia	0,00	
Ayudante		\$ 59.549,8	/dia	3,00	N°	= \$/dia	178.649,28	
SUB-TOTAL MANO DE OBRA						\$/dia	248.659,08	
COSTO DIARIO EJECUCION						\$/dia	342.353,48	
UNIDAD: ml		RENDIMIENTO:			ml/dia	50,00		
COSTO UNITARIO		342.353,48	\$/dia /	50,0	ml/dia	\$/dia	6847,0697	
II) - MATERIALES		DESIGNACION	C. EN OBRA	UNIDAD	U. DOSAJE	DOSAJE		
		Defensa vehicular	\$ 58.500,00	ml	ml/ml	1,0000		58.500,00
SUB - TOTAL MATERIALES						\$/N°	58.500,00	
RESUMEN		I) - EJECUCION				\$/dia	6.847,07	
	II) - MATERIALES				\$/dia	58.500,00		
COSTO DIRECTO						\$/dia	65.347,07	

9.4.16 ÍTEM 5.3 SEÑALACIÓN VERTICAL

5.3	SEÑALACIÓN VERTICAL						
I) - EJECUCION							
A) - EQUIPOS	CANT.	EQUIPOS	POTENCIA (HP)	COSTO (\$)			
	0,1	Camión IVECO 170-E22 AT	22	11.050.000			
	1	Herramientas varias	0	260.000			
			22,00	11.310.000			
Amortización e Intereses			0,00104 Cap./día x	11.310.000,00	\$	= \$/día	11.762,40
Reparaciones y Repuestos			0,0006 Cap./día x	11.310.000,00	\$	= \$/día	6.786,00
Combustibles y Lubricantes			1296,00000 \$/HPdía x	22,00	HP	= \$/día	28.512,00
SUB-TOTAL EQUIPOS							\$/día 47.060,40
B) - M. DE OBRA							
	CATEGORIA				CANTIDAD		
	Oficial Espec.		\$ 81.833,5	/día	1,00	N°	= \$/día 81.833,45
	Oficial		\$ 70.009,8	/día	1,00	N°	= \$/día 70.009,80
	Medio Oficial		\$ 64.693,5	/día		N°	= \$/día 0,00
	Ayudante		\$ 59.549,8	/día	4,00	N°	= \$/día 238.199,04
SUB-TOTAL MANO DE OBRA							\$/día 390.042,30
COSTO DIARIO EJECUCION							\$/día 437.102,70
UNIDAD: N°		RENDIMIENTO: N°/día				5,00	
COSTO UNITARIO			437.102,70	\$/día /	5,0	N°/día	\$/día 87420,5395
II) - MATERIALES							
	DESIGNACION	C. EN OBRA	UNIDAD	U. DOSAJE	DOSAJE		
	Cemento	\$ 165,29	Kg	bolsa/un	7,6000		1.256,20
	Arena gruesa	\$ 24.793,39	m3	m3/un	0,0019		47,11
	Piedra	\$ 61.983,47	m3	m3/un	0,0019		117,77
	Chapa lisa galvanizada 1x2	\$ 52.452,45	un	un/un	0,5000		26.226,22
	Tubos redondos 3 1/2"x2m	\$ 45.224,34	un	un/un	0,6300		28.491,33
	Vinilo	\$ 6.776,86	m2	m2/un	0,3		2.033,06
	Esmalte 3 en 1 x 4L	\$ 11.917,36	un	un/un	0,3		3.575,21
SUB - TOTAL MATERIALES							\$/N° 61.746,90
RESUMEN							
I) - EJECUCION						\$/día	87.420,54
II) - MATERIALES						\$/día	61.746,90
COSTO DIRECTO							\$/día 149.167,44

PLANOS

Plano N°1: "UBICACIÓN GENERAL DEL PROYECTO"

Plano N°2: "VISTA EN PLANTA DESDE PROGRESIVA 0+000 A PROGRESIVA 1+000"

Plano N°3: "VISTA EN PLANTA DESDE PROGRESIVA 1+000 A PROGRESIVA 2+025"

Plano N°4: "PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 0+000 A PROGRESIVA 0+260"

Plano N°5: "PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 0+260 A PROGRESIVA 0+520"

Plano N°6: "PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 0+520 A PROGRESIVA 0+780"

Plano N°7: "PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 0+780 A PROGRESIVA 1+040"

Plano N°8: "PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 1+040 A PROGRESIVA 1+300"

Plano N°9: "PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 1+300 A PROGRESIVA 1+560"

Plano N°10: "PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 1+560 A PROGRESIVA 1+820"

Plano N°11: "PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 1+820 A PROGRESIVA 2+025"

Plano N°12: "PERFILES TRANSVERSALES EXISTENTES DESDE PROGRESIVA 0+000 A PROGRESIVA 0+500"

Plano N°13: "PERFILES TRANSVERSALES EXISTENTES DESDE PROGRESIVA 0+530 A PROGRESIVA 1+000"

Plano N°14: "PERFILES TRANSVERSALES EXISTENTES DESDE PROGRESIVA 1+000 A PROGRESIVA 1+500"

Plano N°15: "PERFILES TRANSVERSALES EXISTENTES DESDE PROGRESIVA 1+600 A PROGRESIVA 2+000"

Plano N°16: "UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS: PROGRESIVA 0+000 A PROGRESIVA 0+300"

Plano N°17: "UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS: PROGRESIVA 0+300 A PROGRESIVA 0+600"

Plano N°18: "UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS: PROGRESIVA 0+600 A PROGRESIVA 0+900"

Plano N°19: "UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS: PROGRESIVA 0+900 A PROGRESIVA 1+200"

Plano N°20: "UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS: PROGRESIVA 1+200 A PROGRESIVA 1+500"

Plano N°21: "UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS: PROGRESIVA 1+500 A PROGRESIVA 1+800"

Plano N°22: "UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS: PROGRESIVA 1+800 A PROGRESIVA 2+000"

Plano N°23: "PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 0+000 A PROGRESIVA 0+260"

Plano N°24: "PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 0+260 A PROGRESIVA 0+520"

Plano N°25: "PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 0+520 A PROGRESIVA 0+780"

Plano N°26: "PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 0+780 A PROGRESIVA 1+040"

Plano N°27: "PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 1+040 A PROGRESIVA 1+300"

Plano N°28: "PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 1+300 A PROGRESIVA 1+560"

Plano N°29: "PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 1+560 A PROGRESIVA 1+820"

Plano N°30: "PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 1+820 A PROGRESIVA 2+025"

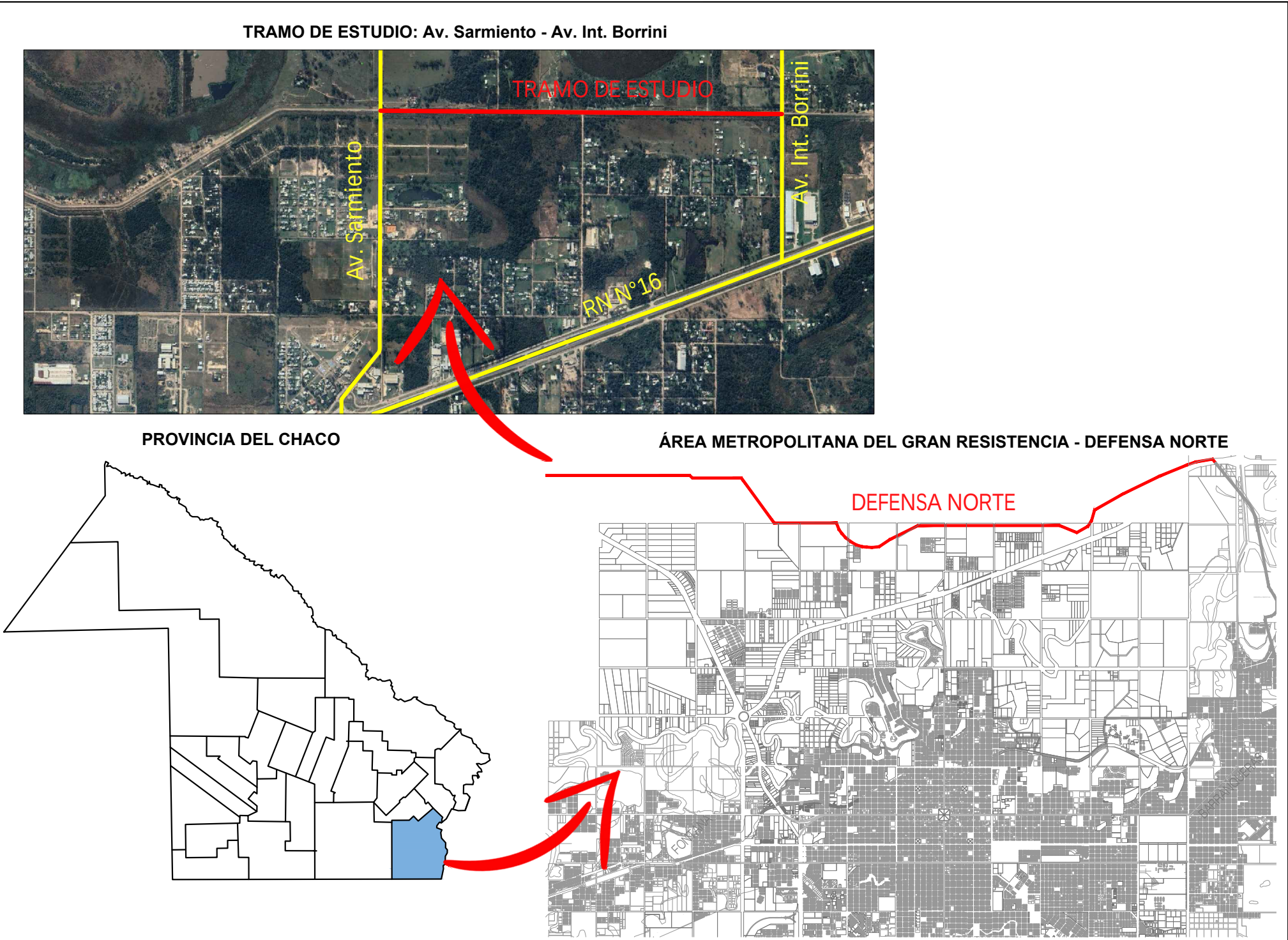
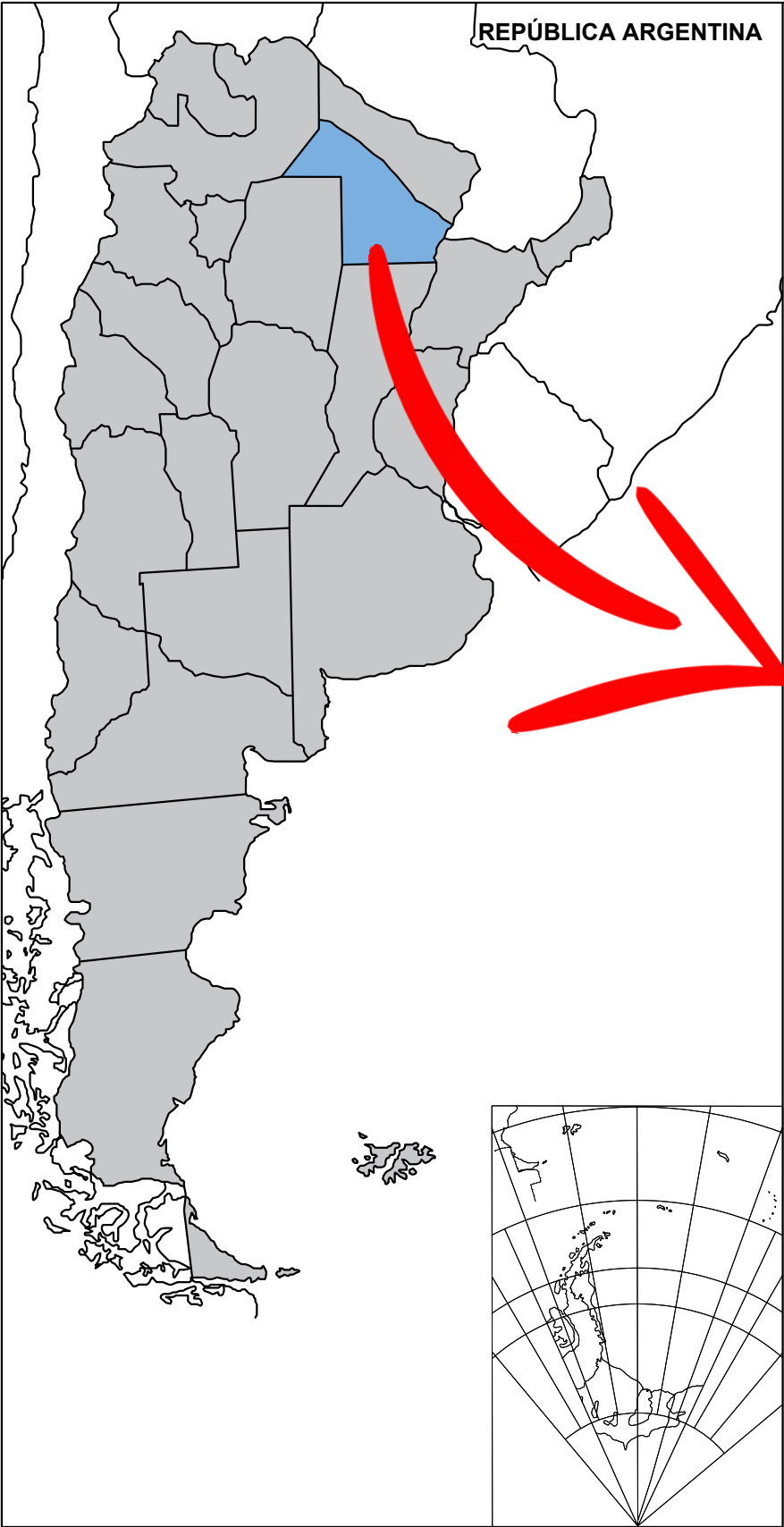
Plano N°31: "PERFIL TIPO PROYECTADO"

Plano N°32: "DETALLES DE LAS LUMINARIAS"

Plano N°33: "DETALLES DE LA DEFENSA VEHICULAR"

Plano N°34: "DETALLES JUNTA Y CORDÓN"

Plano N°35: "RESULTADOS VERIFICACIONES DEL MODELADO"

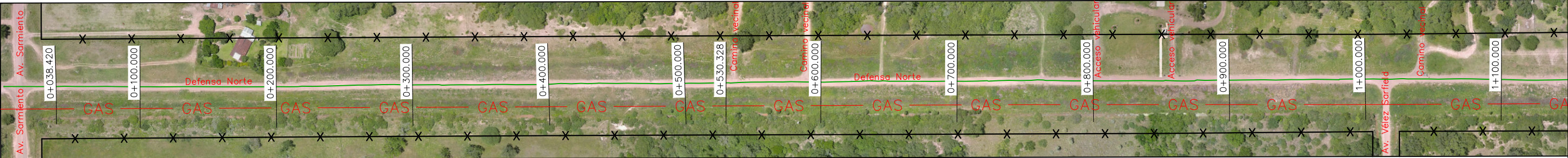


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

UBICACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

Integrantes: DEGREGORIO, Lucas MENDIVIL, Gonzalo YURKEVICH, Rodrigo	Plano N° 01
	Fecha: abril 2025
	Esc.: VARIAS



NOTAS:
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A COTA MOP.
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN.

BASE GPS

ESTE: 5605508,6310 m
NORTE: 6967134,6570 m
COTA: 54,148 m

REFERENCIAS:

PLANIMÉTRICAS:

- Eje longitudinal defensa
- Secciones transversales
- Gasoducto
- Alambrado

Construcción vecinal dentro de la zona de camino



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

VISTA EN PLANTA DESDE PROGRESIVA 0+000 A PROGRESIVA 1+000

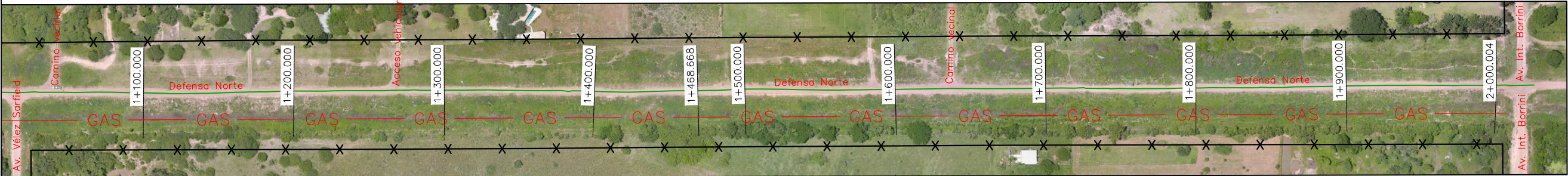
Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

Plano N° 02

Fecha: abril 2025

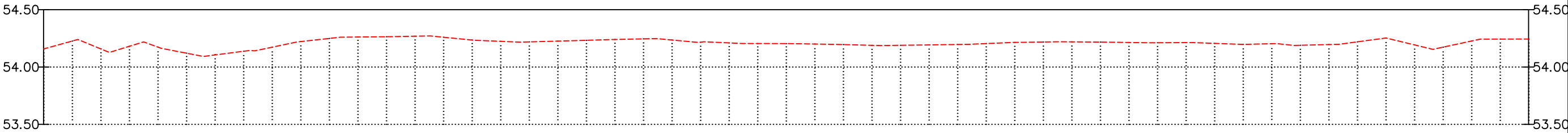
Esc.: 1:3000



NOTAS: LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A COTA MOP. LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN. BASE GPS ESTE: 5605508,6310 m NORTE: 6967134,6570 m COTA: 54,148 m	REFERENCIAS: PLANIMÉTRICAS: Eje longitudinal defensa Secciones transversales Gasoducto Alambrado ----- GAS x x x	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE FACULTAD DE INGENIERÍA TRABAJO FINAL ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA VISTA EN PLANTA DESDE PROGRESIVA 1+000 A PROGRESIVA 2+025 Integrantes: DEGREGORIO, Lucas MENDIVIL, Gonzalo YURKEVICH, Rodrigo Plano N° 03 Fecha: abril 2025 Esc.: 1:3000



PERFIL ALTIMÉTRICO



Progresiva	0+000	0+010	0+020	0+030	0+040	0+050	0+060	0+070	0+080	0+090	0+100	0+110	0+120	0+130	0+140	0+150	0+160	0+170	0+180	0+190	0+200	0+210	0+220	0+230	0+240	0+250	0+260
Coronamiento Existente	54.16	54.16	54.17	54.10	54.17	54.25	54.26	54.26	54.22	54.23	54.24	54.24	54.21	54.20	54.20	54.19	54.20	54.21	54.22	54.21	54.21	54.20	54.19	54.22	54.19	54.23	54.24

NOTAS:
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A COTA MOP.
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN.

BASE GPS

ESTE: 5605508,6310 m
NORTE: 6967134,6570 m
COTA: 54,148 m

REFERENCIAS:

PLANIMÉTRICAS:

Eje longitudinal defensa



Cota relevada



Construcción vecinal dentro de la zona de camino



ALTIMÉTRICAS:

Coronamiento existente



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 0+000
A PROGRESIVA 0+260

Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

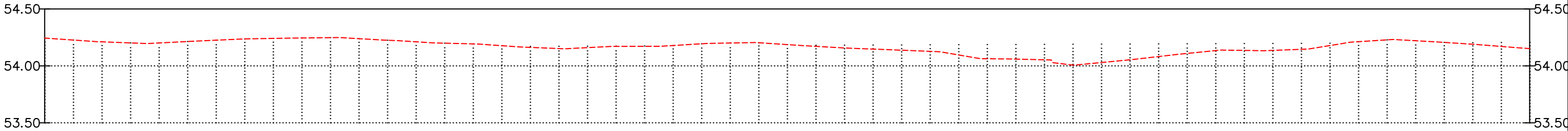
Plano N° 04

Fecha: abril 2025

Esc.: 1:750



PERFIL ALTIMÉTRICO



Progresiva	0+260	0+270	0+280	0+290	0+300	0+310	0+320	0+330	0+340	0+350	0+360	0+370	0+380	0+390	0+400	0+410	0+420	0+430	0+440	0+450	0+460	0+470	0+480	0+490	0+500	0+510	0+520
Coronamiento Existente	54.24	54.21	54.20	54.23	54.24	54.25	54.23	54.20	54.18	54.15	54.17	54.18	54.20	54.19	54.16	54.14	54.10	54.06	54.01	54.05	54.11	54.14	54.15	54.21	54.22	54.19	54.15

NOTAS:
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A COTA MOP.
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN.

BASE GPS

ESTE: 5605508,6310 m
NORTE: 6967134,6570 m
COTA: 54,148 m

REFERENCIAS:

PLANIMÉTRICAS:

Eje longitudinal defensa
Cota relevada

ALTIMÉTRICAS:

Coronamiento existente



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 0+260
A PROGRESIVA 0+520

Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

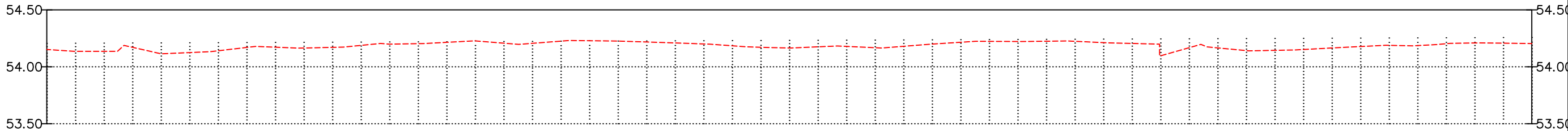
Plano N° 05

Fecha: abril 2025

Esc.: 1:750



PERFIL ALTIMÉTRICO



Progresiva	0+520	0+530	0+540	0+550	0+560	0+570	0+580	0+590	0+600	0+610	0+620	0+630	0+640	0+650	0+660	0+670	0+680	0+690	0+700	0+710	0+720	0+730	0+740	0+750	0+760	0+770	0+780
Coronamiento Existente	54.15	54.14	54.11	54.14	54.17	54.17	54.20	54.21	54.21	54.23	54.23	54.21	54.18	54.17	54.18	54.18	54.22	54.22	54.22	54.21	54.17	54.14	54.15	54.18	54.19	54.21	54.20

NOTAS:

LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A COTA MOP.

LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN.

BASE GPS

ESTE: 5605508,6310 m

NORTE: 6967134,6570 m

COTA: 54,148 m

REFERENCIAS:

PLANIMÉTRICAS:

Eje longitudinal defensa —

Cota relevada x

ALTIMÉTRICAS:

Coronamiento existente ---



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE

FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 0+520 A PROGRESIVA 0+780

Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

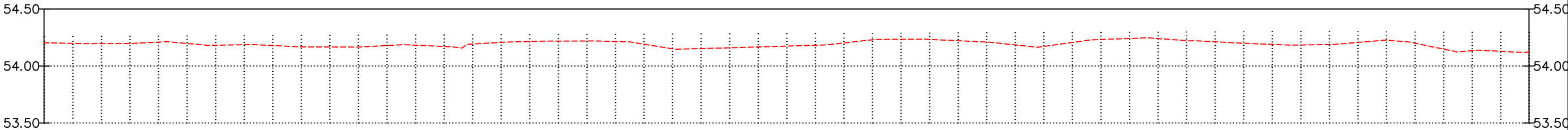
Plano N° 06

Fecha: abril 2025

Esc.: 1:750



PERFIL ALTIMÉTRICO



Progresiva	0+780	0+790	0+800	0+810	0+820	0+830	0+840	0+850	0+860	0+870	0+880	0+890	0+900	0+910	0+920	0+930	0+940	0+950	0+960	0+970	0+980	0+990	1+000	1+010	1+020	1+030	1+040
Coronamiento Existente	54.20	54.20	54.21	54.18	54.18	54.17	54.18	54.17	54.21	54.22	54.21	54.15	54.16	54.17	54.20	54.23	54.22	54.19	54.21	54.24	54.22	54.20	54.18	54.21	54.20	54.13	54.12

NOTAS:
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A COTA MOP.
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN.

BASE GPS

ESTE: 5605508,6310 m
NORTE: 6967134,6570 m
COTA: 54,148 m

REFERENCIAS:

PLANIMÉTRICAS:

Eje longitudinal defensa



ALTIMÉTRICAS:

Coronamiento existente



Cota relevada



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 0+780
A PROGRESIVA 1+040

Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

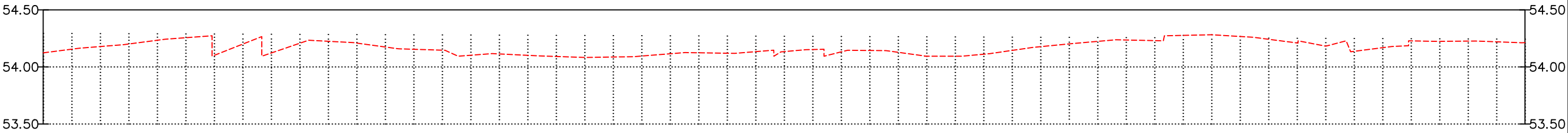
Plano N° 07

Fecha: abril 2025

Esc.: 1:750



PERFIL ALTIMÉTRICO



Progresiva	1+040	1+050	1+060	1+070	1+080	1+090	1+100	1+110	1+120	1+130	1+140	1+150	1+160	1+170	1+180	1+190	1+200	1+210	1+220	1+230	1+240	1+250	1+260	1+270	1+280	1+290	1+300
Coronamiento Existente	54.12	54.18	54.23	54.10	54.12	54.22	54.18	54.15	54.11	54.09	54.09	54.12	54.12	54.13	54.13	54.13	54.09	54.14	54.20	54.24	54.28	54.27	54.21	54.14	54.23	54.23	54.21

NOTAS:

LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A COTA MOP.

LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN.

BASE GPS

ESTE: 5605508,6310 m

NORTE: 6967134,6570 m

COTA: 54,148 m

REFERENCIAS:

PLANIMÉTRICAS:

Eje longitudinal defensa —

Cota relevada ×

ALTIMÉTRICAS:

Coronamiento existente ---



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE

FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 1+040 A PROGRESIVA 1+300

Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas

MENDIVIL, Gonzalo

YURKEVICH, Rodrigo

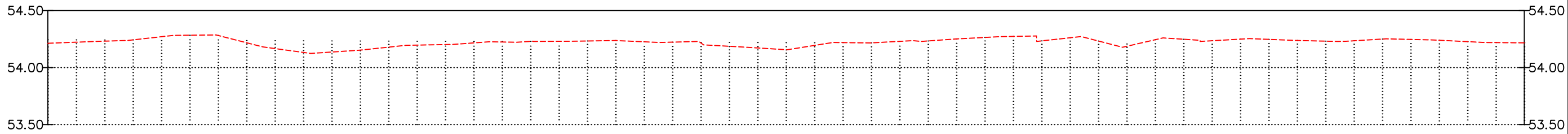
Plano N° 08

Fecha: abril 2025

Esc.: 1:750



PERFIL ALTIMÉTRICO



Progresiva	1+300	1+310	1+320	1+330	1+340	1+350	1+360	1+370	1+380	1+390	1+400	1+410	1+420	1+430	1+440	1+450	1+460	1+470	1+480	1+490	1+500	1+510	1+520	1+530	1+540	1+550	1+560
Coronamiento Existente	54.21	54.23	54.27	54.28	54.17	54.14	54.18	54.20	54.22	54.23	54.24	54.22	54.19	54.16	54.22	54.23	54.25	54.27	54.26	54.19	54.25	54.25	54.24	54.23	54.25	54.23	54.22

NOTAS:
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A COTA MOP.
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN.

BASE GPS	
ESTE:	5605508,6310 m
NORTE:	6967134,6570 m
COTA:	54,148 m

REFERENCIAS:

PLANIMÉTRICAS:

Eje longitudinal defensa —

Cota relevada ×

ALTIMÉTRICAS:

Coronamiento existente ---



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE

FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 1+300 A PROGRESIVA 1+560

Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

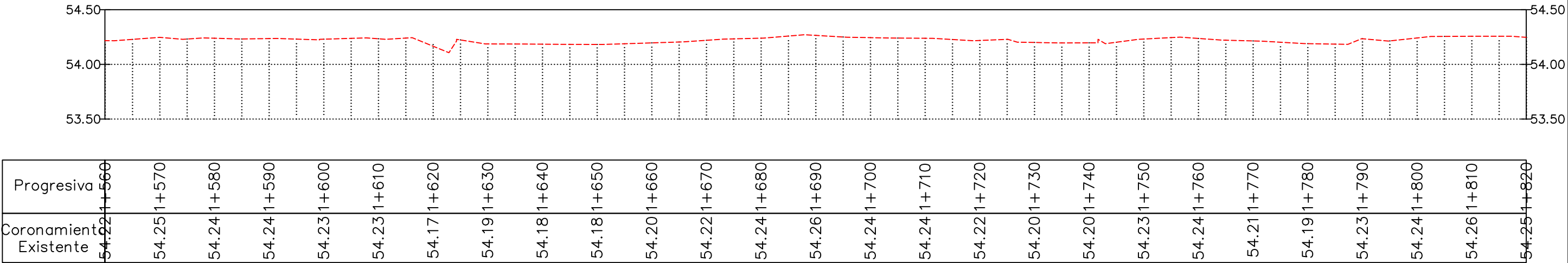
Plano N° 09

Fecha: abril 2025

Esc.: 1:750



PERFIL ALTIMÉTRICO



NOTAS:
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A COTA MOP.
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN.

BASE GPS	
ESTE:	5605508,6310 m
NORTE:	6967134,6570 m
COTA:	54,148 m

REFERENCIAS:

PLANIMÉTRICAS:

Eje longitudinal defensa —

Cota relevada ×

ALTIMÉTRICAS:

Coronamiento existente ---



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

PERFIL ALTIMÉTRICO DESDE PROGRESIVA 1+560 A PROGRESIVA 1+820

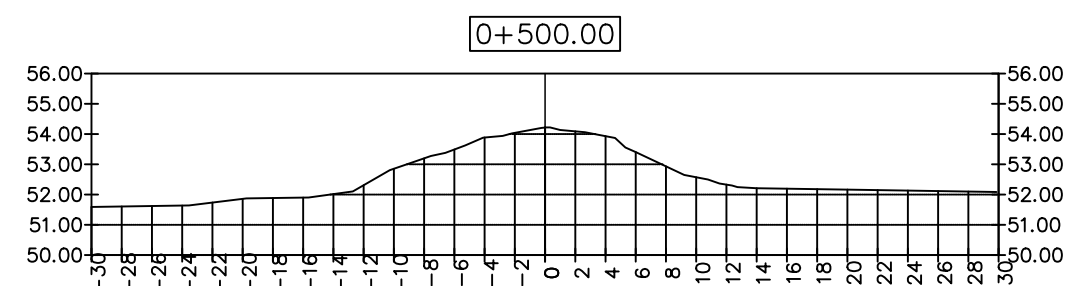
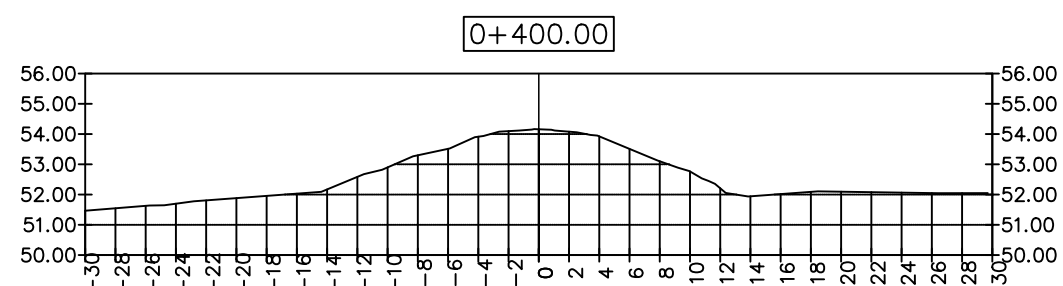
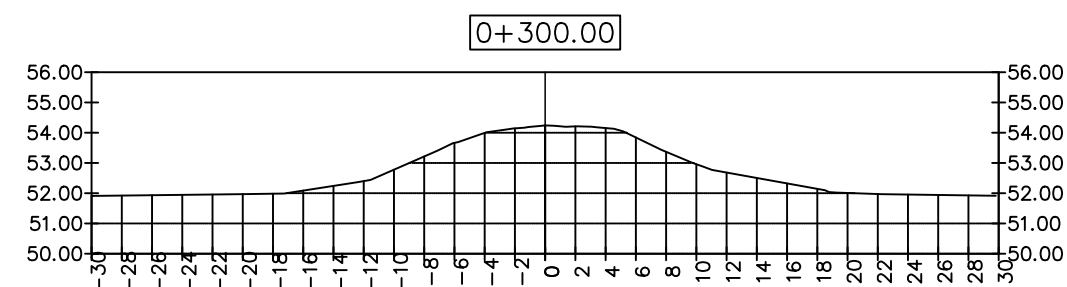
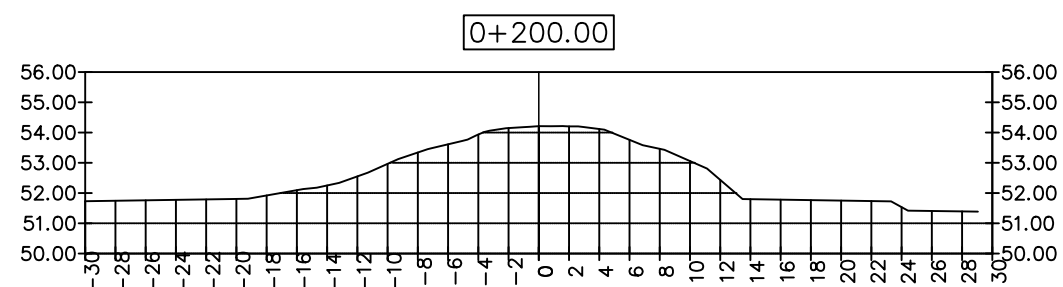
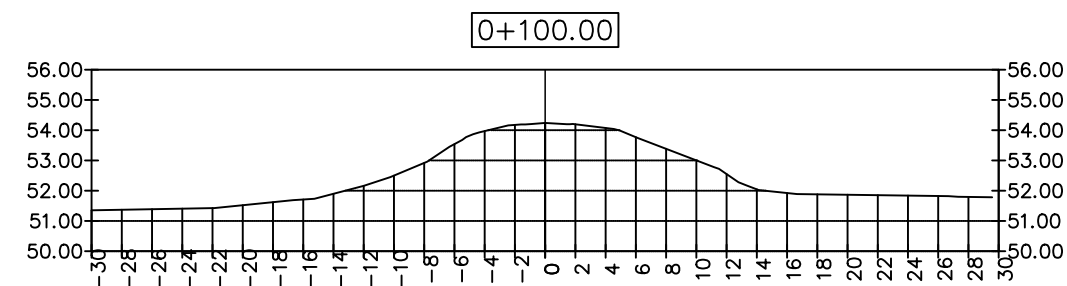
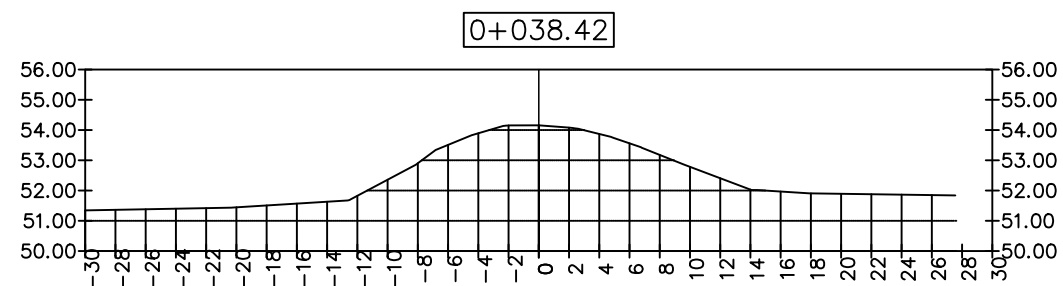
Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

Plano N° 10

Fecha: abril 2025

Esc.: 1:750



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

PERFILES TRANSVERSALES EXISTENTES DESDE
PROGRESIVA 0+000 A PROGRESIVA 0+500

Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

Plano N° 12

Fecha: abril 2025

Esc. V: 1:400

Esc. H: 1:500

REFERENCIAS:

ALTIMÉTRICAS:

Perfil existente



NOTAS:

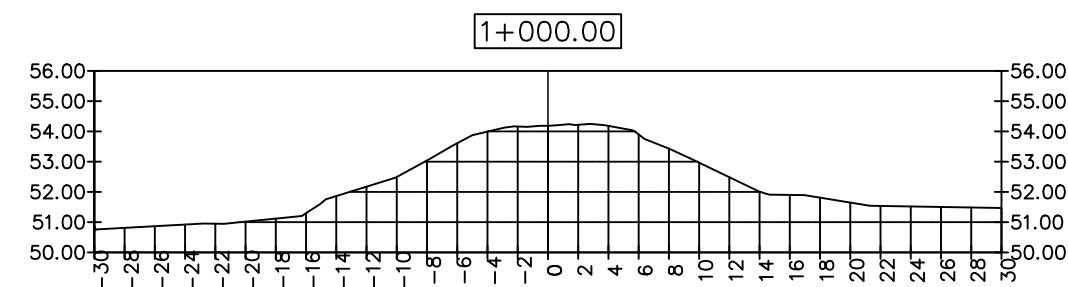
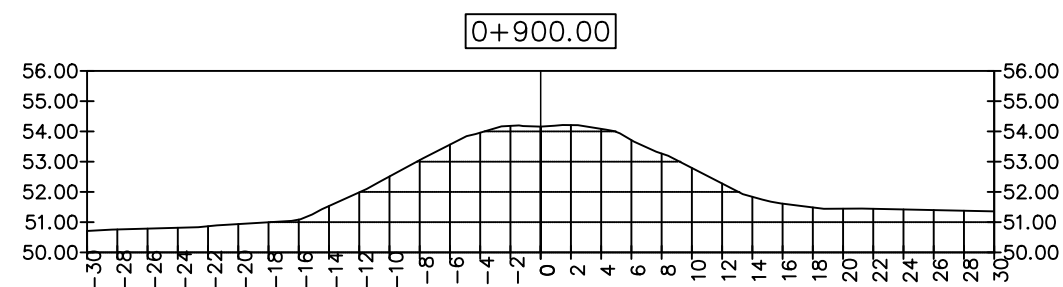
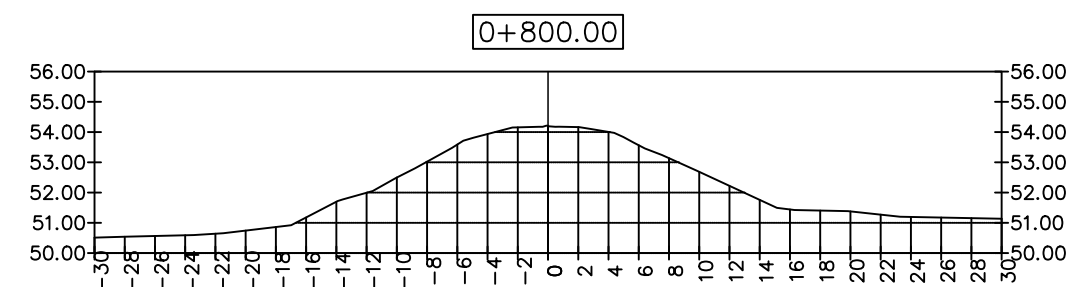
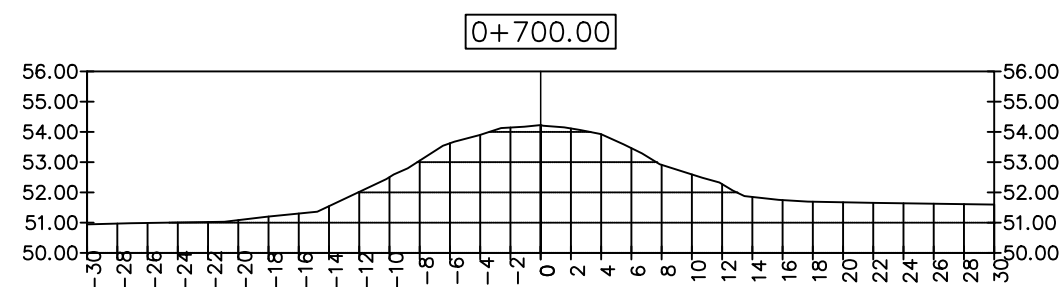
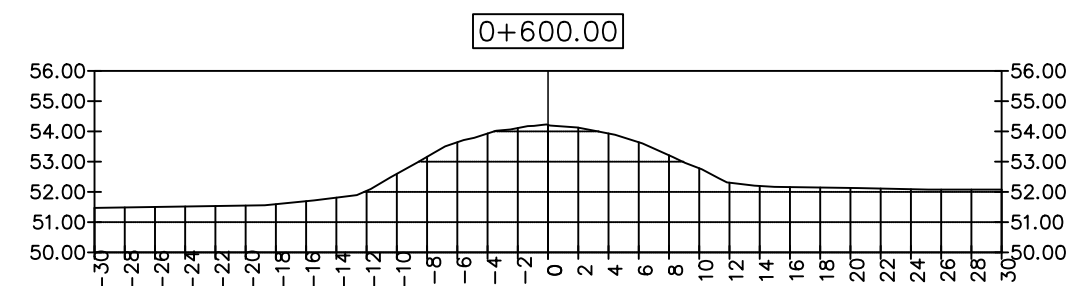
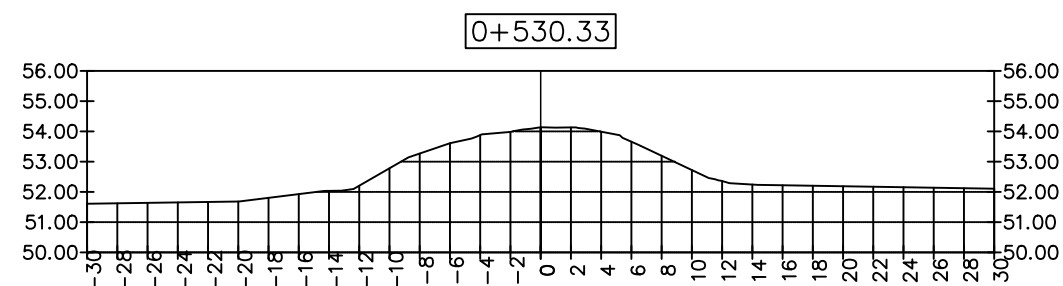
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS
A COTA MOP.
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN
METROS, SALVO INDICACIÓN.

BASE GPS

ESTE: 5605508,6310 m

NORTE: 6967134,6570 m

COTA: 54,148 m





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE

FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

PERFILES TRANSVERSALES EXISTENTES DESDE PROGRESIVA 0+500 A PROGRESIVA 1+000

Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas

MENDIVIL, Gonzalo

YURKEVICH, Rodrigo

Plano N° 13

Fecha: abril 2025

Esc. V: 1:400

Esc. H: 1:500

NOTAS:
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A COTA MOP.
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN.

BASE GPS

ESTE: 5605508,6310 m

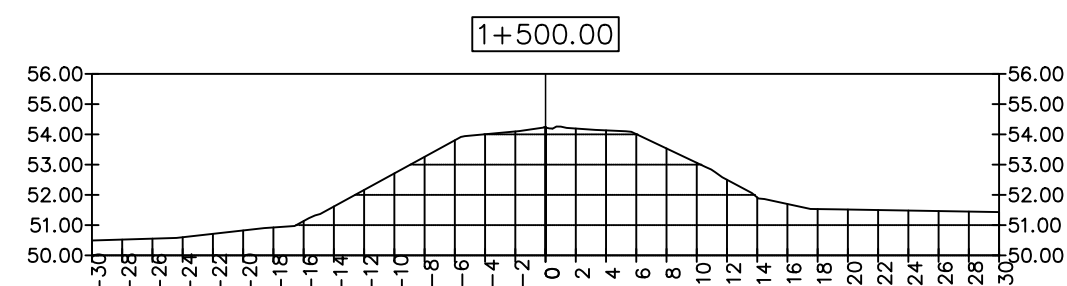
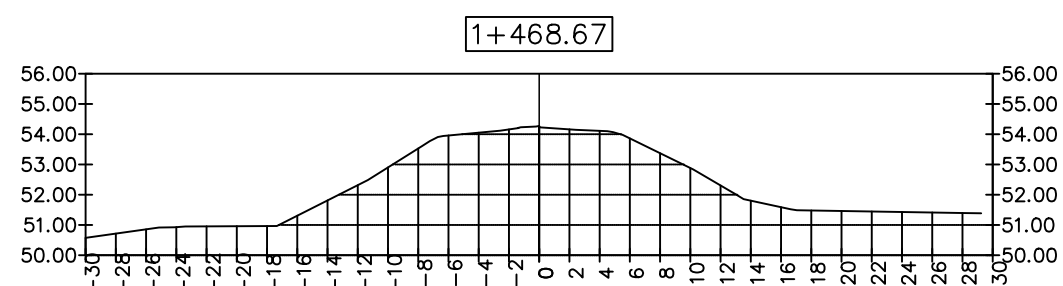
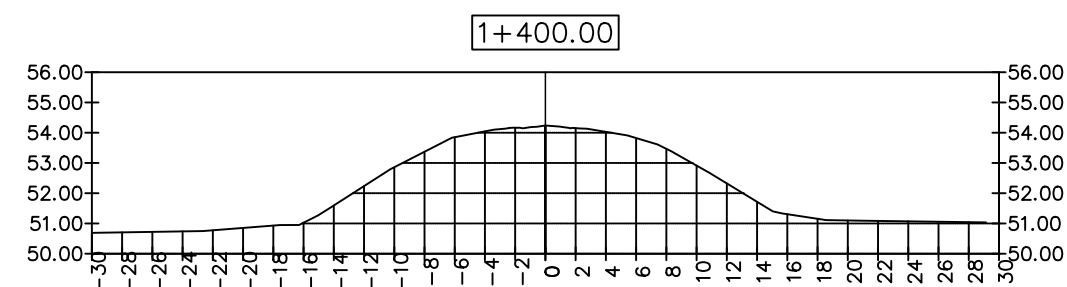
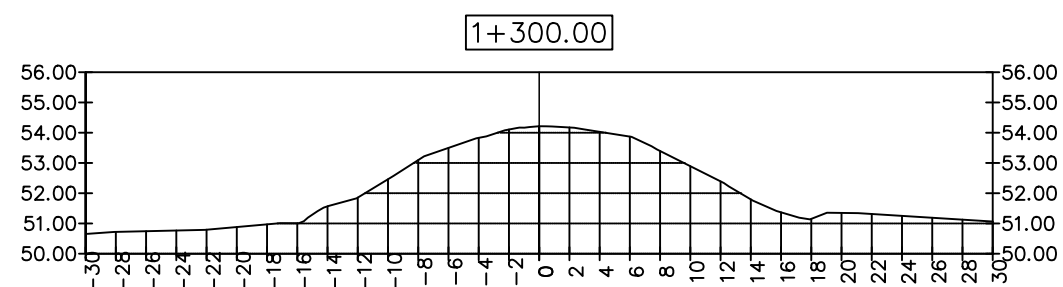
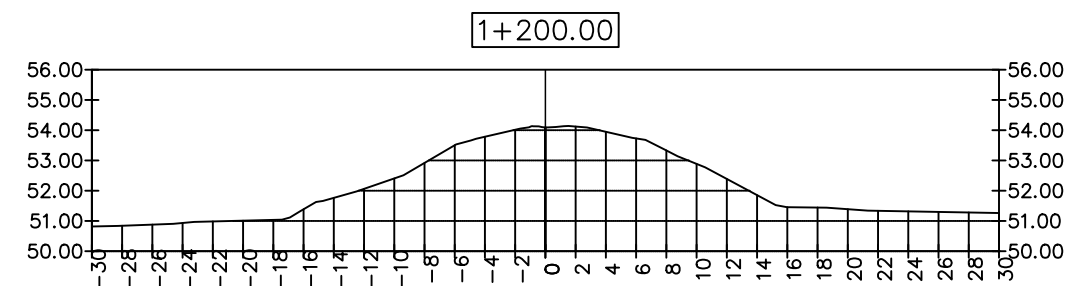
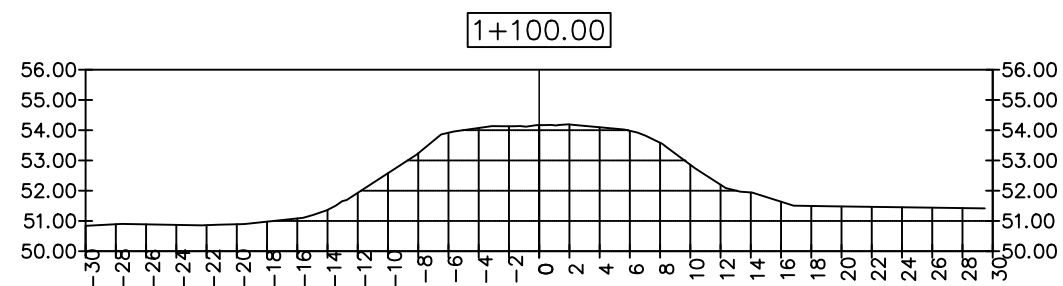
NORTE: 6967134,6570 m

COTA: 54,148 m

REFERENCIAS:

ALTIMÉTRICAS:

Perfil existente



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

PERFILES TRANSVERSALES EXISTENTES DESDE
PROGRESIVA 1+000 A PROGRESIVA 1+500

Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

Plano N° 14

Fecha: abril 2025

Esc. V: 1:400

Esc. H: 1:500

REFERENCIAS:

ALTIMÉTRICAS:

Perfil existente



NOTAS:

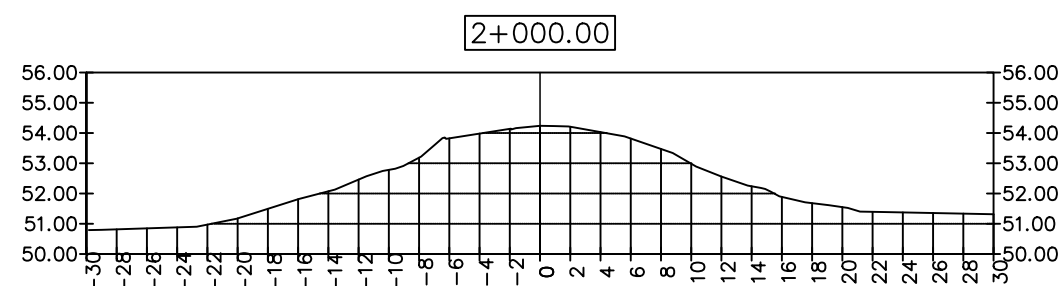
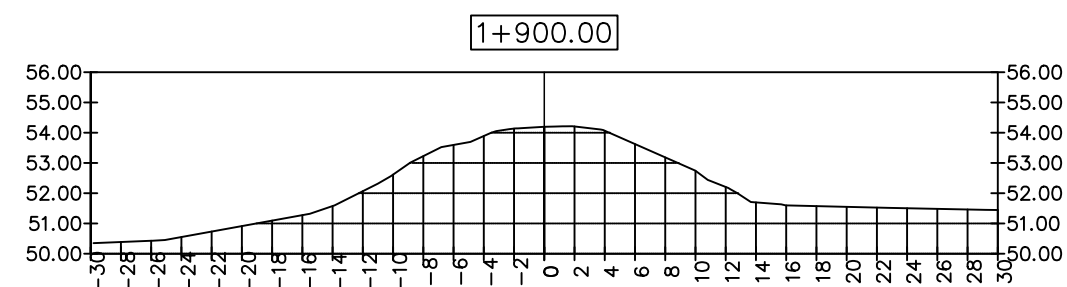
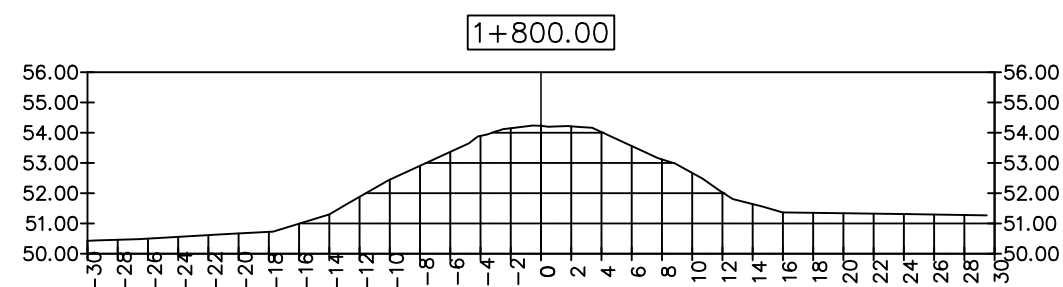
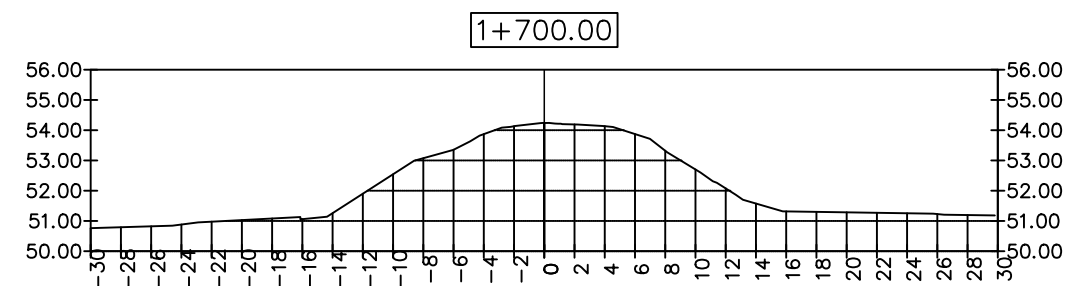
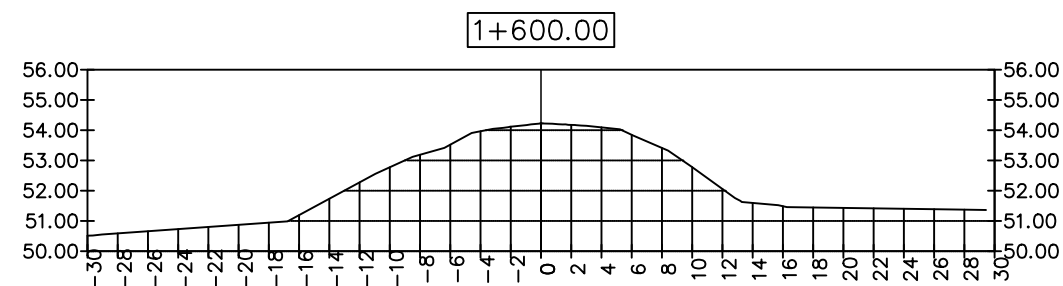
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS
A COTA MOP.
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN
METROS, SALVO INDICACIÓN.

BASE GPS

ESTE: 5605508,6310 m

NORTE: 6967134,6570 m

COTA: 54,148 m



REFERENCIAS:

ALTIMÉTRICAS:

Perfil existente



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

PERFILES TRANSVERSALES EXISTENTES DESDE
PROGRESIVA 1+500 A PROGRESIVA 2+000

Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

Plano N° 15

Fecha: abril 2025

Esc. V: 1:400

Esc. H: 1:500

NOTAS:

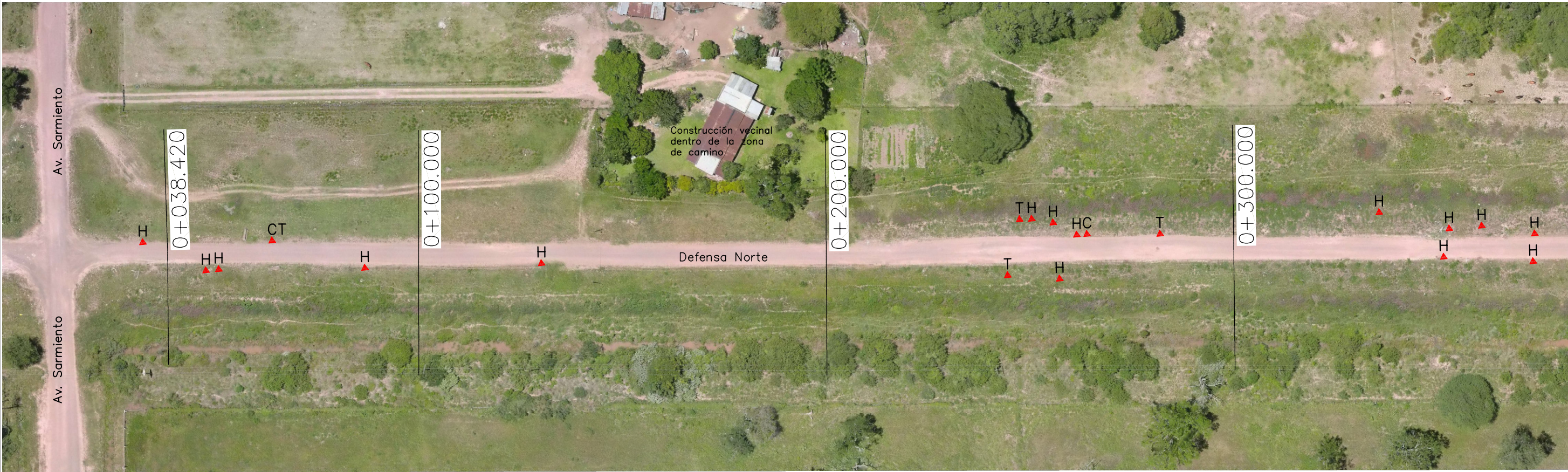
**LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS
A COTA MOP.
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN
METROS, SALVO INDICACIÓN.**

BASE GPS

ESTE: 5605508,6310 m

NORTE: 6967134,6570 m

COTA: 54,148 m



NOTAS:
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A COTA MOP.
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN.

BASE GPS

ESTE: 5605508,6310 m
NORTE: 6967134,6570 m
COTA: 54,148 m

REFERENCIAS:

Sección transversal	
Ubicación de patología	
Hundimiento	H
Cárcava	C
Turificación	T



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS
PROGRESIVA 0+000 A PROGRESIVA 0+300

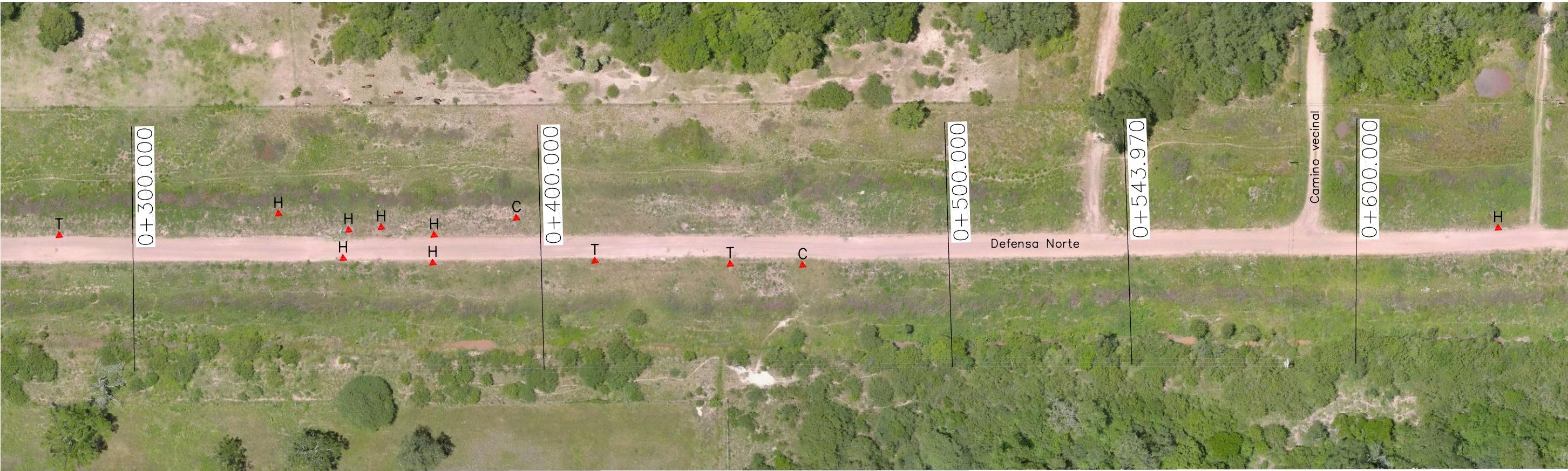
Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

Plano N° 16

Fecha: abril 2025

Esc.: 1:1000



NOTAS: LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A COTA MOP. LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN. BASE GPS ESTE: 5605508,6310 m NORTE: 6967134,6570 m COTA: 54,148 m	REFERENCIAS: Sección transversal Ubicación de patología Hundimiento Cárcava Turificación H C T	 UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE FACULTAD DE INGENIERÍA TRABAJO FINAL ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS PROGRESIVA 0+300 A PROGRESIVA 0+600 Integrantes: DEGREGORIO, Lucas MENDIVIL, Gonzalo YURKEVICH, Rodrigo		
		Plano N° 17 Fecha: abril 2025 Esc.: 1:1000		



NOTAS:
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A COTA MOP.
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN.

BASE GPS
ESTE: 5605508,6310 m
NORTE: 6967134,6570 m
COTA: 54,148 m

REFERENCIAS:	Sección transversal	
	Ubicación de patología	
	Hundimiento	H
	Cárcava	C
	Turificación	T



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS
PROGRESIVA 0+600 A PROGRESIVA 0+900

Integrantes: DEGREGORIO, Lucas MENDIVIL, Gonzalo YURKEVICH, Rodrigo	Plano N° 18
	Fecha: abril 2025
	Esc.: 1:1000



NOTAS:
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS
A COTA MOP.
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN
METROS, SALVO INDICACIÓN.

BASE GPS

ESTE: 5605508,6310 m

NORTE: 6967134,6570 m

COTA: 54,148 m

REFERENCIAS:

Sección transversal	
Ubicación de patología	
Hundimiento	H
Cárcava	C
Turificación	T



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS
PROGRESIVA 0+900 A PROGRESIVA 1+200

Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

Plano N° 19

Fecha: abril 2025

Esc.: 1:1000



NOTAS: LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A COTA MOP. LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN. BASE GPS ESTE: 5605508,6310 m NORTE: 6967134,6570 m COTA: 54,148 m	REFERENCIAS: Sección transversal Ubicación de patología Hundimiento Cárcava Turificación H C T	 UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE FACULTAD DE INGENIERÍA TRABAJO FINAL ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS PROGRESIVA 1+200 A PROGRESIVA 1+500 Integrantes: DEGREGORIO, Lucas MENDIVIL, Gonzalo YURKEVICH, Rodrigo	



NOTAS:
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS
A COTA MOP.
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN
METROS, SALVO INDICACIÓN.

BASE GPS

ESTE: 5605508,6310 m
NORTE: 6967134,6570 m
COTA: 54,148 m

REFERENCIAS:

Sección transversal	
Ubicación de patología	
Hundimiento	H
Cárcava	C
Turificación	T



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

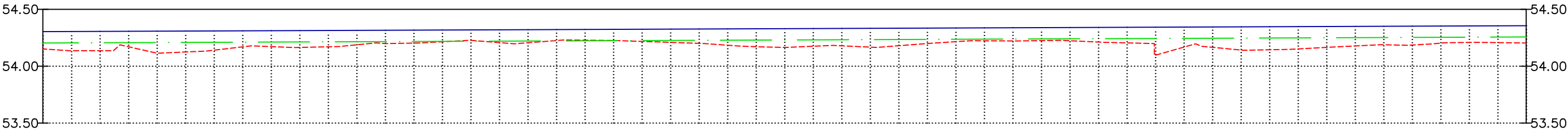
UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS
PROGRESIVA 1+500 A PROGRESIVA 1+800

Integrantes:
DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

Plano N° 21
Fecha: abril 2025
Esc.: 1:1000



NOTAS: LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A COTA MOP. LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN. BASE GPS ESTE: 5605508,6310 m NORTE: 6967134,6570 m COTA: 54,148 m	REFERENCIAS: Sección transversal Ubicación de patología Hundimiento Cárcava Turificación  H C T	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE FACULTAD DE INGENIERÍA TRABAJO FINAL	
		ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA	
		UBICACIÓN DE PATOLOGÍAS	
		PROGRESIVA 1+800 A PROGRESIVA 2+000	
		Integrantes: DEGREGORIO, Lucas MENDIVIL, Gonzalo YURKEVICH, Rodrigo	Plano N° 22 Fecha: abril 2025 Esc.: 1:1000



Progresiva	520	530	540	550	560	570	580	590	600	610	620	630	640	650	660	670	680	690	700	710	720	730	740	750	760	770	780
Coronamiento Existente	54.15	54.14	54.11	54.14	54.17	54.17	54.20	54.21	54.21	54.23	54.23	54.21	54.18	54.17	54.18	54.18	54.22	54.22	54.22	54.21	54.17	54.14	54.15	54.18	54.19	54.21	54.20
Coronamiento Proyectoado	54.20	54.31	54.31	54.31	54.31	54.31	54.32	54.32	54.32	54.32	54.32	54.33	54.33	54.33	54.33	54.33	54.34	54.34	54.34	54.34	54.34	54.35	54.35	54.35	54.35	54.35	54.36
Rasante eje de calzada	54.20	54.21	54.21	54.21	54.21	54.21	54.22	54.22	54.22	54.22	54.22	54.23	54.23	54.23	54.23	54.23	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.25	54.25	54.25	54.25	54.26	54.26

NOTAS
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A LAS COORDENDAS DE GPS
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACION

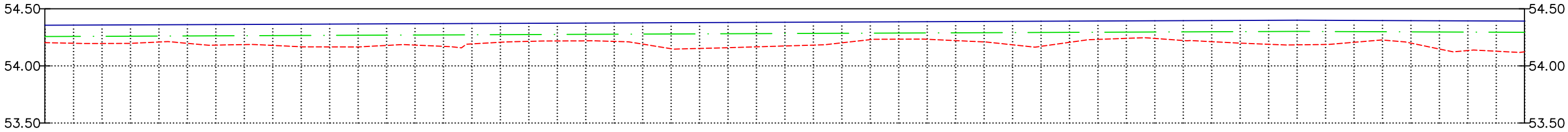
BASE GPS
ESTE: 5605508,6310 m
NORTE: 6967134,6570 m
COTA: 54,148 m

REFERENCIAS:
PLANIMÉTRICAS:
Pavimento proyectado
Imbonal proyectado
Canal de vinculación proyectado
Canal lateral proyectado
Gasoducto
Alambrado
Escurrimiento

ALTIMÉTRICAS:
Coronamiento existente
Coronamiento proyectado
Rasante eje de calzada

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL
ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA
PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 0+520 A PROGRESIVA 0+780
Integrantes:
DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

Plano N° 25
Fecha: abril 2025
Esc.: 1:750



Progresiva	0+780	0+790	0+800	0+810	0+820	0+830	0+840	0+850	0+860	0+870	0+880	0+890	0+900	0+910	0+920	0+930	0+940	0+950	0+960	0+970	0+980	0+990	1+000	1+010	1+020	1+030	1+040
Coronamiento Existente	54.20	54.20	54.21	54.18	54.18	54.17	54.18	54.17	54.21	54.22	54.21	54.15	54.16	54.17	54.20	54.23	54.22	54.19	54.21	54.24	54.22	54.20	54.18	54.21	54.20	54.13	54.12
Coronamiento Proyectado	54.26	54.36	54.36	54.36	54.36	54.37	54.37	54.37	54.37	54.37	54.38	54.38	54.38	54.38	54.38	54.39	54.39	54.39	54.39	54.39	54.40	54.40	54.40	54.40	54.40	54.39	54.39
Rasante eje de calzada	54.26	54.26	54.26	54.26	54.27	54.27	54.27	54.27	54.27	54.28	54.28	54.28	54.28	54.28	54.29	54.29	54.29	54.29	54.29	54.30	54.30	54.30	54.30	54.30	54.30	54.30	54.29

NOTAS
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A LAS COORDENADAS DE GPS
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACION

BASE GPS
ESTE: 5605508,6310 m
NORTE: 6967134,6570 m
COTA: 54,148 m

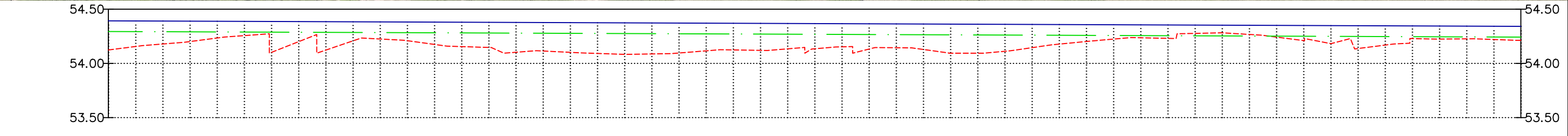
REFERENCIAS:
PLANIMÉTRICAS:
Pavimento proyectado
Imbonal proyectado
Canal de vinculación proyectado
Canal lateral proyectado
Gasoducto
Alambrado
Escurrimiento

ALTIMÉTRICAS:
Coronamiento existente
Coronamiento proyectado
Rasante eje de calzada

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL
ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA
PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 0+780 A PROGRESIVA 1+040

Integrantes:
DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

Plano N° 26
Fecha: abril 2025
Esc.: 1:750



Progresiva	1+040	1+050	1+060	1+070	1+080	1+090	1+100	1+110	1+120	1+130	1+140	1+150	1+160	1+170	1+180	1+190	1+200	1+210	1+220	1+230	1+240	1+250	1+260	1+270	1+280	1+290	1+300
Coronamiento Existente	54.29	54.39	54.23	54.10	54.12	54.22	54.18	54.15	54.11	54.09	54.09	54.12	54.12	54.13	54.13	54.13	54.09	54.14	54.20	54.24	54.28	54.27	54.21	54.14	54.23	54.23	54.21
Coronamiento Proyectado	54.29	54.39	54.39	54.39	54.38	54.38	54.38	54.38	54.38	54.37	54.37	54.37	54.37	54.37	54.36	54.36	54.36	54.36	54.36	54.36	54.35	54.35	54.35	54.35	54.35	54.34	54.34
Rasante eje de calzada	54.29	54.29	54.29	54.29	54.29	54.28	54.28	54.28	54.28	54.28	54.27	54.27	54.27	54.27	54.27	54.26	54.26	54.26	54.26	54.26	54.26	54.25	54.25	54.25	54.25	54.25	54.24

NOTAS
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A LAS COORDENDAS DE GPS
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACION

BASE GPS
ESTE: 5605508,6310 m
NORTE: 6967134,6570 m
COTA: 54,148 m

REFERENCIAS:
PLANIMÉTRICAS:
Pavimento proyectado
Imbonal proyectado
Canal de vinculación proyectado
Canal lateral proyectado
Gasoducto
Alambrado
Escurrimiento

ALTIMÉTRICAS:
Coronamiento existente
Coronamiento proyectado
Rasante eje de calzada

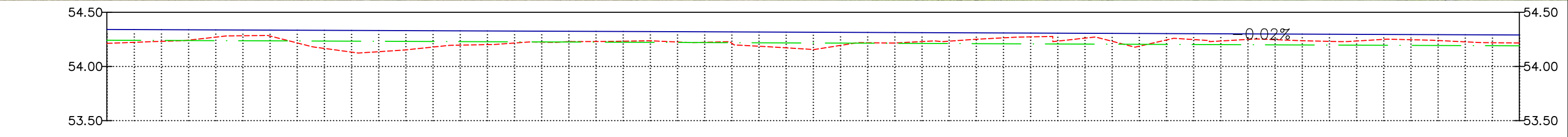
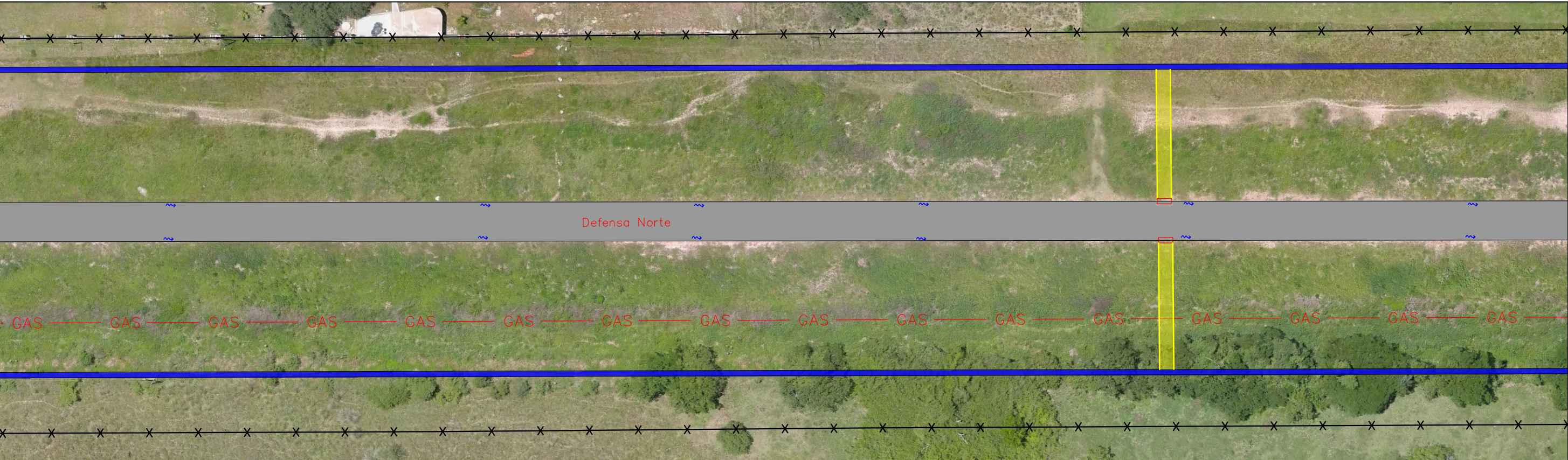


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA
PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 1+040 A PROGRESIVA 1+300

Integrantes:
DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

Plano N° 27
Fecha: abril 2025
Esc.: 1:750



Progresiva	1+300	1+310	1+320	1+330	1+340	1+350	1+360	1+370	1+380	1+390	1+400	1+410	1+420	1+430	1+440	1+450	1+460	1+470	1+480	1+490	1+500	1+510	1+520	1+530	1+540	1+550	1+560
Coronamiento Existente	54.21	54.23	54.27	54.28	54.17	54.14	54.18	54.20	54.22	54.23	54.24	54.22	54.19	54.16	54.22	54.23	54.25	54.27	54.26	54.19	54.25	54.25	54.24	54.23	54.25	54.23	54.22
Coronamiento Projectado	54.24	54.34	54.34	54.34	54.33	54.33	54.33	54.33	54.33	54.32	54.32	54.32	54.32	54.32	54.31	54.31	54.31	54.31	54.31	54.30	54.30	54.30	54.30	54.30	54.29	54.29	54.29
Rasante eje de calzada	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.23	54.23	54.23	54.23	54.23	54.22	54.22	54.22	54.22	54.22	54.21	54.21	54.21	54.21	54.21	54.20	54.20	54.20	54.20	54.20	54.19	54.19

NOTAS
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A LAS COORDENADAS DE GPS
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACION

BASE GPS
ESTE: 5605508,6310 m
NORTE: 6967134,6570 m
COTA: 54,148 m

REFERENCIAS:
PLANIMÉTRICAS:
Pavimento proyectado
Imbonal proyectado
Canal de vinculación proyectado
Canal lateral proyectado
Gasoducto
Alambrado
Escurrimiento

ALTIMÉTRICAS:
Coronamiento existente
Coronamiento proyectado
Rasante eje de calzada

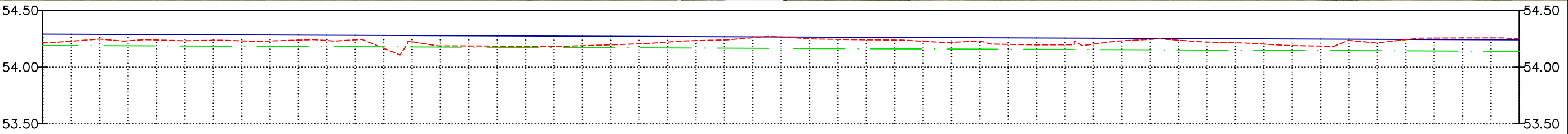


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL
ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA
PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 1+300 A PROGRESIVA 1+560
Integrantes:
DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

Plano N° 28

Fecha: abril 2025

Esc.: 1:750



Progresiva	560	570	580	590	600	610	620	630	640	650	660	670	680	690	700	710	720	730	740	750	760	770	780	790	800	810	820
Coronamiento Existente	54.22	54.25	54.24	54.24	54.23	54.23	54.17	54.19	54.18	54.18	54.20	54.22	54.24	54.26	54.24	54.24	54.22	54.20	54.20	54.23	54.24	54.21	54.19	54.23	54.24	54.26	54.25
Coronamiento Proyectoado	54.19	54.29	54.29	54.28	54.28	54.28	54.28	54.28	54.28	54.27	54.27	54.27	54.27	54.27	54.26	54.26	54.26	54.26	54.26	54.25	54.25	54.25	54.25	54.25	54.24	54.24	54.24
Rasante eje de calzada	54.19	54.19	54.19	54.19	54.18	54.18	54.18	54.18	54.18	54.17	54.17	54.17	54.17	54.17	54.17	54.16	54.16	54.16	54.16	54.16	54.15	54.15	54.15	54.15	54.15	54.14	54.14

NOTAS
LAS COTAS DE NIVEL REFERIDAS A LAS COORDENDAS DE GPS
LAS MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACION

BASE GPS
ESTE: 5605508,6310 m
NORTE: 6967134,6570 m
COTA: 54,148 m

REFERENCIAS:
PLANIMÉTRICAS:
Pavimento proyectado
Imbonal proyectado
Canal de vinculación proyectado
Canal lateral proyectado
Gasoducto
Alambrado
Escurrimiento

ALTIMÉTRICAS:
Coronamiento existente
Coronamiento proyectado
Rasante eje de calzada

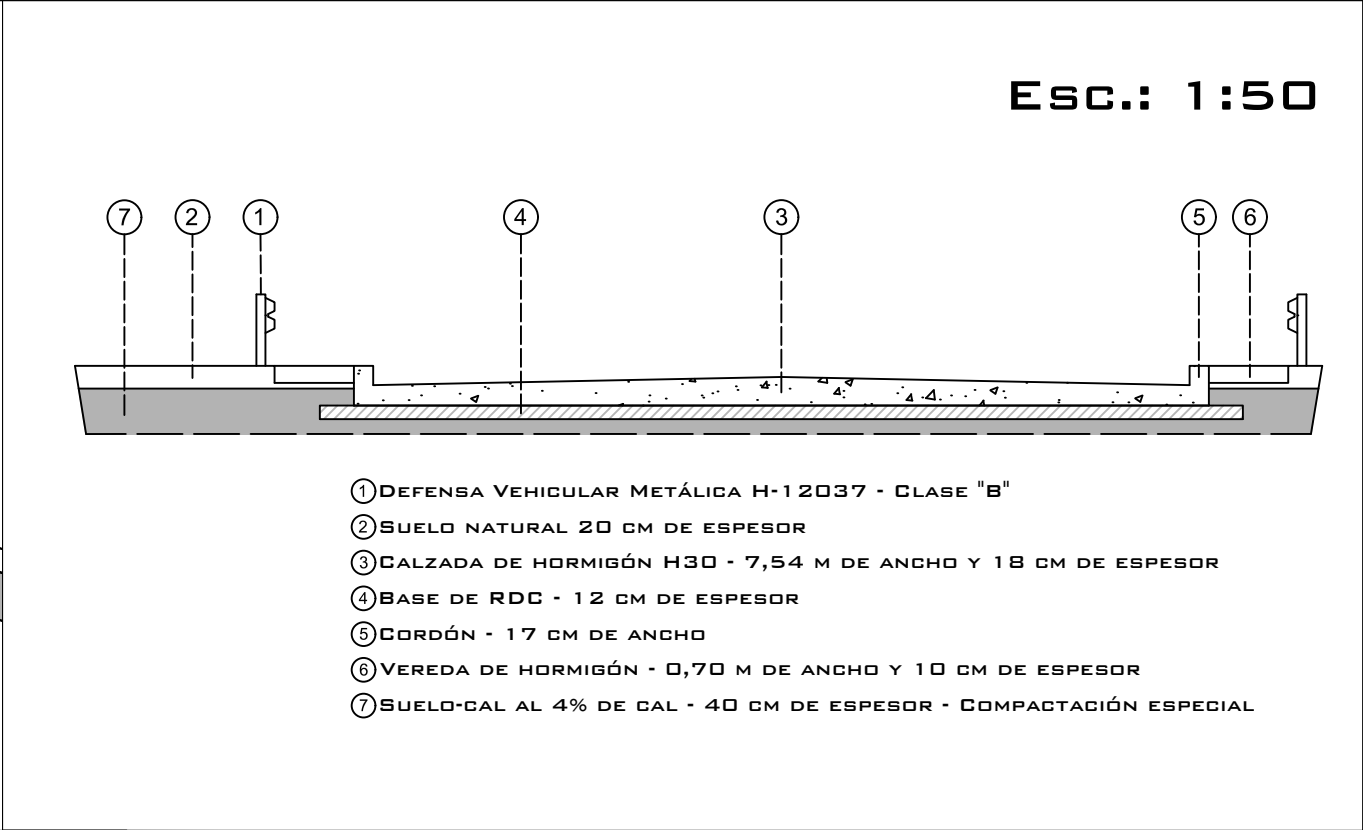
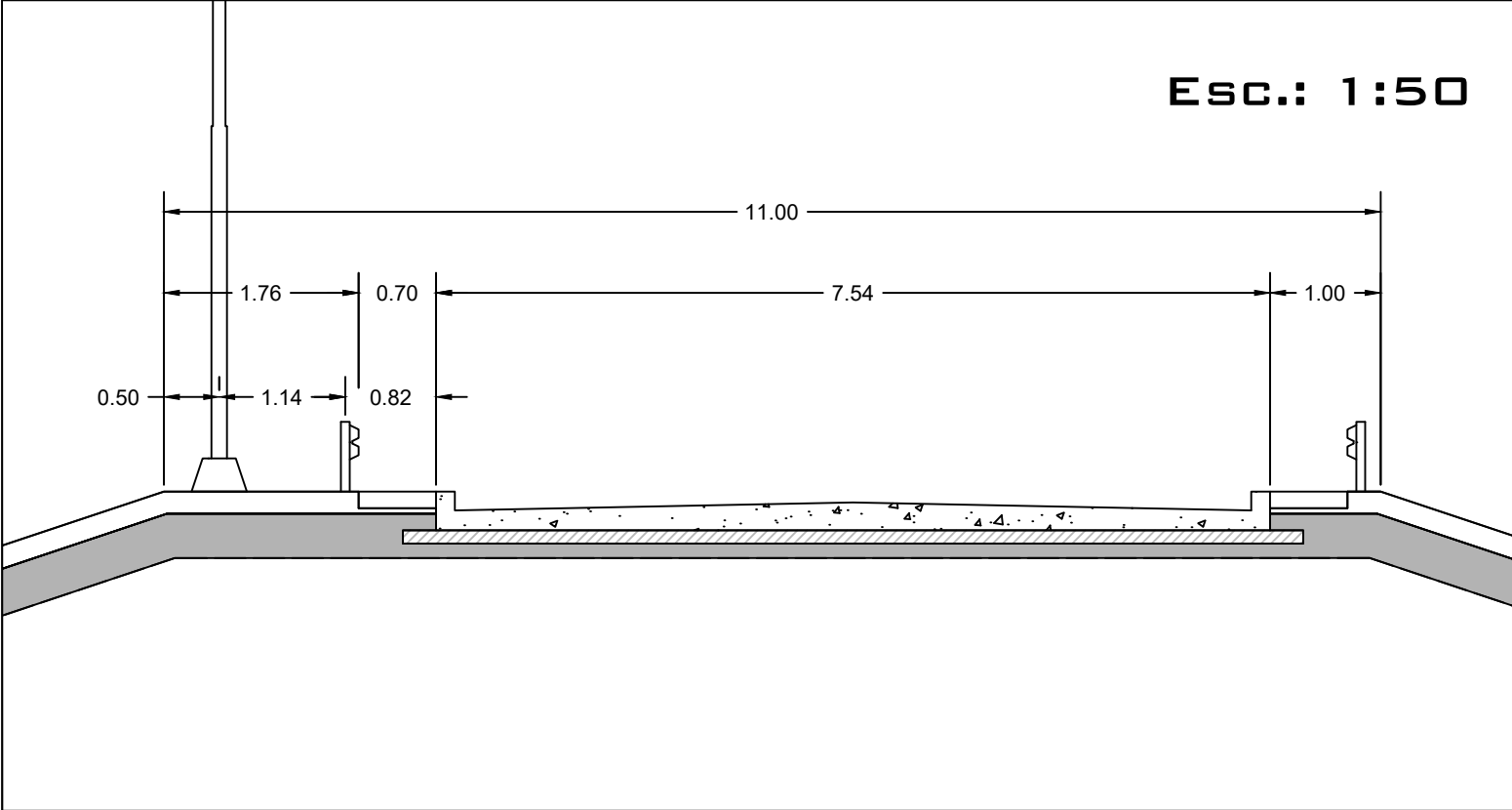
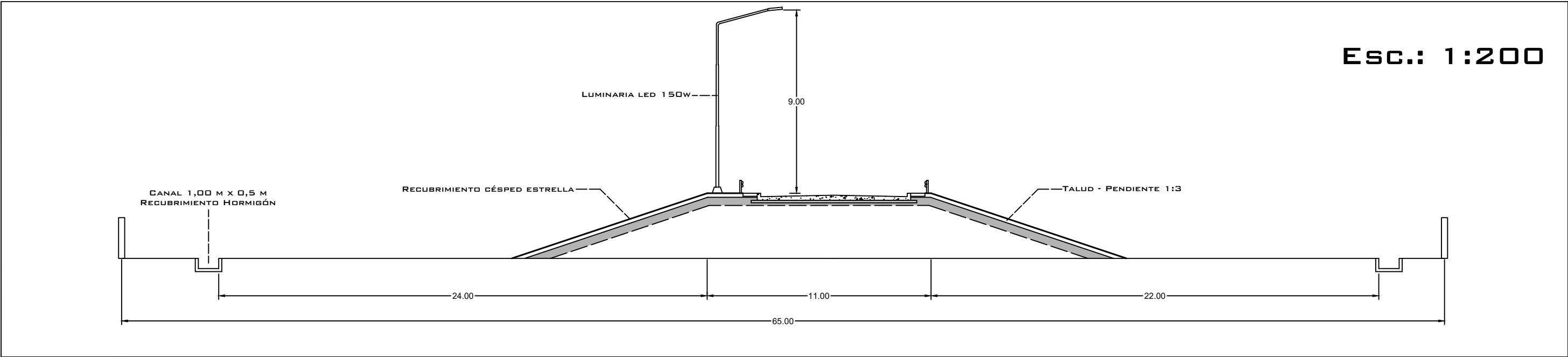


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

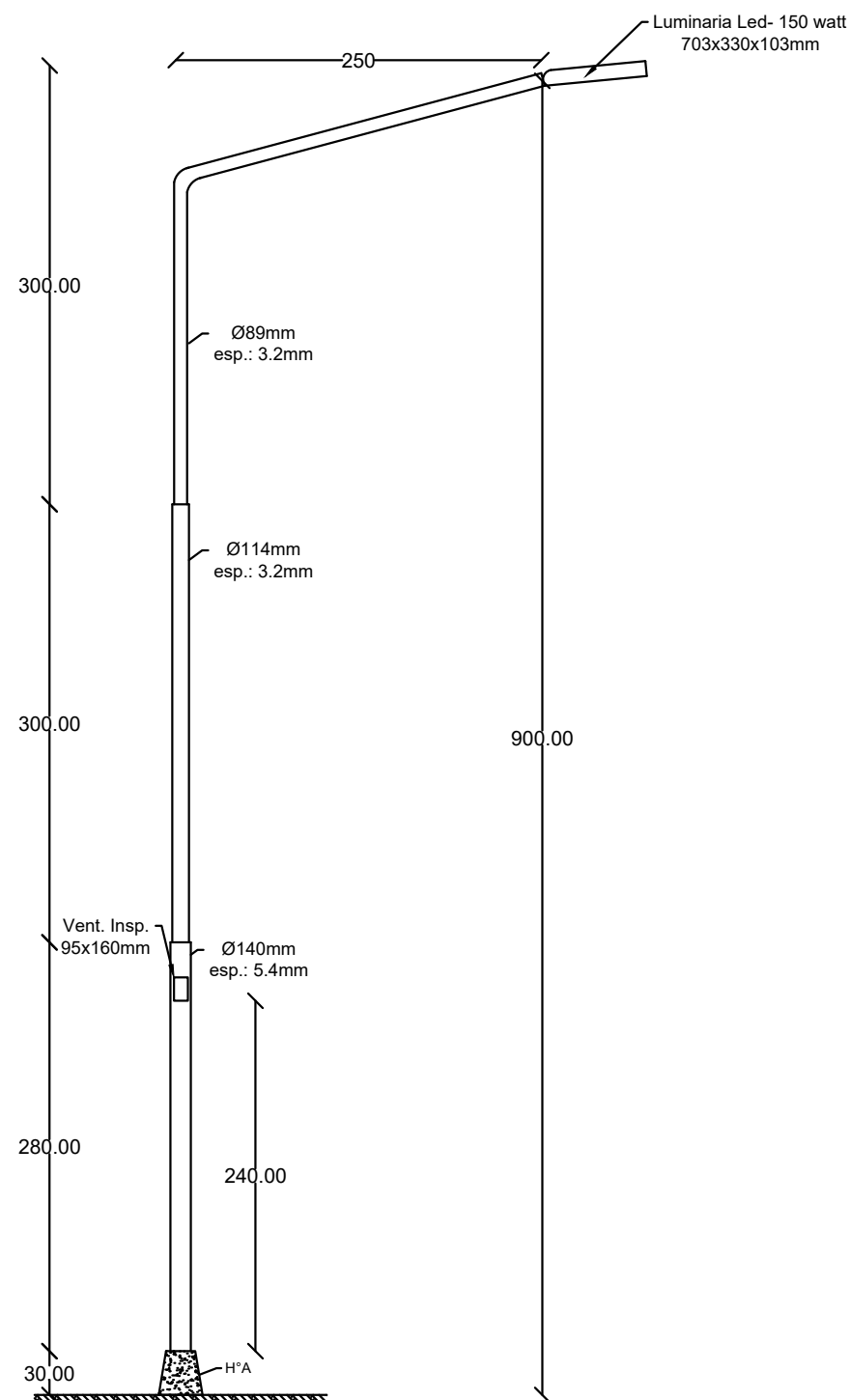
ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA
PAVIMENTO PROYECTADO DESDE PROGRESIVA 1+560 A PROGRESIVA 1+820

Integrantes:
DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

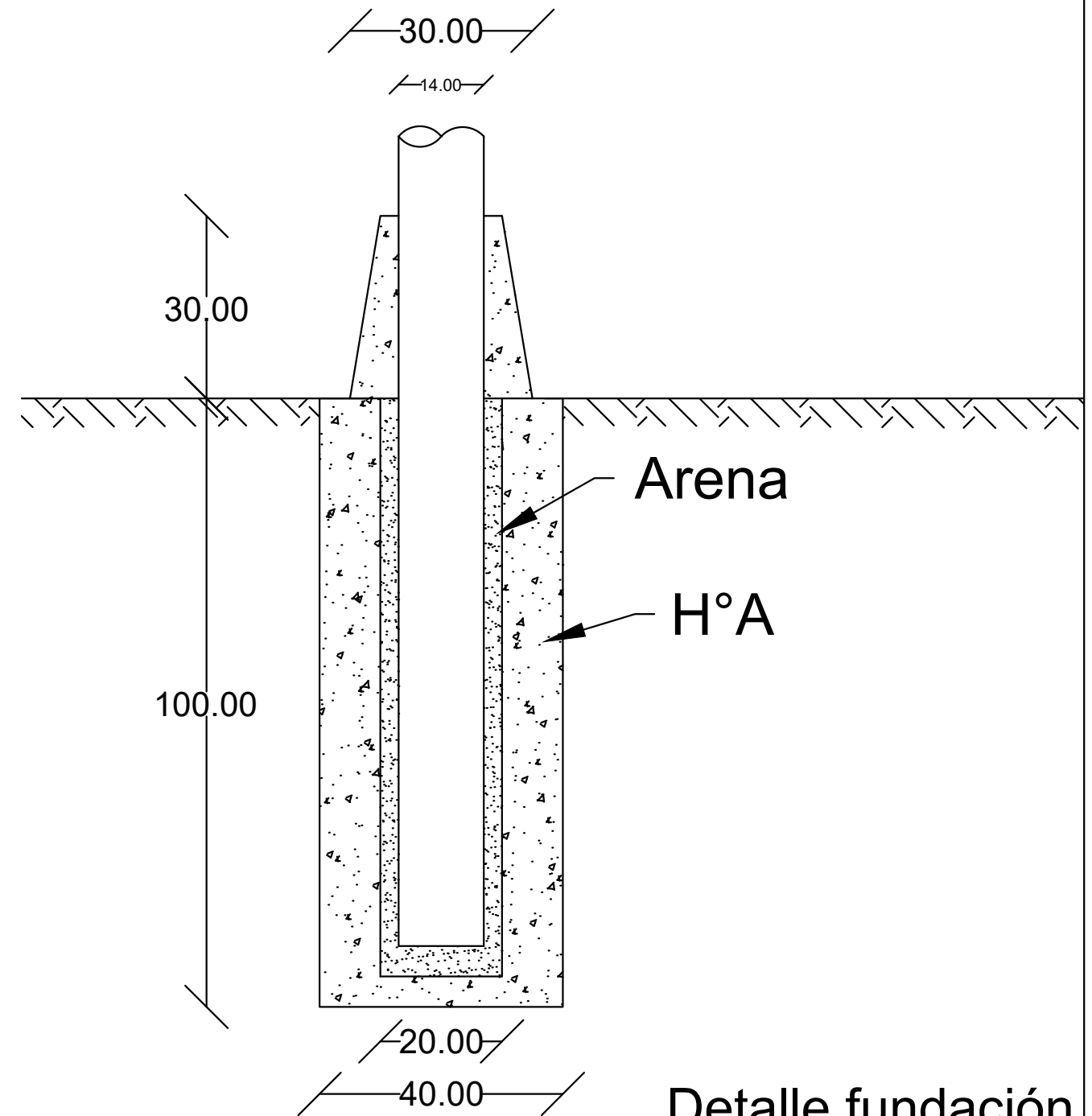
Plano N° 29
Fecha: abril 2025
Esc.: 1:750



	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE	
	FACULTAD DE INGENIERÍA	
	TRABAJO FINAL	
	ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA	
PERFIL TIPO PROYECTADO		
<u>Integrantes:</u> DEGREGORIO, Lucas MENDIVIL, Gonzalo YURKEVICH, Rodrigo	Plano N° 31	
	Fecha: abril 2025	
	Esc.: Varias	



Detalle luminaria
Esc.: 1:50



Detalle fundación
Esc.: 1:10



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

DETALLES DE LAS LUMINARIAS

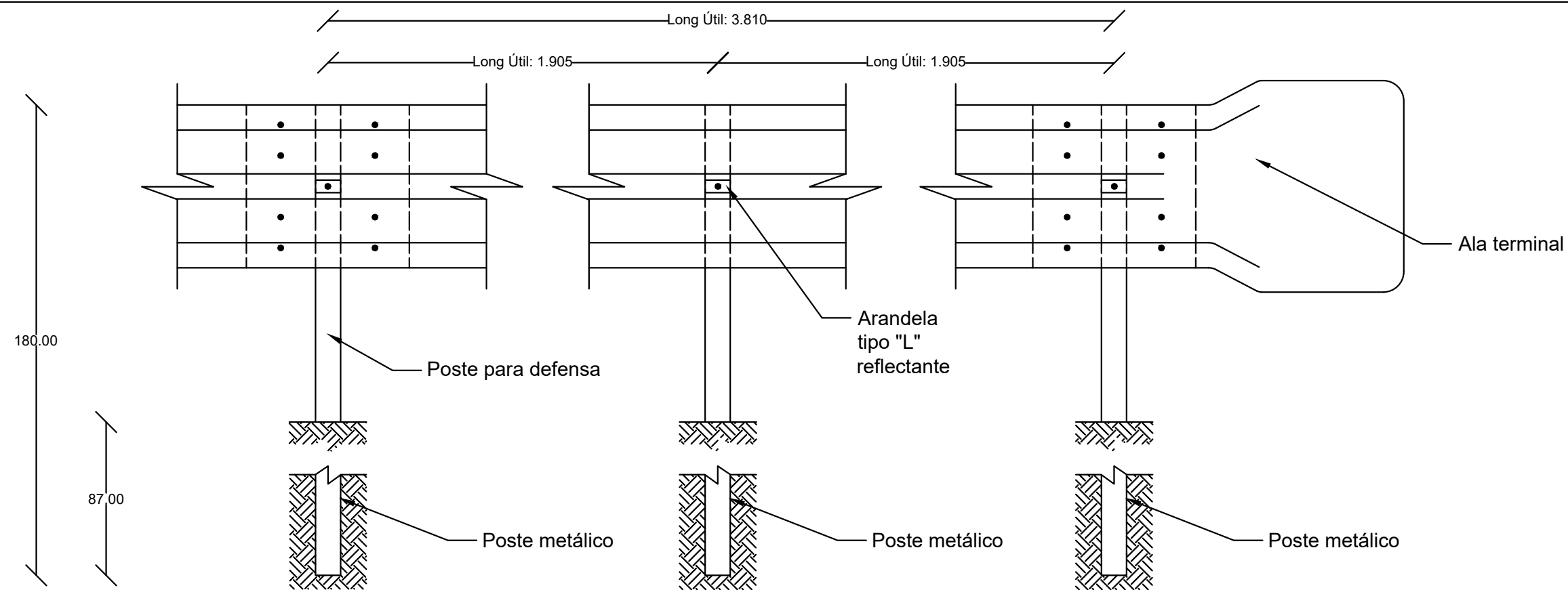
Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

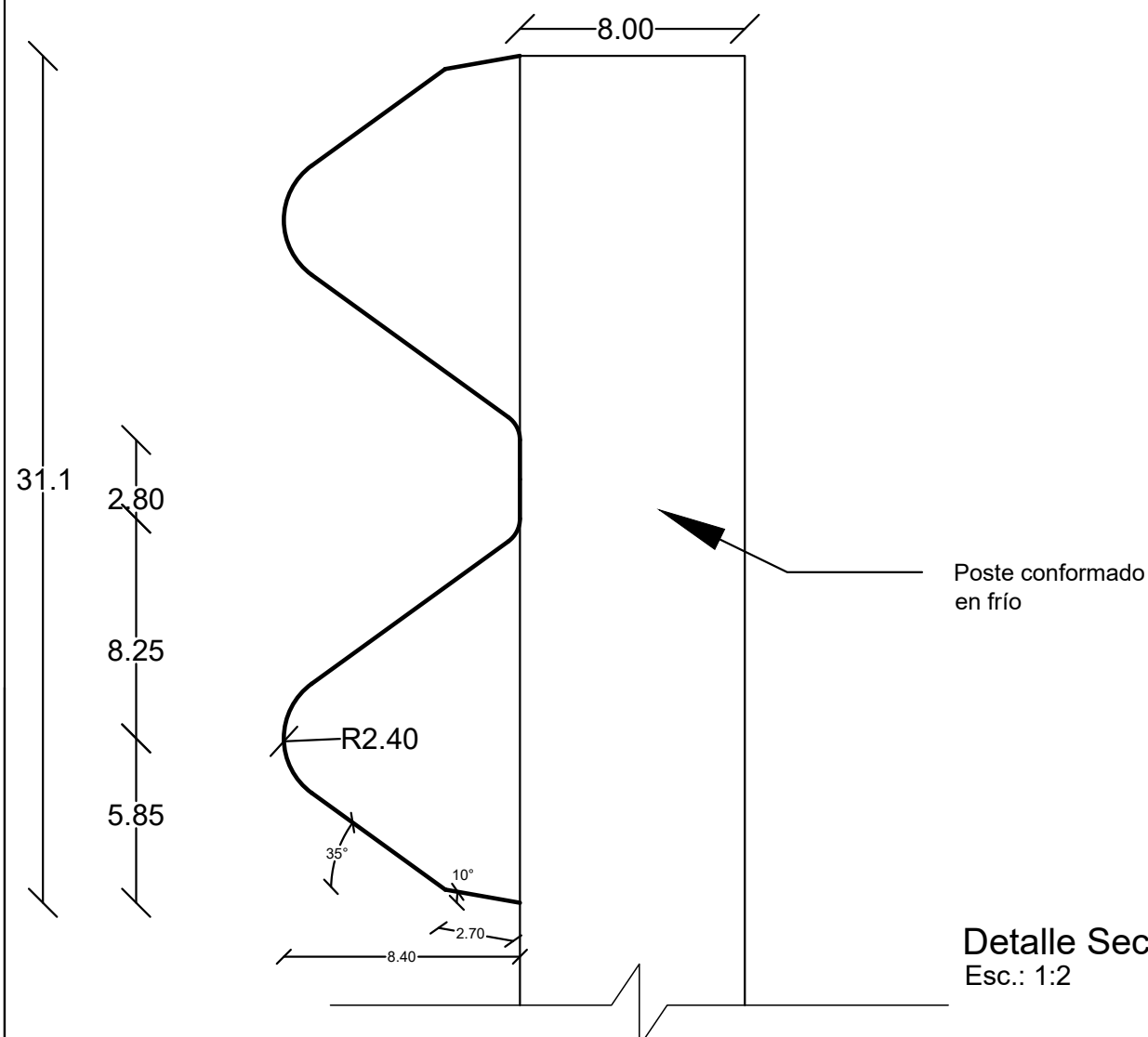
Plano N° 32

Fecha: abril 2025

Esc.: VARIAS

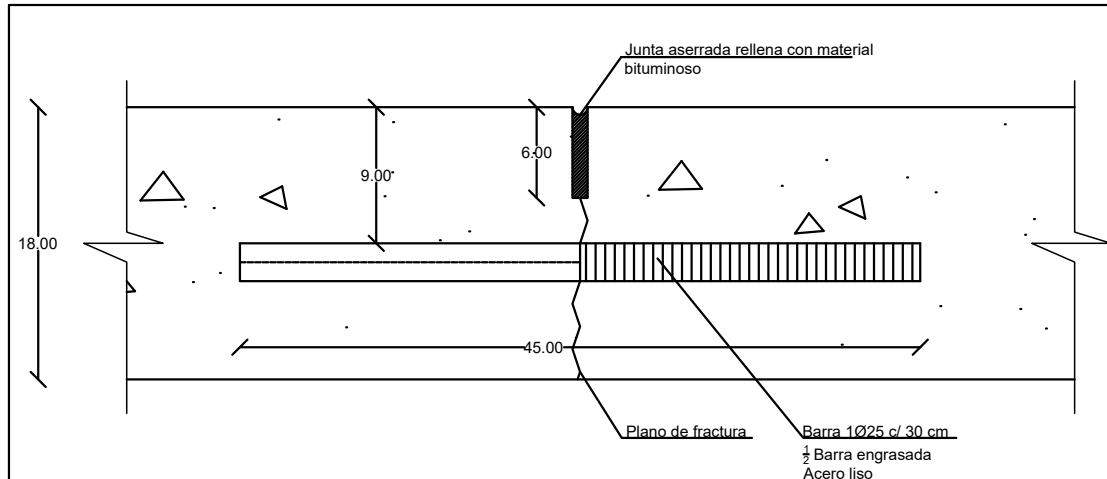


Detalle Instalación de la defensa
Esc.: 1:10

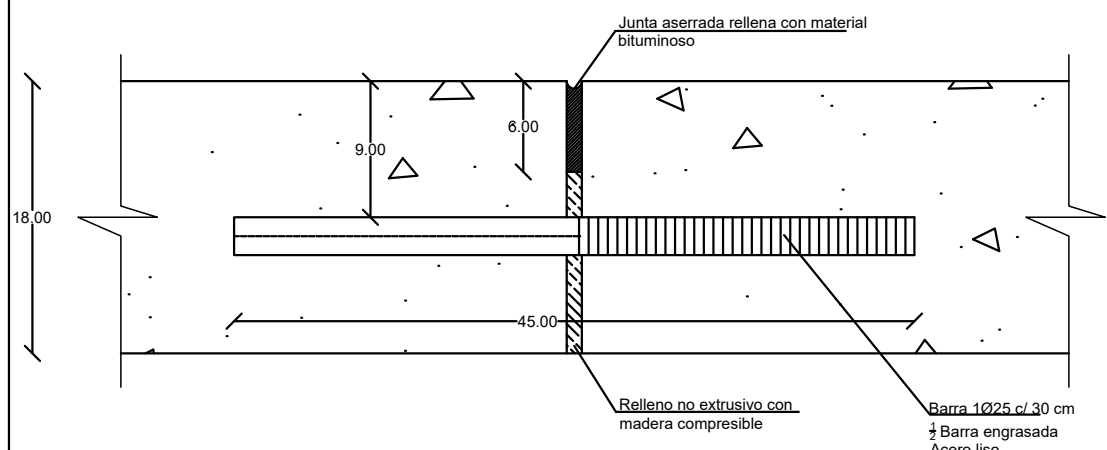


Detalle Sección transversal
Esc.: 1:2

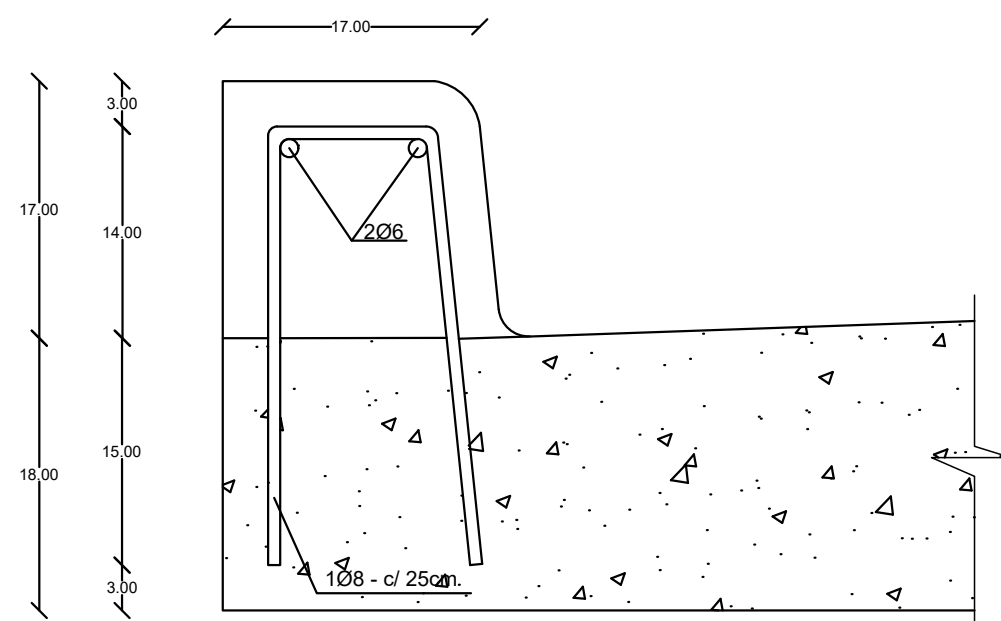
		UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE	
		FACULTAD DE INGENIERÍA	
		TRABAJO FINAL	
		ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA	
		DETALLES DE LA DEFENSA VEHICULAR	
<u>Integrantes:</u> DEGREGORIO, Lucas MENDIVIL, Gonzalo YURKEVICH, Rodrigo		Plano N° 33	
		Fecha: abril 2025	
		Esc.: VARIAS	



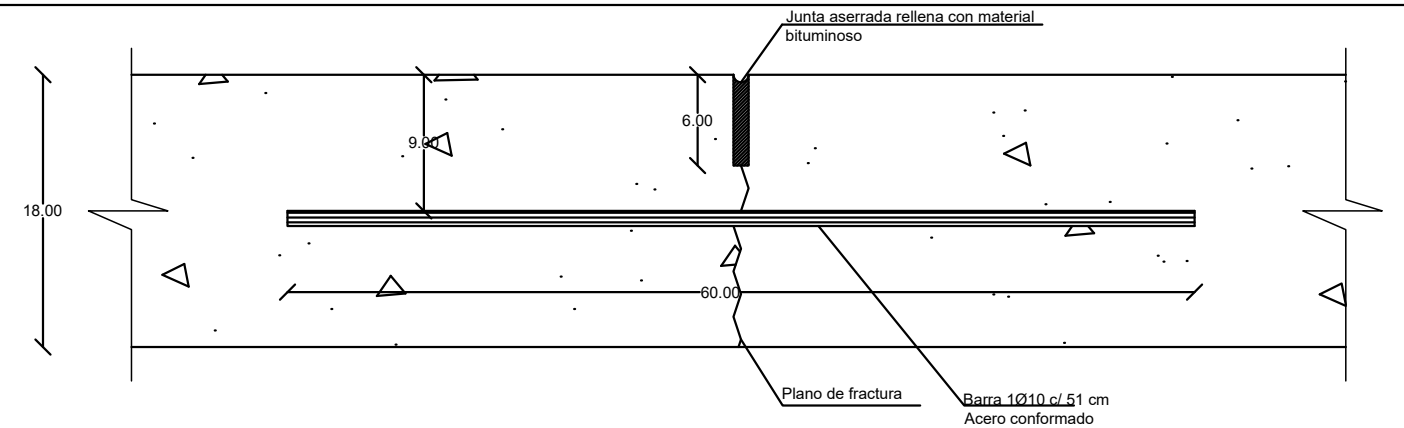
Detalle Junta transversal de contracción tipo aserrada a plano de debilitamiento
Esc.: 1:2



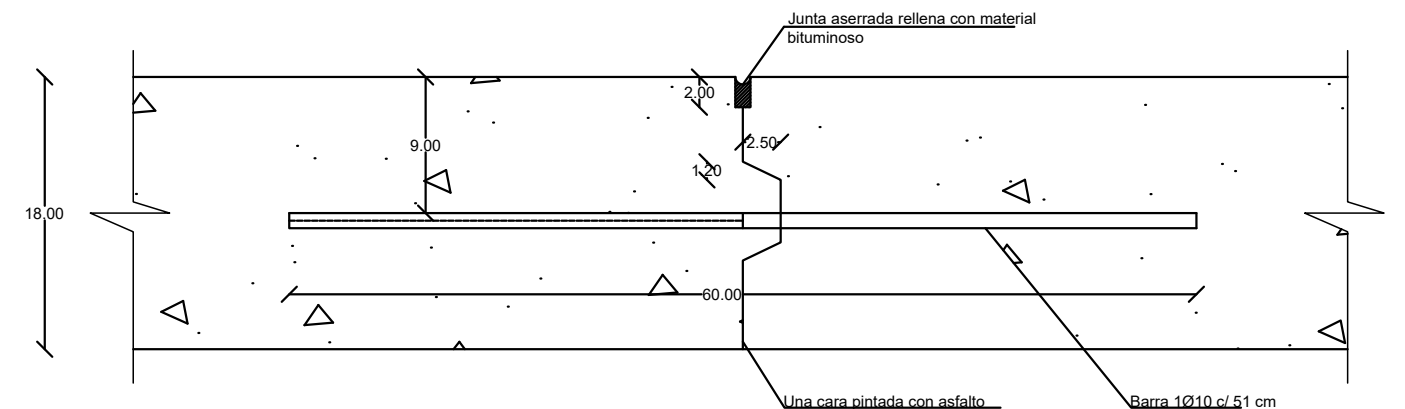
Detalle Junta transversal de construcción
Esc.: 1:2



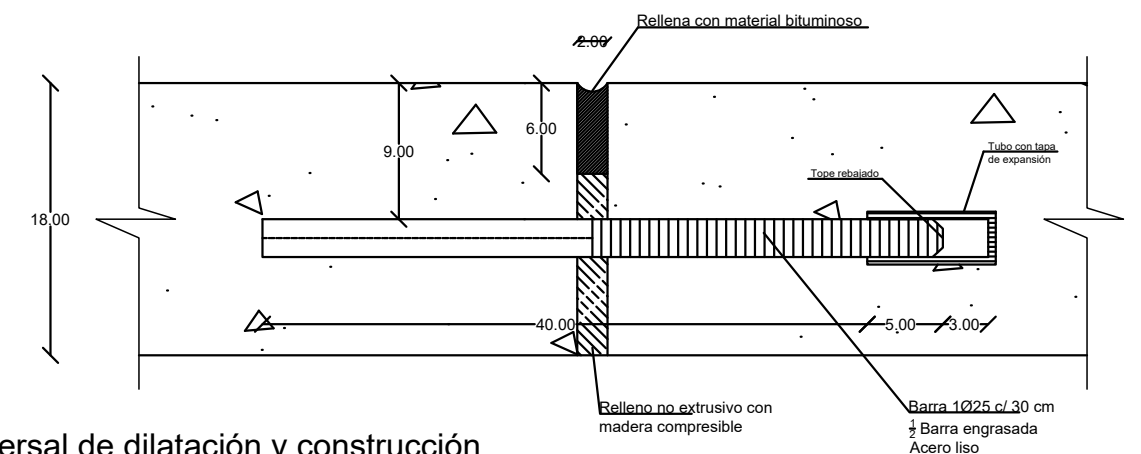
Detalle Cordón
Esc.: 1:2



Detalle Junta longitudinal tipo aserrada a plano de debilitamiento
Esc.: 1:2



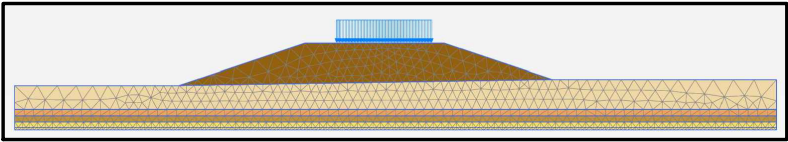
Detalle Junta longitudinal de construcción tipo ensamblada
Esc.: 1:2



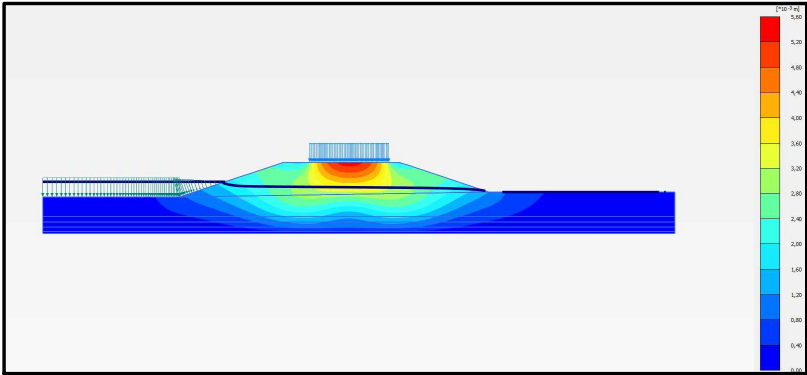
Detalle Junta transversal de dilatación y construcción
Esc.: 1:2

 UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE FACULTAD DE INGENIERÍA TRABAJO FINAL	
ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA	
DETALLES DE JUNTAS Y CORDONES	
Integrantes: DEGREGORIO, Lucas MENDIVIL, Gonzalo YURKEVICH, Rodrigo	Plano N° 34
	Fecha: abril 2025
	Esc.: VARIAS

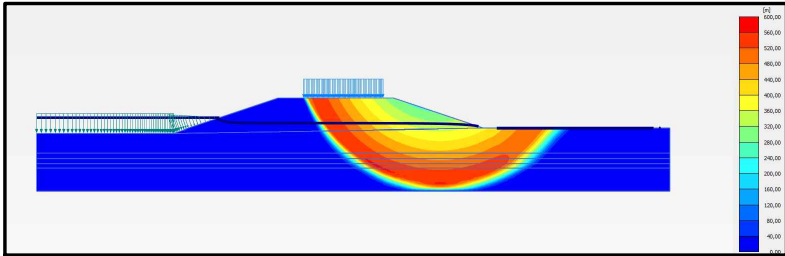
Malla de elementos finitos



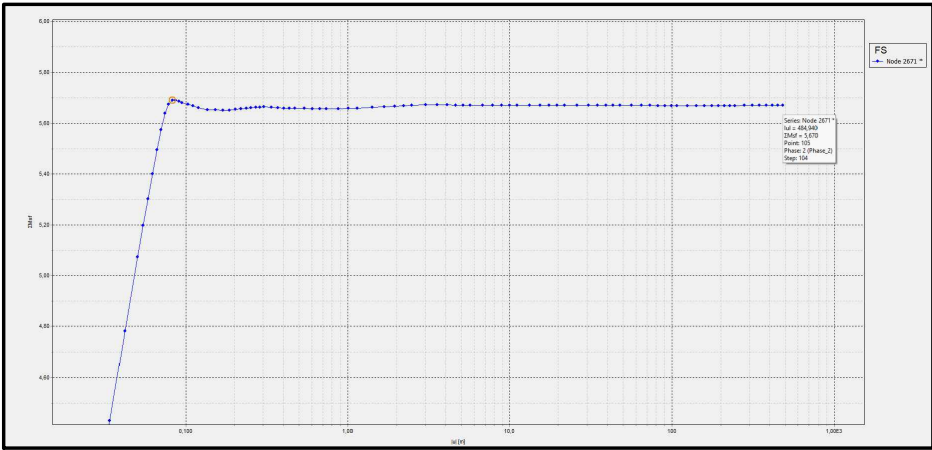
Desplazamientos totales en estado de régimen



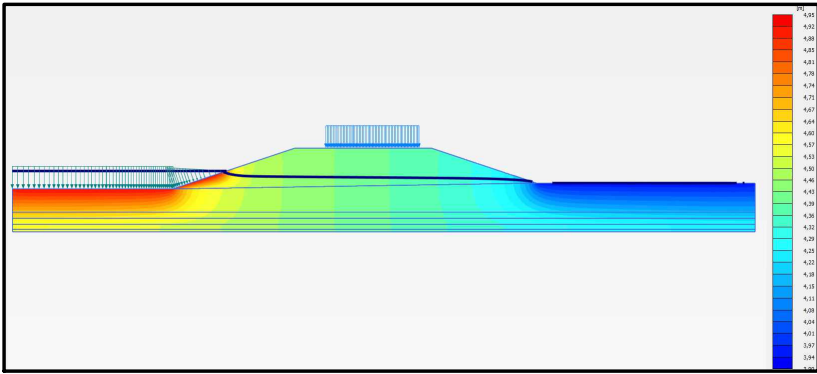
Superficie de falla en estado de régimen



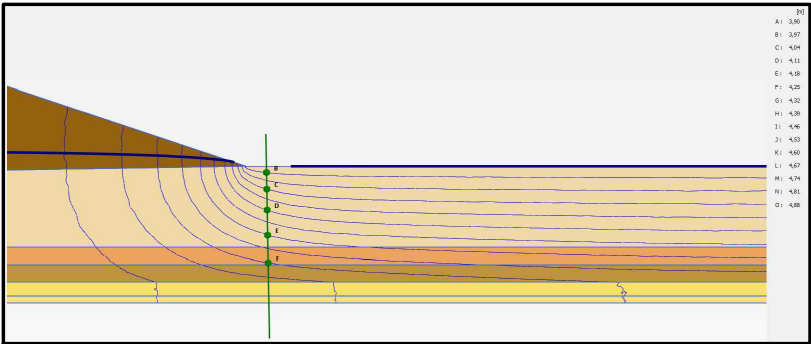
Curva $\sum M_{sf} - |u|$



Cargas hidráulicas



Superficies equipotenciales



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE READECUACIÓN DE LA DEFENSA NORTE DEL GRAN RESISTENCIA

RESULTADOS VERIFICACIONES DEL MODELADO

Integrantes:

DEGREGORIO, Lucas
MENDIVIL, Gonzalo
YURKEVICH, Rodrigo

Plano N° 35

Fecha: abril 2025

Esc.: Varias