



ANTEPROYECTO DE ACONDICIONAMIENTO DE LA AVENIDA ALVEAR - TRAMO R.N. N° 11 HASTA AVENIDA HERNANDARIAS CIUDAD DE RESISTENCIA

AUTORES:

Aquino, Luisina
Martinez, Sofia
Sosa, Matias

2025

ANTEPROYECTO DE ACONDICIONAMIENTO DE LA AVENIDA ALVEAR - TRAMO R.N. N° 11 HASTA AVENIDA HERNANDARIAS

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	5
1.1) Fundamentos y antecedentes.....	5
1.2) Ubicación geográfica.....	5
1.3) Análisis Demográfico.....	7
1.4) Situación Actual.....	8
1.5) Objetivos.....	15
CAPÍTULO 2: TRÁNSITO.....	16
2.1) Generalidades.....	16
2.2) Tasa de crecimiento (exponencial).....	16
2.2.1) Población.....	17
2.2.2) Parque automotor.....	18
2.2.3) Consumo de combustible.....	18
2.2.4) TMDA.....	20
2.2.5) Producción.....	25
2.3) Recopilación de resultados.....	28
2.3.1) Conclusiones sobre la tasa de crecimiento.....	28
2.4) Tránsito de diseño.....	29
CAPÍTULO 3: ESTUDIOS GEOTÉCNICOS Y TOPOGRAFÍA.....	32
ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.....	32
3.1) Introducción.....	32
3.2) Antecedentes.....	32
3.3) Estudio de Suelo.....	33
3.3.1) Clasificación del suelo.....	33
3.3.2) Ensayo de Compactación Próctor.....	34
3.3.3) Ensayo Valor Soporte.....	37
3.3.4) Resultados.....	38
3.3.5) Conclusiones.....	38
ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.....	39
3.4) Topografía.....	39
CAPÍTULO 4: DISEÑO GEOMÉTRICO.....	41
4.1) Introducción y Generalidades.....	41
4.2) Metodología.....	41
4.3) Factores influyentes en el diseño.....	41
4.4) Geometría actual.....	42
4.5) Clasificación de la vía.....	42
4.6) Velocidad de diseño.....	43
4.7) Vehículo de diseño.....	45
4.8) Alineamiento horizontal y vertical.....	47
4.8.1 Alineamiento horizontal.....	47
4.8.2 Alineamiento vertical.....	48
4.9) Sección transversal propuesta.....	49

4.10) Intersecciones.....	50
4.11) Accesos peatonales.....	51
CAPÍTULO 5: DISEÑO ESTRUCTURAL.....	53
5.1) Introducción.....	53
5.2) Dimensionamiento por el método de AASHTO.....	53
5.2.1) Determinación de los Ejes Equivalentes ESAL's.....	53
5.2.2) Confiabilidad R.....	55
5.2.3) Desvío estándar So.....	56
5.2.4) Módulo resiliente (Mr).....	56
5.2.5) Pérdida de Serviciabilidad (Δ PSI).....	56
5.2.6) Módulo compuesto de reacción de la subrasante KComb.....	57
5.2.7) Módulo de rotura del hormigón MR.....	58
5.2.8) Módulo de reacción efectivo de la sub-rasante K.....	59
5.2.9) Módulo de elasticidad del hormigón (Ec).....	60
5.2.10) Drenaje (Cd).....	60
5.2.11) Coeficiente de transferencias de cargas (J).....	61
5.2.12) Cálculo del espesor del pavimento.....	62
5.3) Paquete Estructural Propuesto.....	63
5.4) Verificación por el método del ICPA.....	63
5.4.1) Procedimiento de verificación por el método de ICPA.....	65
5.5) Juntas, pasadores y barras de unión.....	67
5.5.1) Juntas transversales de contracción.....	68
5.5.2) Juntas longitudinales de contracción.....	69
5.5.3) Juntas transversales de construcción.....	71
5.5.4) Juntas de dilatación.....	72
5.6) Conclusión.....	72
CAPÍTULO 6: SEGURIDAD VIAL.....	72
6.1) Señalización.....	73
6.1.1) Señalización vertical.....	73
6.1.2) Señalización horizontal.....	75
6.2) Señales luminosas.....	76
6.3) Semaforización.....	77
6.4) Verificación de la intersección semaforizada actual.....	79
6.4.1 Garantía Hora Pico.....	79
6.4.2) Tiempos de reparto de la situación actual.....	80
6.4.3) Determinación de Tiempos perdidos, verde efectivo y capacidad de acceso.....	82
6.4.4) Cálculo de demora.....	84
6.5) Intersección semaforizada con proyecto.....	86
6.5.1) Diseño de Fases.....	86
6.5.2) Cálculo del intervalo de cambio.....	88
6.5.3) Cálculo de los volúmenes críticos actuales en cada acceso.....	92
6.5.4) Determinación del tiempo perdido por fase.....	94
6.5.6) Determinación de los tiempos de verdes.....	96
6.5.7) Determinación de los tiempos de rojo.....	96

6.5.8) Tiempos de Reparto para la intersección.....	96
6.5.9) Determinación de la demora en la intersección.....	97
6.6) Progresión semafórica.....	98
6.6.1) Generalidades.....	99
6.6.2) Cálculo del desfase.....	99
6.6.3) Simulación de la progresión semafórica.....	100
6.7) Conclusión.....	102
6.8) Iluminación.....	102
6.8.1) Diseño de la iluminación vial.....	102
6.8.2) Determinación del nivel de iluminación necesario.....	103
6.8.2) Tipo de lámpara.....	103
6.8.3) Disposición de las luminarias.....	104
6.8.4) Determinación del factor de mantenimiento (fm).....	106
6.8.5) Determinación del factor de utilización (η).....	106
6.8.6) Cálculo de la separación entre luminarias.....	107
6.8.7) Disposición del alumbrado.....	108
CAPÍTULO 7: VERIFICACIÓN HIDRÁULICA.....	110
7.1) Introducción.....	110
7.2) Generalidades.....	110
7.3) Estudio hidrológico.....	110
7.4) Metodología de cálculo.....	110
7.5) Determinación del caudal pico.....	110
7.5.1) Periodo de retorno.....	111
7.5.2) Coeficiente de escorrentía.....	111
7.5.3) Tiempo de concentración.....	112
7.5.4) Intensidad de lluvia.....	113
7.5.5) Área de aporte.....	114
7.6) Verificación de los imbornales y conductos existentes.....	115
7.7) Conductos de vinculación.....	121
7.8) Conclusiones.....	121
CAPÍTULO 8: CÓMPUTO Y PRESUPUESTO.....	123
8.1) Introducción.....	123
8.2) Metodología.....	123
8.3) Mano de obra.....	124
8.4) Materiales y Transporte.....	124
8.5) Máquinas y Equipos.....	124
8.6) Análisis de precios.....	124
8.7) Coeficiente resumen.....	124
8.8) Cómputo y Presupuesto.....	125
CAPÍTULO 9: RECOMENDACIONES.....	126
9.1) ESTUDIOS GEOTÉCNICOS Y TOPOGRAFÍA.....	126
9.1.1) Estudios Geotécnicos.....	126
9.1.2) Estudios de Topografía.....	126
9.2) DISEÑO GEOMÉTRICO.....	126

9.2.1) Estadio Sarmiento.....	126
9.2.2) Soterramiento de cableado eléctrico.....	127
9.2.3) Intersección con Avenida Mclean.....	128
9.2.4) Intersección con Avenida Hernandarias.....	129
9.3) Seguridad vial.....	130
9.3.1) Semaforización.....	130
9.3.2) Iluminación con paneles solares.....	132
CAPÍTULO 10: ANEXOS.....	134
A.5) DISEÑO ESTRUCTURAL.....	134
A.6) SEGURIDAD VIAL	
Señales de prohibición.....	137
A.7) VERIFICACIÓN HIDRÁULICA.....	141
A.8) CÓMPUTO Y PRESUPUESTO.....	144

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1) Fundamentos y antecedentes

El trabajo consiste en un estudio técnico a nivel de anteproyecto, con ejes en los aspectos vial y urbanístico de la av. Alvear en la ciudad de Resistencia. Se propone el análisis de dicha avenida en el tramo comprendido entre Ruta Nacional N°11 hasta Av. Hernandarias, con una longitud total de 2 km.

El sector del Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR) en los últimos años ha experimentado un crecimiento demográfico importante, lo que lleva aparejado un aumento del tránsito urbano e interurbano, ocasionando, un deterioro y colapso de la avenida que constituye una de las principales arterias acceso del Gran Resistencia. A esta problemática se le suma una geometría de calzada inadecuada en dicho tramo.

La avenida Alvear fue inicialmente una de las rutas de acceso a la ciudad de Resistencia, por lo cual su configuración respondía a este tipo de infraestructura, con un perfil típico de ruta rural de dos trochas indivisas. Ante el crecimiento de la ciudad hacia el oeste, la configuración de ruta se transformó en avenida, al principio de dos carriles (uno de ida y otro de vuelta), que con el aumento del tránsito generado principalmente por el crecimiento de ciudades satélites como Fontana, se incorporaron dos carriles más hacia ambos lados. Se pavimentó provisionalmente, además de la incorporación de dos carriles colectores, generando, una geometría peculiar en la calzada, que cuenta con muros de hormigón que encierran al terraplén. Se había planteado la idea de que, en el futuro, el carril central se “baje” hasta el mismo nivel que los carriles colectores, lo cual, nunca se llevó a cabo.

Por lo mencionado anteriormente dichos muros, junto con la falta de mantenimiento y regulación (como señalización e iluminación), representan un riesgo para la seguridad de la circulación de vehículos y para los peatones, generando además tiempos de circulación prolongados debido al mal empleo de éstas señalizaciones.

Entre las estrategias contempladas se incluyen la repavimentación, la mejora de la geometría de la calzada y la verificación de la adecuación de los sistemas de macrodrenaje, con el objetivo de optimizar la circulación.

Este trabajo buscará resolver la problemática de uno de los accesos principales a la ciudad de Resistencia, proponiendo el planteo de soluciones en las intersecciones conflictivas y el análisis de las alternativas de diseño del paso a nivel en la RN 11 y Av. Alvear.

1.2) Ubicación geográfica

La provincia del Chaco está situada en el noreste de la república Argentina, en la región chaqueña, comprendida entre los paralelos 24° y 28° de latitud sur, entre los meridianos 58 y 63° de longitud oeste. Tiene una superficie de 99.633km² , dividida en 25 departamentos, con una población 1.129.606 de habitantes, según censo nacional 2.022.

Resistencia es la capital y ciudad más poblada de la provincia del Chaco, se encuentra en el departamento de San Fernando, en el centro del AMGR, que en 2010 alcanzaba los 298.611 habitantes.

El área de estudio se encuentra en la zona sur del AMGR, específicamente en el municipio de Resistencia.

La zona del proyecto corresponde al tramo de la avenida Alvear, desde la RN N° 11 hasta la avenida Hernandarias, con una extensión de 2.00 km.



Figura 1.1: Ubicación de la provincia del Chaco en la República Argentina (Fuente: Wikipedia)

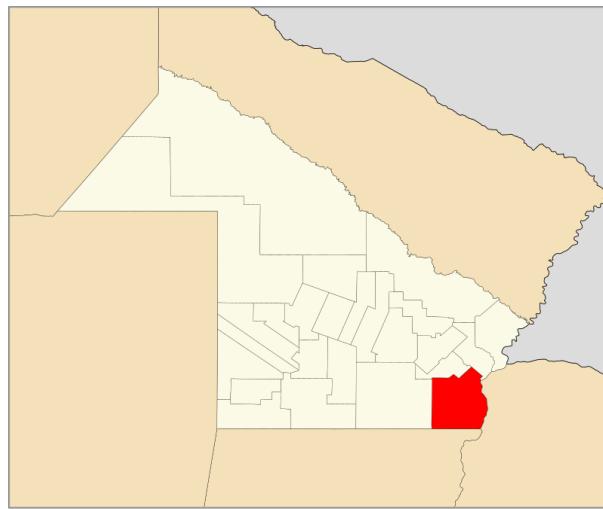


Figura 1.2: Mapa de la provincia del Chaco (Fuente: Wikipedia)

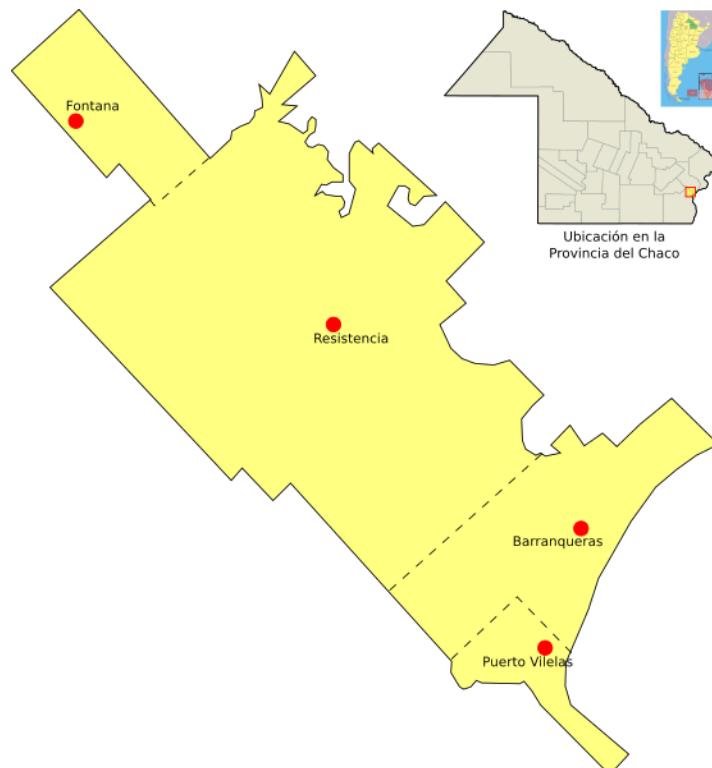


Figura 1.3: Área Metropolitana de Gran Resistencia (Fuente: Wikipedia)

1.3) Análisis Demográfico

La población del Chaco para el año 2022 alcanzaba un total de 1.129.606 habitantes según el censo realizado en dicho año. Esto representa una variación absoluta del 7% con respecto a la población del 2010, la cual contaba con 1.055.259 habitantes.

La densidad poblacional según el censo 2022 fue de 11,3 habitantes por kilómetro cuadrado.

A su vez, el departamento de San Fernando posee 416.140 habitantes según el Censo del 2022, con una variación relativa del 6,5% respecto del año 2010.

Tabla 1.1: Total de población, variación absoluta y variación relativa, por departamento. Años 2010 y 2022 (Fuente: INDEC Censo 2022)

Departamento	Población 2010	Población 2022	Variación Absoluta	Variación Relativa (%)
Total Chaco	1.055.259	1.129.606	74.347	7
San Fernando	398.874	416.140	25.266	6,5

1.4) Situación Actual

La avenida Alvear en el sector de estudio cuenta con un pavimento flexible en la calzada central que posee dos carriles, y dos colectoras laterales de pavimento rígido.



Figura 1.4: Avenida Alvear altura 2200 - Tramo central y carriles laterales con sentido de circulación.
(Fuente: Google Earth Streetview - Año 2024)

En base a recorridos por el lugar, recopilación de información y consultas con profesionales se logró determinar distintas cuestiones que deben analizarse para la realización del anteproyecto.

- **Semaforización y señalización**

En las intersecciones con semaforización se puede observar que los mismos se encuentran en buen estado, pero su ubicación no es conveniente debido a que se localizan cruzando la bocacalle respecto a su mano y sentido de circulación. La forma conveniente de ubicación es antes de cruzar la

bocacalle, ya que esto provocaría que los conductores que están esperando el verde, no puedan ver el cambio de luces del otro semáforo, eliminando la costumbre del conductor de iniciar la marcha cuando a éste le da amarillo, instantes antes que se encienda su propia luz verde.



Figura 1.5: Avenida Alvear intersección con calle Padre Cerqueira (Fuente: Google Earth Streetview - 2024)

En el semáforo ubicado en la intersección de Av. Alvear con calle Campias se observa un esquema de semaforización que aparentemente opera con dos fases: una para la circulación por Av. Alvear en sentido NO-SE y SE-NO, y otra que habilita el giro a la izquierda en sentido SE-NO. Sin embargo, no queda claramente definido en qué momento el conductor tiene permitido efectuar dicho giro, ya que la intersección no cuenta con una zona de espera destinada a los vehículos que deben realizar la maniobra. Esta carencia agrava la inseguridad operativa y, sumada a la falta de señalización precisa que indique los instantes habilitados para el giro, genera incertidumbre en los conductores y puede derivar en maniobras apresuradas. Asimismo, los vehículos que circulan por la calle Campias carecen de una indicación clara sobre el momento en que disponen de prioridad para cruzar la avenida. (Figura 1.6)



Figura 1.6: Avenida Alvear intersección con calle Campias (Fuente: Google Earth Streetview - 2024)

Con respecto al semáforo ubicado frente al Estadio Sarmiento, el mismo genera una demora innecesaria debido al poco volumen de vehículos que acceden al mismo.

Además, cuando en el estadio hay un evento masivo, se corta la avenida, interrumpiendo su circulación, ya que el estadio no tiene otro acceso que no sea por la misma, quedando los semáforos inutilizables, injustificado dicho semáforo en el acceso al estadio.



Figura 1.7: Semáforo ubicado en el Estadio Sarmiento (Fuente: Google Earth Streetview - 2024)

Por otro lado, las señalizaciones verticales en algunos casos son inexistentes, y en otras su visión se dificulta por la presencia de obstáculos o por el deterioro de las mismas.



Figura 1.8: Señalización de cruce de peatones obstruida por un poste (Fuente: Elaboración propia).



Figura 1.9: Deterioro de la señalización (Fuente: Elaboración propia).

- **Deterioro de calzada**

A lo largo del tramo de estudio se presentan daños en la calzada, tanto en las de hormigón como en las de pavimentos flexibles, que no permiten la correcta circulación del tránsito. Algunos de estos presentan riesgos de potenciales accidentes, debido a que para esquivar los baches se debe realizar maniobras rápidas.

Estos daños se presentan no solamente en la calzada central sino que también en las colectoras laterales.



Figura 1.10: Calzada en colector lateral con cambio de composición en el paquete. Presencia de grietas transversales con desprendimiento de material. (Fuente: Elaboración propia).



Figura 1.11: Calzada central (Imagen 1 y 2) y calzada lateral (Imagen 3) con presencia de baches profundos (Fuente: Elaboración propia).



Figura 1.12: Calzada lateral con presencia de grietas longitudinales y laterales, junto a desprendimiento de material y bacheos. (Fuente: Elaboración propia)

- **Geometría inadecuada**

La calzada central de la avenida se encuentra sobre-elevada en relación a las colectoras laterales, separada por un muro de hormigón que alcanza en algunos tramos alturas de hasta 70 centímetros.

Esto representa un riesgo y dificultades para los vehículos y peatones que la transitan. Al estar tan elevado, en algunas intersecciones se realizaron una especie de escalones peatonales para facilitar el cruce de la avenida de manera más cómoda. Además, se han realizado orificios en los laterales de los muros de hormigón para permitir el desagüe de los mismos.

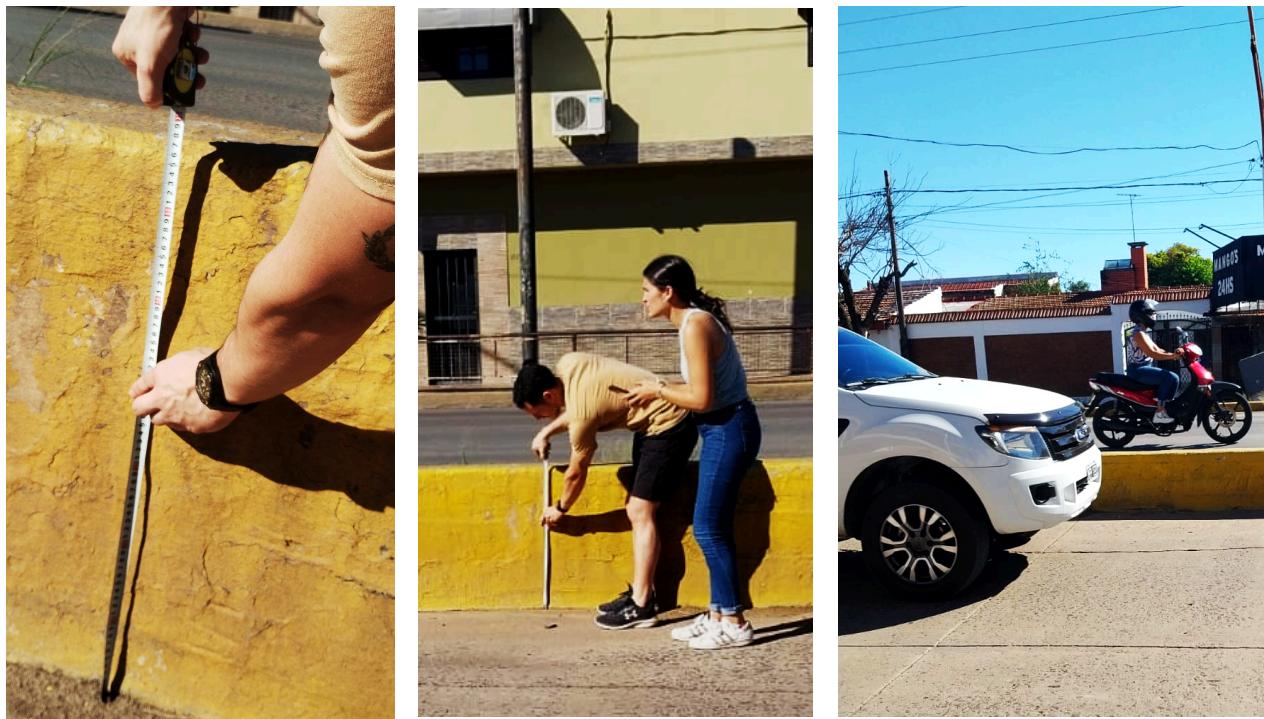


Figura 1.12: Paredón de hormigón, con alturas máximas de hasta 70 centímetros. (Fuente: Elaboración propia)



Figura 1.3: Escalones peatonales - Desagüe de la calzada central. (Fuente: Elaboración propia)

- **Inundación en calzada**

Los problemas de acumulación de agua que se tienen sobre la Avenida se deben a la falta de limpieza y mantenimiento de los desagües pluviales.

Debido a las irregularidades de la calzada, generan acumulación de agua en las calles transversales a la Avenida.



Figura 1.14: Falta de mantenimiento de desagües pluviales y cloacales (Fuente: Elaboración propia)

1.5) Objetivos

A partir de lo expuesto se plantean los siguientes puntos:

- Resolver la problemática actual de la geometría de la calzada
- Proponer una mejora en el sistema de señalización e iluminación
- Garantizar la seguridad vial para todos los tipos de tránsito.
- Minimizar riesgos de accidentes.
- Organizar el tránsito y mejorar la circulación en las avenidas en cuestión y vías transversales.
- Verificar el sistema de drenaje.
- Proponer alternativas de diseño para intersecciones conflictivas

CAPÍTULO 2: TRÁNSITO

2.1) Generalidades

El estudio del tránsito en esta zona es fundamental debido a su relevancia como arteria principal que constituye uno de los principales accesos a la ciudad desde la RN 11 sur y desde la ciudad de Fontana. Debemos estudiar cuestiones como: composición del tráfico, los horarios de mayor afluencia, entre otros, con el objetivo de identificar las necesidades de acondicionamiento y proponer soluciones para lograr el diseño geométrico y estructural del camino, las tareas de planificación vial y mantenimiento, la seguridad vial, etc.

El diseño de un camino se encuentra influenciado por dos factores principales:

- Configuración del terreno a atravesar.
- Tránsito a contener.

Un buen diseño, considerando ambos factores, se logra cuando se obtiene un costo de transporte anual mínimo. Si nos vemos más influenciados por un factor que por el otro, el diseño del camino deberá estar guiado por dicho factor.

Uno de los elementos básicos que debemos considerar es la determinación del volumen de tránsito que circula por una red de caminos, ya que esto es decisivo para definir la importancia relativa de un camino sobre otro. Esta medición de vehículos a través de conteos, resulta importante no solo para analizar los problemas que presenta un camino, sino también para conocer la composición del tráfico. Es esencial tener en cuenta que estos valores no serán constantes y presentarán oscilaciones, dependiendo de las variaciones de flujo horario, diario y mensual. Un indicador trascendente del tránsito es el Tránsito Medio Diario Anual (TMDA), que se define como el volumen total de vehículos que circula durante un año, dividido por el número de días de ese año, expresado en vehículos por día (veh./día).

2.2) Tasa de crecimiento (exponencial)

Para la determinación de la tasa de crecimiento (r), se tuvo en cuenta estudios socio – económicos de la región. Se utilizó la propuesta por el Ing. Horacio R. Vallejos en su libro “Elaboración de un proyecto vial, tomo 1: Planeamiento, 2012”. Que consiste en analizar las series históricas de los siguientes parámetros socio – económicos:

- Población.
- Producción.
- Consumo de combustible.
- Parque automotor.
- T.M.D.A. (existentes en la región).

Tabla 2.1. Porcentaje de ponderaciones (Fuente: Vallejos Horacio R. 2012)

PARÁMETROS	OBRA NUEVA	OBRA DE REHABILITACIÓN
Población	15% rp	10% rp
Parque Automotor	20% ra	15% ra
TMDA	35% rtdma	50% rtdma
Cons. Combustible	15% rc	15% rc
Producción	15% rpro	10% rpro
Tasa de Crecimiento	%r	%r

Al tratarse de una obra en rehabilitación se utilizaron los porcentajes de la segunda columna (**tabla 2.1**) y luego tomando los porcentajes individuales de cada parámetro se obtuvo la tasa de crecimiento final.

La tasa de crecimiento individual (r_i), se calcula de la siguiente manera, en función de una serie estadística:

$$r_i = (r_f/r_0)^{(1/n)} - 1$$

r_f : último dato de la serie

r_0 : primer dato de la serie

n : n° de años de la serie

Los estudios de las series históricas se llevaron a cabo en función de los datos de la provincia del Chaco.

2.2.1) Población

La determinación de la tasa de crecimiento individual en función de la población, se obtuvo a través de los datos obtenidos de censos realizados por el INDEC en el AMGR (**Tabla 2.2**).

Tabla 2.2: Evolución demográfica del AMGR (Fuente: INDEC)

Departamentos	censos			
	1991	2001	2010	2022
General Donovan	11.456	13.385	13.490	15.096
Libertad	8.800	10.822	12.158	13.807
San Fernando	298.572	365.637	390.874	416.140
1° de Mayo	6.975	9.131	10.322	14.279
TOTAL	325.803	398.975	426.844	459.322

Para determinar la tasa se tuvo en cuenta los censos de 1991, 2001, 2010 y 2022, teniendo un total de 31 años de serie. Donde se observa un gran crecimiento en la población.

$$r_{pob} = \left(\frac{459.322}{325.803} \right)^{\frac{1}{31}} - 1 = 0,011 = 1,1\%$$

$$rp = 1,1\%$$

2.2.2) Parque automotor

En la provincia del Chaco, se ha registrado un aumento significativo en la cantidad de vehículos en circulación, como se refleja en la **Tabla 2.3**. Este incremento abarca un período de once años, desde 2013 hasta 2024. Este fenómeno puede atribuirse, en gran medida, al crecimiento poblacional, concentrado principalmente en el departamento de San Fernando. En consecuencia, se interpreta que la mayor parte de estos vehículos circulan en el Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR).

Tabla 2.3:Parque automotor activo en la provincia de Chaco (Fuente: DNRPA)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2013	166.425	167.417	169.317	169.91	171.515	172.758	174.317	175.623	177.092	178.412	179.308	179.971
2014	182.231	183.338	184.089	184.936	185.868	186.765	187.861	189.018	190.183	191.135	191.888	192.373
2015	193.789	194.733	195.824	196.934	197.987	199.2	200.528	201.913	203.321	204.624	205.697	206.281
2016	207.569	208.781	209.179	211.23	212.532	213.848	215.324	216.935	218.544	219.707	220.899	221.318
2017	223.74	225.382	227.289	228.668	230.405	232.122	234.13	236.039	237.112	239.79	241.41	242.234
2018	245.58	247.158	249.221	251.16	253.074	254.521	256.009	257.392	258.426	259.176	259.755	260.091
2019	261.269	261.621	262.407	263.233	263.825	264.395	265.21	265.879	266.324	266.804	267.082	267.183
2020	268.136	268.497	268.742	268.784	269.109	269.531	269.957	270.446	270.904	271.478	272.009	272.316
2021	273.286	273.812	274.396	274.83	275.233	275.927	276.477	276.841	277.351	277.838	278.156	278.255
2022	278.965	279.513	280.072	280.58	281.126	281.82	282.625	283.48	284.121	284.712	285.333	285.527
2023	286.400	286.888	287.686	288.292	288.975	289.692	290.38	290.954	291.497	292.126	292.516	292.566
2024	293.063											

Sobre la serie histórica del parque automotor de la provincia se determina “raut”.

$$raut = \left(\frac{Af}{Ao} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

Af = último dato de la serie

Ao = primer dato de la serie

n = números de años de la serie

$$raut = \left(\frac{293.063}{166.425} \right)^{\frac{1}{11}} - 1 = 0,052 = 5,2\%$$

2.2.3) Consumo de combustible

Las tablas a continuación presentan las series de consumo de combustibles, medidos en m³, tanto de nafta como de gasoil en la provincia del Chaco. Los datos fueron obtenidos a partir de un estudio realizado por la Dirección de Estadísticas y Censos de la provincia de San Luis, basado en información proporcionada por la Secretaría de Energía de la Nación.

Tabla 2.4: Consumo de nafta en la provincia del Chaco en m3. (Fuente: Secretaría de energía de la Nación).

AÑOS	CONSUMO EN LA PROVINCIA DEL CHACO (m3)		TOTAL	
	NAFTA			
	GRADO 2	GRADO 3		
2013	122.804	35.458	158.262	
2014	123.244	36.541	159.785	
2015	123.468	45.798	169.266	
2016	127.345	46.680	174.025	
2017	140.121	54.573	194.694	
2018	141.197	48.861	190.058	
2019	143.634	39.712	183.346	
2020	109.537	25.468	135.005	
2021	140.453	35.704	176.157	
2022	166.823	44.099	210.922	
2023	176.089	41.652	217.741	

Tabla 2.5: Consumo de gasoil en la provincia del Chaco en m3. (Fuente: Secretaría de energía de la Nación).

AÑOS	CONSUMO EN LA PROVINCIA DEL CHACO (m3)		TOTAL	
	GAS-OÍL			
	GRADO 2	GRADO 3		
2013	233.572	33.520	267.092	
2014	223.713	36.332	260.045	
2015	225.461	46.206	271.667	
2016	210.468	52.142	262.610	
2017	228.976	67.944	296.920	
2018	187.820	69.697	257.517	
2019	172.277	63.977	236.254	
2020	170.420	49.341	219.761	
2021	188.527	65.824	254.351	
2022	191.354	82.223	273.577	
2023	198.304	72.508	270.812	

Sobre la serie histórica del consumo de combustible de la provincia se determina “rcom”.

$$rcom = \left(\frac{C_f}{C_o} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

C_f = último dato de la serie

C_o = primer dato de la serie

n = números de años de la serie

$$C_o = 158.262 \text{ m3 (Nafta)} + 267.092 \text{ m3 (Gasoil)} = 425.354 \text{ m3}$$

$$Cf = 217.741 \text{ m}^3 \text{ (Nafta)} + 270.812 \text{ m}^3 \text{ (Gasoil)} = 488.553 \text{ m}^3$$

$$r_{com} = \left(\frac{488.553}{425.354} \right)^{\frac{1}{11}} - 1 = 0,0126 = 1,3\%$$

2.2.4) TMDA

Para la construcción de la serie histórica del TMDA se utilizó como fuente principal el censo de tránsito titulado “Clasificación y Giros”, llevado a cabo en el año 2017 en la intersección de la Avenida Alvear con la Ruta Nacional N.º 11 por parte de la DVN.

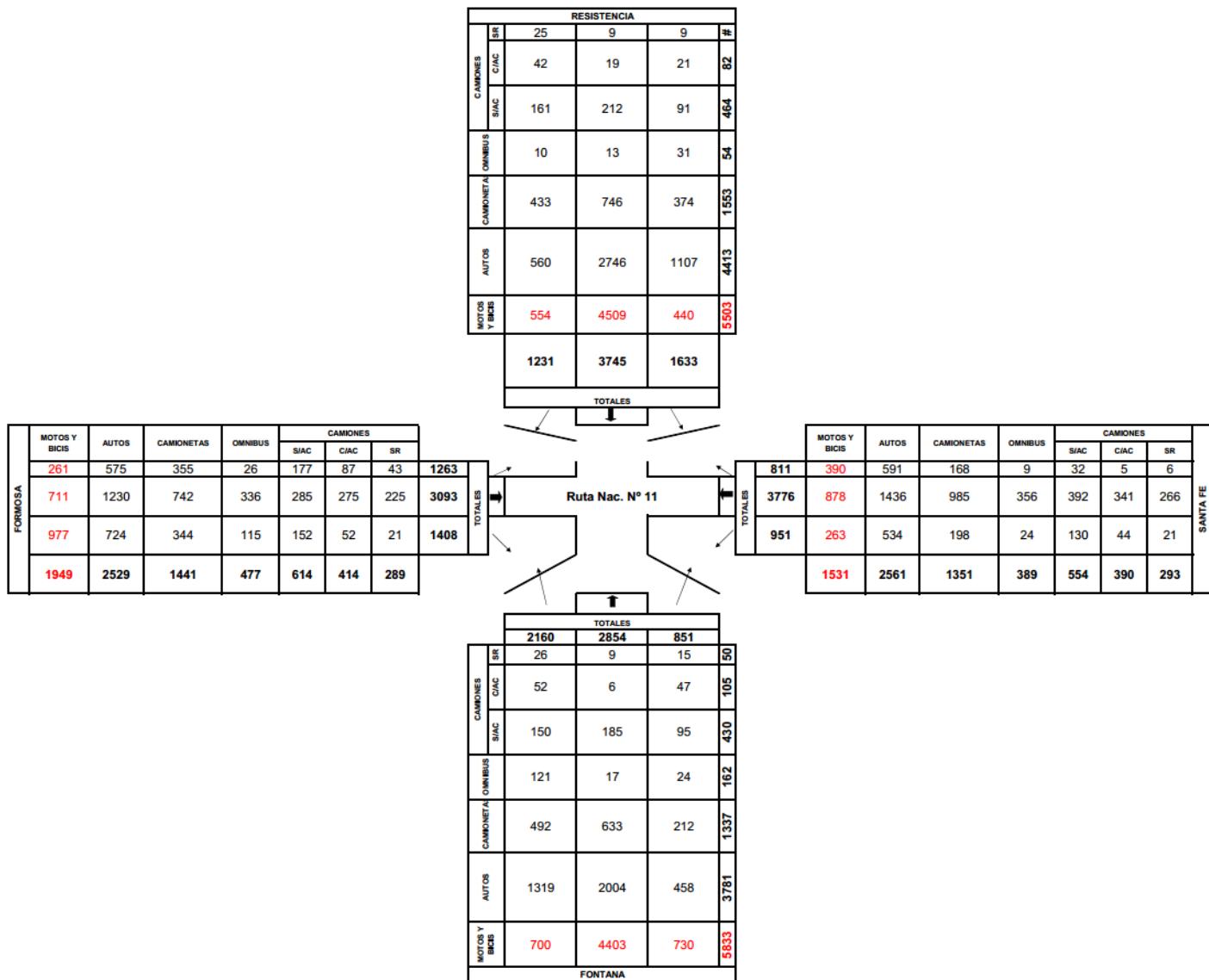


Figura 2.1: Censo de clasificación y giros. (Fuente: DNV 2017)

Con el fin de facilitar la interpretación de los datos obtenidos en el censo, se elaboró una tabla de síntesis que presenta de manera resumida la clasificación vehicular por categorías (**Tabla 2.6**). Asimismo, se construyó un esquema simplificado de la intersección, en el cual se representan los volúmenes totales de tránsito y los giros correspondientes (**Figura 2.2**).

Tabla 2.6. Síntesis de la clasificación vehicular. (Fuente: elaboración propia.)

RESISTENCIA				
Clasificación	Pasantes	Giros a la derecha	Giros a la Izquierda	Total Vehículos
Motos y bicis	4509	554	440	5503
Autos	2746	560	1107	4413
Camionetas	746	433	374	1553
Omnibus	13	10	31	54
Camiones	S/AC	212	161	464
	C/AC	19	42	82
	SR	9	25	43
TOTALES		8254	1785	2073

FONTANA				
Clasificación	Pasantes	Giros a la derecha	Giros a la Izquierda	Total Vehículos
Motos y bicis	4403	730	700	5833
Autos	2004	458	1319	3781
Camionetas	633	212	492	1337
Omnibus	17	24	121	162
Camiones	S/AC	185	95	430
	C/AC	6	47	105
	SR	9	15	50
TOTALES		7257	1581	2860

FORMOSA				
Clasificación	Pasantes	Giros a la derecha	Giros a la Izquierda	Total Vehículos
Motos y bicis	711	977	261	1949
Autos	1230	724	575	2529
Camionetas	742	344	355	1441
Omnibus	336	115	26	477
Camiones	S/AC	285	152	614
	C/AC	275	52	414
	SR	225	21	289
TOTALES		3804	2385	1524

SANTA FE				
Clasificación	Pasantes	Giros a la derecha	Giros a la Izquierda	Total Vehículos
Motos y bicis	878	390	263	1531
Autos	1436	591	534	2561
Camionetas	985	168	198	1351
Omnibus	356	9	24	389
Camiones	S/AC	392	32	554
	C/AC	341	5	390
	SR	266	6	293
TOTALES		4654	1201	1214

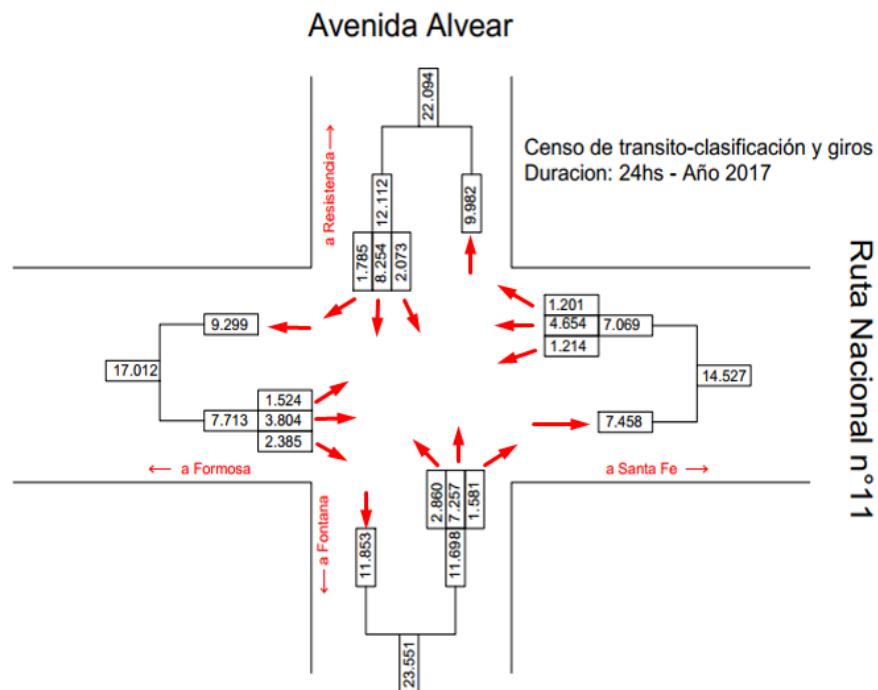


Figura 2.2: Distribución de volúmenes y giros en la intersección Av. Alvear – RN 11. (Fuente: DNV 2017 y elaboración propia).

Complementariamente, se incorporaron las tasas de variación del TMDA registradas en la estación de aforo permanente más cercana, localizada sobre la Ruta Nacional N.º 11, en el tramo comprendido entre los km 983,45 y 1002,01.

Tabla 2.7: Variación del TMDA en puesto permanente. Tramo km 983.45 – km 1002.01. (Fuente: DNV)

Ruta	Límites del tramo	Progresiva de Inicio	Progresiva de Fin	Año de Inicio	Año de Fin	Variación
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESISTENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2013	2023	6,1
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESISTENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2013	2014	-5,4
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESISTENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2014	2015	3,1
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESISTENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2015	2016	-0,3
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESISTENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2016	2017	6,4
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESISTENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2017	2018	-7,9
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESISTENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2018	2019	-7,9
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESISTENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2019	2020	-37,2
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESISTENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2020	2021	54,7
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESISTENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2021	2022	21,9
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESISTENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2022	2023	2,2

Con dichas tasas de variación del TMDA y el censo del año 2017, se elaboraron las siguientes series:

Tabla 2.8: Series de TMDA de los caminos intervenientes contemplando la totalidad de los vehículos. (Fuente: Elaboración propia)

Avenida Alvear - TMDA										
Año	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
i(%) de variación		3,1	-0,3	6,4	-7,9	-7,9	-37,2	54,7	21,9	2,2
a Resistencia	20.201	20.828	20.765	22.094	20.349	18.741	11.769	18.207	22.195	22.683
a Fontana	21.533	22.201	22.134	23.551	21.690	19.977	12.546	19.408	23.658	24.179

Ruta Nacional n° 11 - TMDA										
Año	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
i(%) de variación		3,1	-0,3	6,4	-7,9	-7,9	-37,2	54,7	21,9	2,2
a Formosa	15.555	16.037	15.989	17.012	15.668	14.430	9.062	14.019	17.089	17.465
a Santa Fé	13.283	13.694	13.653	14.527	13.379	12.322	7.738	11.971	14.593	14.914

Las tasas de variación anual aplican a la Ruta Nacional n.º 11 y son igualmente válidas para la Avenida Alvear. Tomaremos en dirección a Resistencia por ser la sección en estudio.

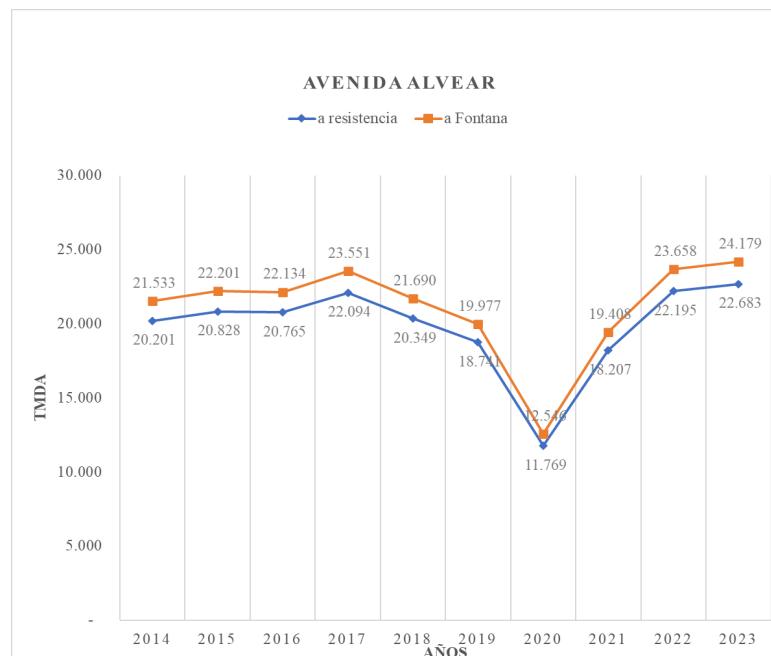


Figura 2.3: Variación anual del TMDA avenida Alvear. (Fuente: DNV)

Tabla 2.9: Serie de TMDA correspondiente a la avenida Alvear en dirección a Resistencia. (Fuente: Elaboración propia)

Avenida Alvear - TMDA										
Año	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
a Resistencia	20.201	20.828	20.765	22.094	20.349	18.741	11.769	18.207	22.195	22.683

Sobre la serie histórica TMDA de la avenida Alvear se determina “ r_{TMDA} ”.

$$r_{TMDA} = \left(\frac{TMDAf}{TMDAo} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

TMDAf = último dato de la serie

TMDAo = primer dato de la serie

n = números de años de la serie

$$r_{TMDA} = \left(\frac{22.683}{20.201} \right)^{\frac{1}{10}} - 1 = 0,0117 = 1,17\%$$

2.2.5) Producción

La tasa de crecimiento de la producción se calcula como el promedio de las tasas de crecimiento de las actividades agrícola, ganadera y forestal, las cuales son las principales actividades económicas desarrolladas en la provincia del Chaco.

Producción agrícola: La producción agrícola corresponde a la suma de los cultivos de algodón en bruto, soja, girasol, trigo, maíz, arroz y sorgo. La serie histórica de datos abarca el período comprendido entre los años 2011 y 2023. A continuación, se presenta la **Tabla 2.10** que muestra la evolución, en toneladas, de las principales cosechas en la provincia del Chaco.

Tabla 2.10: Agricultura, producción de toneladas en bruto. (Fuente: Ministerio de Producción de la Provincia del Chaco)

Año	algodón	soja	trigo	maíz	sorgo	girasol	arroz	total
2011-2012	270.756	292.035	233.860	165.160	139.370	414.450	48.840	1.564.471
2012-2013	191.980	553.794	33.340	218.650	250.070	549.360	49.000	1.846.194
2013-2014	485.454	1.384.537	21.090	1.079.910	473.310	157.910	41.600	3.643.811
2014-2015	296.475	1.191.340	70.650	577.060	221.950	272.545	37.200	2.667.220
2015-2016	265.534	1.020.146	150.010	1.186.959	227.734	504.086	34.800	3.389.269
2016-2017	136.245	1.414.659	109.282	1.999.884	164.087	711.027	24.800	4.559.984
2017-2018	260.666	1.064.920	192.866	1.604.355	134.079	688.609	30.500	3.975.995
2018-2019	226.911	1.038.828	281.989	1.188.223	117.664	706.258	25.200	3.585.073
2019-2020	337.583	1.404.299	337.271	1.306.732	118.465	452.410	24.800	3.981.560
2020-2021	349.742	1.088.975	62.633	892.515	221.374	120.774	30.780	2.766.793
2021-2022	339.663	1.649.432	153.147	1.200.739	161.192	311.393	35.880	3.851.446
2022-2023	229.230	1.057.294	101.047	794.349	92.629	306.690	24.750	2.605.989

Sobre la serie histórica de la producción de la provincia se determina “ r_{agr} ”.

$$r_{agr} = \left(\frac{AGRf}{AGRo} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

AGRf= último dato de la serie

AGRo= primer dato de la serie

n = números de años de la serie

$$r_{agr} = \left(\frac{2.605.989}{1.564.471} \right)^{\frac{1}{12}} - 1 = 0,043 = 4,3\%$$

Ganadería: La producción ganadera se calcula a partir de la suma de las existencias de cabezas de bovinos, ovinos, porcinos y caprinos. Su evolución no solo evidencia el dinamismo económico de la región, sino también el incremento en la demanda de transporte para el traslado de productos y bienes asociados. La serie histórica de datos comprende el período entre los años 2012 y 2022.

Tabla 2.11: Ganadería. Existencias de cabezas. (Fuente: Ministerio de agricultura, ganadería y pesca de la nación)

Año	Bovinos	Ovinos	Porcinos	Caprinos	Total
2012	2.635.232	156.724	122.769	380.226	3.294.951
2013	2.560.872	199.883	213.126	479.753	3.453.634
2014	2.496.565	219.866	257.849	530.833	3.505.113
2015	2.559.786	231.361	261.607	542.128	3.594.882
2016	2.598.970	244.208	259.920	611.176	3.714.274
2017	2.587.466	254.579	259.920	586.262	3.688.227
2018	2.576.376	258.767	274.764	169.814	3.279.721
2019	2.465.506	266.622	276.211	606.389	3.614.728
2020	2.287.212	255.654	284.752	586.565	3.414.183
2021	2.287.661	242.586	283.003	*	-
2022	2.414.005	228.820	263.473	527.153	3.433.451

Como se puede observar, no se registraron datos sobre las existencias caprinas en el año 2021. No obstante, dado que para los cálculos únicamente se consideran los valores inicial y final de la serie, la ausencia de este dato no influirá en el resultado final.

Sobre la serie histórica de la producción de la provincia se determina “ r_{gan} ”.

$$r_{gan} = \left(\frac{GANf}{GANo} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

GANf= último dato de la serie

GANo= primer dato de la serie

n = números de años de la serie

$$r_{gan} = \left(\frac{3.433.451}{3.294.951} \right)^{\frac{1}{11}} - 1 = 0,0038 = 0,38\%$$

Producción forestal: La producción forestal en la provincia del Chaco está profundamente influenciada por factores climáticos, especialmente la temperatura y las precipitaciones, que condicionan la vegetación en todo el territorio. A medida que se transita de este a oeste, se aprecia un empobrecimiento progresivo de la vegetación, lo que convierte al Chaco en una región con una notable diversidad de ecosistemas.

A continuación, se presenta una tabla que detalla la evolución de la producción forestal en la provincia del Chaco durante los últimos siete años. En ella se reflejan importantes variaciones en la producción de materia prima forestal, atribuibles a las fluctuaciones en la demanda del mercado, las condiciones climáticas y las políticas de manejo de recursos.

Tabla 2.12: Variación de la producción forestal en la provincia del Chaco. (Fuente: Dirección de bosques de la provincia del Chaco)

año	rollo	rollizo	leña	poste	total
2011	184.887	120.064	812.758	13.490	1.131.199
2012	266.845	169.250	703.139	13.309	1.152.183
2013	198.581	178.181	689.839	11.634	1.078.235
2014	198.996	131.319	669.797	9.401	1.009.513
2015	244.434	152.208	714.278	10.264	1.121.184
2016	233.026	195.092	702.960	11.272	1.142.350
2017	238.191	186.003	674.401	10.176	1.108.771
2018	230.681	195.757	697.833	13.037	1.137.308
2019	213.951	157.196	635.619	12.633	1.019.399
2020	221.262	143.031	675.952	14.176	1.054.421
2021	325.936	98.929	790.568	14.043	1.229.476

Sobre la serie histórica de la producción de la provincia se determina “ r_{for} ”.

$$r_{for} = \left(\frac{FORf}{FORo} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

FORf= último dato de la serie

FORo= primer dato de la serie

n = números de años de la serie

$$r_{for} = \left(\frac{1.229.476}{1.131.199} \right)^{\frac{1}{11}} - 1 = 0,0076 = 0,76\%$$

Tasa de crecimiento promedio de producción en la provincia del Chaco:

4,3% = actividad agrícola

0,76% = actividad de explotación forestal

0,38% = actividad ganadera

$$r_{PRO} = (4,3\% + 0,7\% + 0,38\%) / 3 = 1,8\%$$

2.3) Recopilación de resultados

Recordando que la tasa de crecimiento total se obtiene de una ponderación de las tasas individuales, se llega a la siguiente tabla resumen:

Tabla 2.13: Tasas de crecimiento. (Fuente: Elaboración propia)

Parámetros	Obra nueva	Tasa individual	Tasa ponderada
Población	15%	1,10%	0,2%
Parque automotor	20%	5,20%	1,0%
TMDA	35%	1,17%	0,4%
Combustible	15%	1,30%	0,2%
Producción	15%	1,80%	0,3%
Tasa de crecimiento			2,1%

Tasa de crecimiento teniendo en cuenta solo el TMDA

Propuesta por Vialidad Nacional a modo de comparar con el método anterior, la cual únicamente tiene en cuenta el TMDA para la determinación de la tasa de crecimiento, parámetro de mayor influencia en el tránsito.

Tabla 2.14: TMDA de avenida Alvear. (Fuente: Elaboración propia)

Avenida Alvear - TMDA										
Año	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
a Resistencia	20.201	20.828	20.765	22.094	20.349	18.741	11.769	18.207	22.195	22.683

Tasa de crecimiento	r=1,17%
---------------------	---------

2.3.1) Conclusiones sobre la tasa de crecimiento

Ambas metodologías actúan como herramientas de referencia para determinar la tasa final de crecimiento "r", dejando al criterio del proyectista la elección del valor más adecuado.

En la primera metodología (2.1), no se tiene plena certeza sobre el grado de influencia de los diversos parámetros analizados, y los porcentajes presentados son únicamente orientativos, sin carácter definitivo. Por otro lado, en la segunda metodología (2.2), al basarse exclusivamente en el TMDA, se omiten ciertos parámetros relevantes que podrían influir y modificar la tasa de crecimiento.

Por este motivo, adoptamos como tasa de crecimiento final el mayor valor calculado, tal como lo propone Vallejos (2012). Este enfoque nos permite prever un mayor volumen vehicular, priorizando la seguridad en el cálculo del paquete estructural y el diseño geométrico.

Tasa de crecimiento	r= 2,1%
---------------------	---------

2.4) Tránsito de diseño

El tránsito de diseño se define como la estimación del volumen de tránsito futuro que se adopta como referencia para el dimensionamiento y evaluación de una infraestructura vial. Representa un valor proyectado, obtenido a partir de datos de tránsito actuales y su correspondiente crecimiento estimado, que busca reflejar las condiciones de operación más probables durante la vida útil de la obra. Este parámetro resulta fundamental para garantizar que la infraestructura propuesta sea capaz de absorber la demanda esperada, evitando tanto la sobredimensión como la subestimación de su capacidad.

A continuación, se presenta una tabla resumen con los valores de TMDA correspondientes al año 2017, obtenidos del censo de tránsito, registrados en el censo de tránsito, clasificación y giro, constituyen la base inicial para la utilización de la fórmula de proyección y el año 2023, calculados a partir de las tasas de variación registradas en la estación permanente más cercana.

Tabla 2.15: TMDA de avenida Alvear. (Fuente: Elaboración propia)

Avenida Alvear - TMDA		
Año	2017	2023
a Resistencia	22.094	22.683

Para obtener el tránsito de diseño, primero es necesario comprender las siguientes definiciones:

TMDA derivado: es aquel que deja de utilizar otras alternativas de rutas para utilizar la ruta de proyecto. Se considera igual a cero para nuestra obra.

TMDA inducido: es aquel que se produce por viajes motivados por la mejora y que si no hubiera la mejora esos viajes no se realizan. Se considera igual a cero para nuestra obra.

TMDA generado: es aquel que se produce como efecto de la mejora, al producir asentamientos industriales, agroindustriales, agropecuarios, subdivisión de la tierra, etc. Se considera un 10% del tránsito existente.

Vida útil: tiempo que transcurre entre la puesta en servicio de la obra y el momento que alcanza el mínimo de serviciabilidad. Se considera 20 años, ya que debe amortizarse el valor de su inversión, garantizarse un determinado nivel de servicio para una proyección futura del tránsito y al ser construido por un pavimento rígido se tiene mayor seguridad por resistencia mecánica que ofrece el material.

Fórmula de proyección de tránsito empleada:

$$TMDA_{final} = TMDA_{ inicial} * (r + 1)^n \quad \text{con } n = \text{Años}$$

Tabla 2.16: Proyección de tránsito avenida Alvear. (Fuente: Elaboración propia.)

Avenida Alvear	Vpd
Tasa de crecimiento (r)	2,10%
TMDA 2023	22.683
TMDA 2024 (actual)	23.159
TMDA 2027 (inauguración de obra)	24.649
TMDA derivado (0%)	0
TMDA inducido (0%)	0
TMDA generado (10%)	2.268
TMDA INICIAL 2027 (inauguración de obra)	26.918
TMDA FINAL 2047 (fin de obra útil)	40.790
TMDA DISEÑO	33.854

Para determinar el TMDA de diseño, se calcula el promedio entre el TMDA inicial de 2027 y el TMDA final de 2047, obteniendo un valor de 33.854 vehículos por día.

A partir del censo realizado en el año 2017 (**Figuras 2.1 y 2.2**) se puede determinar la composición del tránsito que conforma el TMDA de diseño.

El valor total de **22.094 vehículos** surge de la suma de las distintas categorías censadas y diferenciadas según corresponda en pasantes o giros que se dirigen en dirección a Resistencia. Tendremos entonces:

- Pasantes y giros - sentido Resistencia: 12112 vehículos.
- Giros a la derecha - sentido Santa Fe: 1201 vehículos.
- Giros a la izquierda - sentido Formosa: 1524 vehículos.
- Pasantes - sentido Fontana: 7257 vehículos.

Estos caudales de vehículos totales pueden ser discriminados para poder obtener su composición por categoría.

Tabla 2.17. Discretización por categorías, diferenciadas según pasantes y giros: (Fuente: Elaboración propia.)

Clasificación	RESISTENCIA			Santa Fe	Formosa	Fontana	Total Vehículos
	Pasantes	Giros a la derecha	Giros a la Izquierda	Giros a la derecha	Giros a la izquierda	Pasantes	
Motos y bicis	4509	554	440	390	261	4403	10557
Autos	2746	560	1107	591	575	2004	7583
Camionetas	746	433	374	168	355	633	2709
Omnibus	13	10	31	9	26	17	106
Camiones	S/AC	212	161	91	32	177	858
	C/AC	19	42	21	5	87	180
	SR	9	25	9	6	43	101
		12112		1201	1524	7257	22094

Determinamos la participación porcentual de cada una de las categorías de tránsito consideradas, de acuerdo con los giros y pasantes identificados en la intersección, se obtiene la distribución porcentual que constituye la composición del tránsito. Posteriormente, dichos porcentajes se aplican sobre el valor del TMDA de diseño, lo que permite desagregar el volumen proyectado total en cada categoría vehicular. De esta manera, se obtiene una representación ajustada y coherente de la conformación del tránsito de diseño, garantizando que la suma de las categorías equivalga al 100 % del TMDA de diseño.

Tabla 2.18: TMDA diseño según categoría vehicular. (Fuente: Elaboración propia.)

Tipo de vehículo	CENSO 2017	Participación %	TMDA diseño
Motos y bicicletas	10557	47,78%	16.176
Automóviles	7583	34,32%	11.619
Camionetas	2709	12,26%	4.151
Omnibus	106	0,48%	162
Camiones sin acoplado	858	3,88%	1.315
Camiones con acoplado	180	0,81%	276
Semirrecolques	101	0,46%	155
	22.094	100,00%	33.854

CAPÍTULO 3: ESTUDIOS GEOTÉCNICOS Y TOPOGRAFÍA

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

3.1) Introducción

Los estudios geotécnicos abarcan un conjunto de actividades destinadas a recopilar información sobre las características geológicas y geotécnicas del subsuelo. Su objetivo principal es identificar la naturaleza y las propiedades del terreno, aspectos esenciales para determinar el tipo y las condiciones óptimas de cimentación de futuras construcciones.

La mecánica de suelos se centra en el análisis de las propiedades físicas y el comportamiento del suelo ante diversas condiciones de carga y esfuerzo. Comprender las características del terreno es fundamental para evaluar su resistencia mecánica frente a los esfuerzos que serán transmitidos por el paquete estructural y las cargas de tráfico, garantizando así la estabilidad, durabilidad y eficiencia de calles y avenidas pavimentadas. Este conocimiento permite tomar decisiones informadas en el diseño, la selección de materiales y la prevención de problemas futuros, destacando la importancia de realizar estudios geotécnicos previos.

En el caso específico de la avenida Alvear, donde se proyecta un nuevo diseño geométrico según el presente anteproyecto, no fue posible realizar estudios geotécnicos *in situ* debido a la falta de acceso a los equipos necesarios y a que la vía ya se encuentra pavimentada. Por esta razón, se recurrió a la empresa "Gutiérrez y Asociados – Ingeniería en Suelos y Estructuras". El ingeniero Gonzalo Gutiérrez proporcionó informes técnicos con información suficiente y detallada para el desarrollo del capítulo correspondiente.

3.2) Antecedentes

La zona de Resistencia se encuentra en uno de los principales valles de inundación del Río Paraná y Río Negro, en la mayoría de su extensión está formada por arcillas de variada plasticidad en niveles superficiales, hasta encontrar estratos más profundos de suelos limosos y arenosos.

Como se mencionó anteriormente, el informe de estudio de suelo en el que nos basaremos para el estudio del presente anteproyecto cuenta con 14 sondeos, de los cuales se optaron por los más representativos y con que cuentan con mayor información de ensayos.

Dichos sondeos están identificados como E01-S04, E01-S05 y E01-S06, los mismos se encuentran ubicados sobre la calle García Merou, a 100 metros de la Avenida Alvear.

Esta información recopilada fue considerada válida y suficiente para el nivel de anteproyecto.

Debiera ser responsabilidad por parte del proyectista a futuro, realizar los sondeos necesarios a su criterio, para así tener una mayor precisión a la hora del diseño definitivo del pavimento.

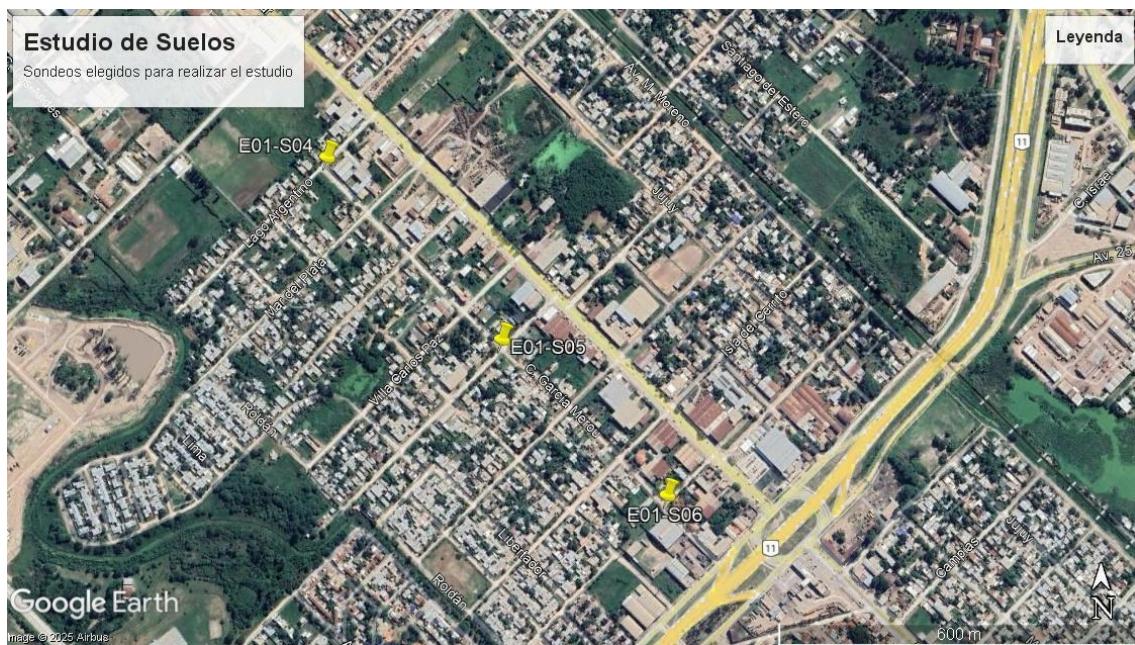


Figura 3.1: Ubicación de sondeos elegidos para realizar el estudio de suelo (Fuente: “Gutiérrez & Asociados – Ingeniería en suelos y estructuras” - 2022)

3.3) Estudio de Suelo

De acuerdo con el estudio, se ejecutaron sondeos a profundidades variables entre 2 y 6 metros referidas a terreno natural. Específicamente los sondeos elegidos tienen un estudio realizado entre 0,5m a 2m de profundidad.

3.3.1) Clasificación del suelo

Para la clasificación se adoptó el método del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y el sistema de la A.A.S.H.O. Highway Research Board (HRB).

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS, por sus siglas en inglés Unified Soil Classification System) es un método empleado en ingeniería y geología para caracterizar los suelos, describiendo su textura y el tamaño de sus partículas.

La clasificación de suelos HRB es un sistema ampliamente utilizado en ingeniería vial para la caracterización y categorización de los suelos en función de sus propiedades geotécnicas. Este método, regulado por la Dirección Nacional de Vialidad a través del ensayo VN-E4-84, se fundamenta en dos parámetros principales: la granulometría y la plasticidad.

Tabla 3.1: Clasificación de suelos según HBR (Fuente: Normas de DNV)

CLASIFICACIÓN GENERAL	SUELOS GRANULARES			SUELOS ARCILLO-LIMOSOS			
	Pasa tamiz IRAM 75 Micrones (Nº 200) hasta el 35 %			Pasa tamiz IRAM 75 Micrones (Nº 200) más del 35 %			
CLASIFICACIÓN POR GRUPOS	A-1	A-3 (1)	A-2	A-4	A-5	A-6	A-7
Ensayo de tamizado por vía húmeda. Porcentaje que pasa por:							
Tamiz IRAM de 2 mm. (Nº 10) Tamiz IRAM 425 micrones (Nº 40) Tamiz IRAM 75 micrones (Nº 200)	Máx. 50 Máx. 25	Mín. 51 Máx. 10	- Máx. 35	- Mín. 36	- Mín. 36	- Mín. 36	- Mín. 36
Características de la fracción que pasa el tamiz IRAM 425 micrones (Nº 40):							
Límite Líquido (LL)				Máx. 40	Mín. 41	Máx. 40	Mín. 41
Índice Plástico (IP)	Máx. 6	Sin plast.	-	Máx. 10	Máx. 10	-	Mín. 11
COMPORTAMIENTO COMO SUBRASANTE	Excelente a bueno			Regular a pobre			

A continuación, se presenta una tabla resumen de las características de los suelos de los sondeos elegidos:

Tabla 3.2: Resumen de los estudios de suelos (Fuente: elaboración propia)

Perf N°	Muestra	Profundidad	LL %	LP%	IP%	W%	CR	IL	ID	Pasa Tamiz					S.U.C.S	AASHTO	Descripción	
										#4	#10	#40	#100	#200				
E01-S04	1	0,1	0,5	38,7	20,2	18,5	21,4	0,94	0,06	1,06					91,1	CL	A6(17)	Arcilla limosa de plasticidad media. Castaño. Escombros hasta 0,2
E01-S04	2	0,5	1	48,5	23,3	25,3	29,6	0,75	0,25	1,28					75,6	CL	A7-6(19)	Arcilla con arena de plasticidad alta. Negro. Tosca
E01-S04	3	1	1,5	45,7	22,5	23,2	28,6	0,74	0,26	1,27					78,8	CL	A7-6(18)	Arcilla con arena de plasticidad alta. Negro. Tosca
E01-S04	4	1,5	2	46,9	23,1	23,8	28,8	0,76	0,24	1,25					73,4	CL	A7-6(17)	Arcilla con arena de plasticidad alta. Castaño oscuro. Tosca
E01-S05	1	0,1	0,5	29,4	17,2	7,2	14,7	1,35	-0,35	0,85					82,5	CL	A4(49)	Arcilla con arena de plasticidad baja. Castaño. Escombros hasta 0,25m
E01-S05	2	0,5	1	34,7	19,5	15,2	25,5	0,61	0,39	1,31					89,5	CL	A6(13)	Arcilla limosa de plasticidad media. Castaño.
E01-S05	3	1	1,5	38,6	21,5	17,1	24,8	0,81	0,19	1,15					83,3	CL	A6(14)	Arcilla con arena de plasticidad media. Castaño claro. Tosca
E01-S05	4	1,5	2	42,5	23,2	19,3	28,9	0,72	0,28	1,23					85,4	CL	A7-6(17)	Arcilla limosa de plasticidad media. Castaño claro. Tosca
E01-S06	1	0,13	0,5	29,4	18,1	11,3	18,8	0,94	0,06	1,04					71,4	CL	A6(6)	Arcilla con arena de plasticidad media. Castaño claro. Escombro hasta 0,30m.
E01-S06	2	0,5	1	38,5	21,6	16,9	25,7	0,76	0,24	1,19					79,9	CL	A6(13)	Arcilla con arena de plasticidad media. Castaño oscuro. Tosca
E01-S06	3	1	1,5	42,7	22,3	20,4	31,6	0,54	0,46	1,42					82,3	CL	A7-6(17)	Arcilla con arena de plasticidad alta. Castaño. Tosca
E01-S06	4	1,5	2	39,6	21,9	17,7	32,7	0,39	0,61	1,49					75,5	CL	A6(13)	Arcilla con arena de plasticidad media. Castaño. Tosca.

De dicha información se puede destacar que los suelos en la zona varían entre A6 y A7-6, con índice de grupo variable entre 13 y 19.

Los suelos A-6 son arcillosos plásticos, con poca o nula cantidad de material grueso. Absorben y liberan agua lentamente, excepto cuando son manipulados. Tienen buen soporte al estar compactados a máxima densidad, pero lo pierden al absorber agua. Son comprensibles, expansivos bajo humedad óptima y poco estables con altos contenidos de humedad. Drenar estos suelos es complicado. Son adecuados para terraplenes y subrasantes, siempre que se controle estrictamente la humedad durante la compactación.

Los suelos A7-6 tienen índices de plasticidad altos respecto al límite líquido. Presentan grandes cambios volumétricos, contienen material orgánico y alta humedad, por lo que no son recomendables para subrasantes, terraplenes u otras construcciones.

3.3.2) Ensayo de Compactación Próctor

El propósito de la compactación es, mediante la aplicación de una fuerza mecánica, incrementar el peso específico del suelo, disminuyendo los volúmenes vacíos y mejorando su resistencia mecánica al aumentar la cohesión y la fricción entre las partículas del material. Además, este proceso contribuye a reducir la permeabilidad y la capacidad de deformación del suelo.

El ensayo de compactación Próctor tiene como finalidad simular en laboratorio las condiciones de compactación que se presentan en campo, permitiendo determinar la densidad seca máxima y el contenido de humedad óptimo del suelo.

Una vez finalizada la clasificación del suelo a ensayar, se procede a la realización del ensayo siguiendo las Normas de ensayos de la DNV (VN-E5-93). En este ensayo intervienen varios factores como la humedad y la energía de compactación. Además, se debe determinar el hinchamiento, según norma VN-E6-84, que es el aumento porcentual de la altura de una probeta con respecto a su altura inicial, la cual aumenta su humedad por inmersión.

Teniendo estos parámetros se debe elegir el tipo de ensayo a ejecutar.

Tabla 3.3: Tipo de ensayo Prócto en función de la clasificación HRB y el hinchamiento

Clasificación HRB	HINCHAMIENTO						Exigencia de compactación en obra		CBR de diseño			
	≤ 2 %			> 2 %			(A)	(B)				
	Ensaya	Fino	Granular	Ensaya	Fino	Granular						
A-1	AASHTO T-180	II	V	AASHTO T-99	I	IV	100 %	95 %	95 %			
A-2							95 %	90 %	90 %			
A-3							100 %	95 %	95 %			
A-4		I	IV									
A-5												
A-6												
A-7												

Una vez determinada con el tipo de energía que se va a realizar el ensayo según la clasificación del suelo, esto es T-99 o T-180, se determina el tipo de ensayo teniendo en cuenta si se trata de un suelo con material fino o grueso.

Tabla 3.4: Tipo de ensayo Prócto para material fino (más del 5% pasa el tamiz N°4) (Fuente: Normas de Ensayo VN)

ENSAYO	MOLDE mm.	PESO PISÓN Kg.	ALTURA CAÍDA EN	Nº de CAPAS	Nº de GOLPES
I	101,6	2,5	30,5	3	25
II	101,6	4,53	45,7	5	25
III	101,6	2,5	30,5	3	35

Tabla 3.5: Tipo de ensayo Prócto para material granular (más del 5% retenido en el tamiz N°4) (Fuente: Normas de Ensayo VN).

ENSAYO	MOLDE mm.	PESO PISÓN Kg.	ALTURA CAÍDA EN	Nº de CAPAS	Nº de GOLPES
IV	152,4	2,5	30,5	3	56
V	152,4	4,53	45,7	5	56

Se menciona que para la determinación del valor soporte se obtuvieron los resultados del sondeo E01-S09, ya que los anteriores sondeos mencionados no cuentan con este tipo de estudio. Además, el sondeo S09 tiene una clasificación de suelo A-7-6(20) y se considera que el mismo puede ser extrapolado a la zona de estudio debido a su cercanía.

Este sondeo se realizó el ensayo de hinchamiento obteniendo los siguientes valores:

Tabla 3.6: Lecturas de ensayo de hinchamiento (Fuente: "Gutiérrez & Asociados – Ingeniería en suelos y estructuras" – 2022)

DIA 2	DIA 3	DIA 4	HINCH. (%)	Wf (%)
		0,21	1,8	19,00
		0,23	2,0	18,30
		0,26	2,2	17,60

De este ensayo se puede destacar que el hinchamiento varía de 1,8 a 2,2 %, lo que corresponde realizar el ensayo Prócto tipo I / T-99.

Los datos con los que se realizó dicho ensayo y los resultados obtenidos del mismo son los siguientes:

- Ensayo Prócto Tipo I / T-99.
- Profundidad del ensayo: 0,15-0,35m.

- LL (%): 44,60
- IP(%): 23,10
- SUCS: CL
- AASHTO: A-7-6 (20)
- Peso molde: 1742 grs
- Volumen molde: 938 cm³
- Peso pisón: 2540,0 grs
- Altura de caída: 30,5 cm
- N° de capas: 3
- Golpes por cada capa: 25
- Densidad máxima: 1,650 tn/m³
- Humedad óptima: 13,80 %.

Tabla 3.7: Resultados de ensayo Prócto Tipo I/T-99(Fuente: "Gutiérrez & Asociados – Ingeniería en suelos y estructuras" – 2022)

Punto N°	P.molde + suelo hum. (grs.)	Peso molde (grs.)	Peso suelo húmedo (grs.)	Volumen molde (cm ³)	Densidad húmeda (tn/m ³)	Humedad (%)	Densidad seca (tn/m ³)
1	3412,00	1742,00	1670	938	1,78	11,2	1,60
2	3460,00	1742,00	1718	938	1,83	12,4	1,63
3	3510,00	1742,00	1768	938	1,88	13,8	1,65
4	3488,00	1742,00	1746	938	1,86	14,9	1,62
5	3468,00	1742,00	1726	938	1,84	15,6	1,59

Punto	Pesafiltro (nº)	P.f. + S.h. (grs.)	P.f. + S.s (grs.)	Tara pesaf. (grs.)	Agua (grs.)	S.s (grs.)	Humedad (%)
1		200,00	179,80		20,2		11,2
2		200,00	178,00		22,0		12,4
3		200,00	175,80		24,2		13,8
4		200,00	174,00		26,0		14,9
5		200,00	173,00		27,0		15,6

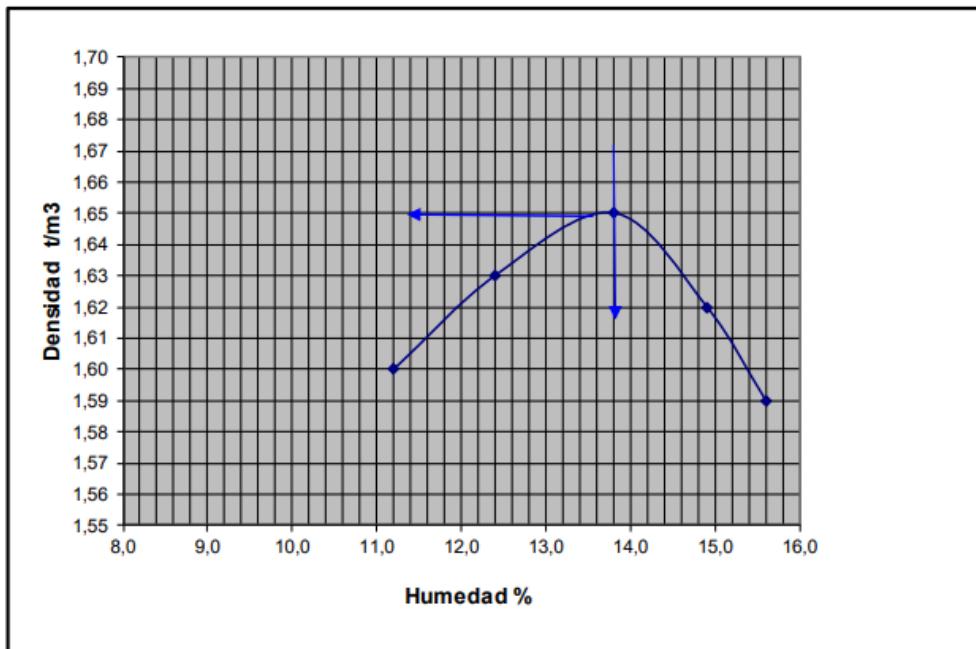


Figura 3.8: Curva Densidad - Humedad. (Fuente: "Gutiérrez & Asociados – Ingeniería en suelos y estructuras" – 2022)

3.3.3) Ensayo Valor Soporte

El Valor Soporte Relativo (VSR) de un suelo, según la Dirección Nacional de Vialidad (DNV), representa la resistencia que ofrece una probeta de suelo al punzonamiento cuando ha sido compactada bajo condiciones específicas de densificación y humedad, y ensayada bajo parámetros preestablecidos. Se expresa como un porcentaje en relación con la resistencia de un suelo patrón de referencia.

En el ámbito de la ingeniería vial, este parámetro es fundamental para evaluar la capacidad portante del suelo, determinando su aptitud para soportar las cargas inducidas por el tránsito vehicular y las estructuras viales. Su valor es clave en el diseño y construcción de carreteras, ya que permite definir el espesor de pavimento requerido, diseñar la estructura óptima del paquete estructural y seleccionar los materiales adecuados para su conformación.

El ensayo se encuentra reglamentado bajo la normativa VN-E6-84 y consiste en la preparación de una probeta de suelo compactada en un molde cilíndrico, utilizando condiciones de compactación establecidas en el ensayo Próctor. La muestra es sometida a un ensayo de punzonamiento mediante la aplicación de una carga controlada con un pistón a una velocidad determinada. La resistencia del material se evalúa en función de diferentes profundidades de penetración, expresándose el resultado como un porcentaje, lo que permite estimar la capacidad del suelo para soportar cargas en comparación con un suelo de referencia estándar.

En el informe de estudio de suelo citado, se realizó el ensayo de VSR se realizó solo para el sondeo E01-S09 y el mismo presentó los siguientes resultados.

PENETRACION STANDARD (kg/cm2)		0,6	1,3	2	2,5	3,2	3,8	4,4	5,1	7,6	10,2	12,7	V. SOP.
	MOLDE				70				105	133	161	183	ADOP.
12 GOLPES	LECT. DIAL	3	4,0	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0	20,0	35,0	47,0	62,0
	LECT.CORR												
	CARGA (kg)		6,0	8,9	11,9	14,9	17,9	20,9	23,8	29,8	52,2	70,0	92,4
	σ (kg/cm2)		0,31	0,46	0,62	0,77	0,93	1,08	1,24	1,55	2,71	3,64	4,80
	% STAND.					1,1				1,5	2,0	2,3	2,6
25 GOLPES	LECT. DIAL	4	5,0	10,0	15,0	20,0	23,0	25,0	28,0	30,0	33,0	40,0	55,0
	LECT.CORR												
	CARGA (kg)		7,5	14,9	22,4	29,8	34,3	37,3	41,7	44,7	49,2	59,6	82,0
	σ (kg/cm2)		0,39	0,77	1,16	1,55	1,78	1,93	2,17	2,32	2,55	3,09	4,26
	% STAND.					2,2				2,2	1,9	1,9	2,3
56 GOLPES	LECT. DIAL	5	8,0	18,0	25,0	28,0	33,0	35,0	38,0	43,0	55,0	65,0	88,0
	LECT.CORR												
	CARGA (kg)		11,9	26,8	37,3	41,7	49,2	52,2	56,6	64,1	82,0	96,9	131,1
	σ (kg/cm2)		0,62	1,39	1,93	2,17	2,55	2,71	2,94	3,33	4,26	5,03	6,81
	% STAND.					3,1				3,2	3,2	3,1	3,7
													3,2

Fig: 3.9: Resultados del ensayo Valor Soporte (Fuente: "Gutiérrez & Asociados – Ingeniería en suelos y estructuras" – 2022)

Además, para los sondeos adoptados del tramo se realizó en el ensayo de cono dinámico de penetración.

El ensayo de Cono Dinámico de Penetración (DCP, por sus siglas en inglés) es una prueba in situ utilizada para evaluar la resistencia del suelo y determinar, de forma indirecta, su Valor Soporte de California (CBR).

Consiste en hincar un cono metálico en el suelo mediante golpes aplicados con un martillo de masa conocida, siguiendo una secuencia estandarizada. A medida que el cono penetra, se registran las profundidades alcanzadas por cada golpe o grupo de golpes.

La relación entre la penetración del cono y el número de golpes permite estimar la resistencia del suelo. A partir de correlaciones empíricas, se obtiene un valor de penetración por golpe (índice DCP), que luego se convierte en un valor de CBR mediante ecuaciones establecidas en normativas o estudios previos.

3.3.4) Resultados

Se presentan los resultados y las características de los tres sondeos S04, S05 y S06, tomando como valores representativos los de la primera capa que es de 50cm, ya es el espesor de suelo que se tomará como subsanante.

Tabla 3.8: Tabla resumen de las características y resultados de los sondeos adoptados (Fuente: Elaboración propia)

Sondeo	Capa	Clasificación HRB	Clasificación AASHTO	Ensayo Proctor	Índice de Plasticidad	CBR
S04	1	CL	A6	T-99 / I	18,5	16,70%
S05	1	CL	A6	T-99 / I	7,2	20,50%
S06	1	CL	A6	T-99 / I	11,3	28,40%

3.3.5) Conclusiones

El suelo empleado debe cumplir con las exigencias mínimas de calidad, las cuales están determinadas según el pliego de especificaciones técnicas generales de la DNV B.III 2.1:

- El valor de CBR debe ser mayor o igual a 3.
- Hinchamiento menor o igual a 2,5%.
- Índice de Plasticidad menor de 25.

Al comparar estos requisitos con los resultados obtenidos en el apartado anterior, se verifica que los valores cumplen con los límites establecidos.

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

3.4) Topografía

La provincia del Chaco, situada en el noreste de Argentina, se caracteriza por una topografía predominantemente llana, con un nivel pendiente en dirección sureste. Esta configuración influye directamente en el drenaje natural y en la distribución de sus cursos de agua, determinando las condiciones del suelo y el comportamiento hidrológico de la región. Las altitudes varían entre los 50 y 200 metros sobre el nivel del mar, con una pendiente general baja que facilita el escurrimiento de las aguas hacia los ríos Paraná y Paraguay.

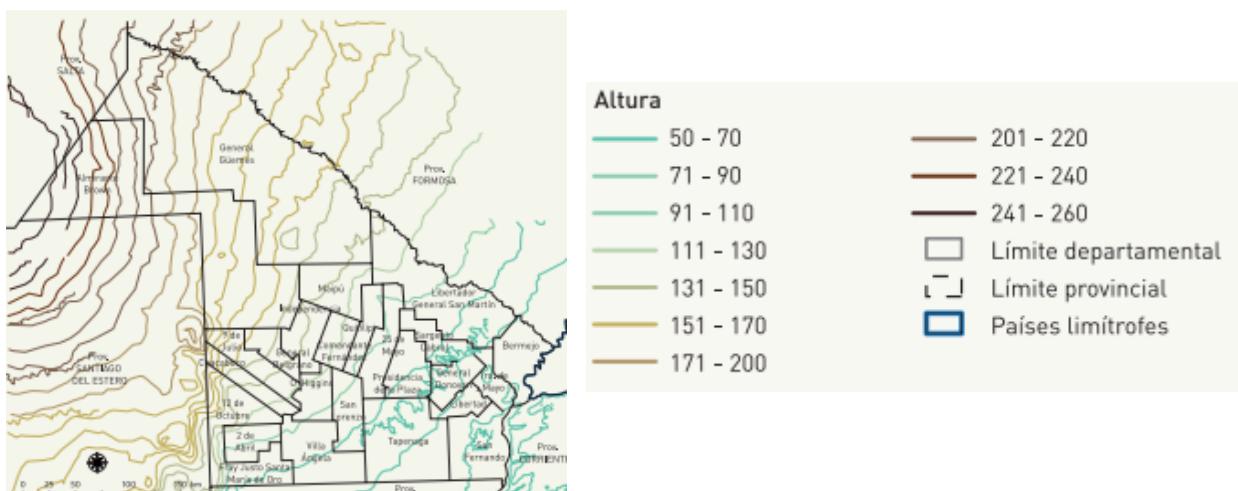


Figura 3.9: Mapa de relieve de la provincia del Chaco (Fuente: Plan maestro de humedales. biblioteca.cfi.org.ar/wp-content/uploads/sites/2/2017/01/planmaestrohumedales.pdf)

La topografía para este trabajo fue realizada por los alumnos que conforman el grupo y por un topógrafo de la Dirección de Vialidad Nacional.

Para los trabajos de relevamiento topográfico, se utilizaron GPS de doble frecuencia marca TRIMBLE, integrado por un receptor modelo R6s y con un equipo que funciona como base, emplazada sobre un punto en el campamento de Vialidad Nacional ubicado sobre la Avenida Alvear y RN N°11. El estilo utilizado para el levantamiento fue RTK (Real Time Kinematic).



Figura 3.10: Estacionamiento de la base del equipo de topografía. (Fuente: Elaboración propia).

En el trabajo de relevamiento se tomaron puntos para formar perfiles transversales, los mismos equidistan aproximadamente 100 metros, en las intersecciones de las calles secundarias con la Avenida Alvear. El relevamiento comenzó en la intersección de la Avenida Alvear con la RN N°11 hasta la intersección de la Avenida Alvear con la Avenida Hernandarias, contando con un tramo de aproximadamente 2km.

Los puntos tomados fueron: eje de camino (E), borde del cordón arriba y abajo (BC), línea municipal (LM) y terreno natural (TN).

Luego se realizó un post proceso en el cual se vincularon los puntos que se relevaron con un punto fijo denominado PF49 del Consejo Federal de Inversiones que se encuentra en la intersección de la Avenida Alvear y calle Padre Sena. Los datos y coordenadas de dicho punto fueron proporcionados por la Administración Provincial del Agua (APA).



Figura 3.11: Punto altimétrico PF 49. (Fuente: Elaboración propia).

CAPÍTULO 4: DISEÑO GEOMÉTRICO

4.1) Introducción y Generalidades

En este capítulo se desarrollará el diseño geométrico de la zona de estudio. El objetivo principal es definir un conjunto de medidas que aseguren la funcionalidad y el servicio eficiente del camino. Este diseño incluye el dimensionamiento de elementos físicos como secciones transversales, anchos de carriles, curvas horizontales y verticales, intersecciones y cruces.

Asimismo, se establecerán parámetros fundamentales como la sección transversal, la velocidad de diseño y el vehículo de diseño, garantizando que se adapten a las necesidades específicas del área de estudio.

4.2) Metodología

La definición de las características geométricas del tramo en estudio se basa en los lineamientos establecidos por el Código de Planeamiento Urbano de la Ciudad de Resistencia, complementados con las recomendaciones técnicas y las normas de diseño proporcionadas por la Dirección Nacional de Vialidad.

Adicionalmente, se han tomado en cuenta sugerencias extraídas de bibliografía especializada en diseño vial urbano.

4.3) Factores influyentes en el diseño

El diseño vial urbano está condicionado por diversos factores que van más allá del simple tránsito vehicular. Las calles y avenidas son elementos clave para la funcionalidad de una ciudad, influyendo directamente en la calidad de vida de los ciudadanos, la conectividad urbana y la preservación del entorno.

Para el tramo en estudio, se han considerado los siguientes factores:

a) Funcionalidad y movilidad eficiente:

Un diseño vial que contemple aspectos como la demanda de tráfico, las características de los usuarios y las especificaciones de los vehículos puede optimizar el flujo de personas y bienes. Esto se traduce en una reducción de la congestión, los tiempos de viaje y los costos asociados.

b) Seguridad ciudadana:

Considerar factores sociales y de seguridad es esencial para minimizar los riesgos de accidentes. Diseñar calles seguras para peatones, ciclistas y conductores fomenta una adecuada integración en el espacio público y promueve un entorno urbano más inclusivo.

c) Características topográficas

El diseño vial debe considerar la topografía y geografía de la zona de estudio. En este caso, al tratarse de un terreno mayormente llano con pendientes mínimas, uno de los principales desafíos es el drenaje pluvial, ya que la falta de inclinación natural puede generar acumulación de agua en la calzada y las zonas de circulación peatonal. Para ello, es importante evaluar y verificar los sistemas de escurrimiento superficial y desagües existentes, garantizando que la infraestructura proyectada no agrave los problemas de anegamiento.

d) Infraestructura preexistente

El proyecto debe adaptarse a la infraestructura ya materializada, como la traza de la avenida, las veredas, las intersecciones y los sistemas de drenaje. Dado que se trata de una mejora sobre una vía consolidada, las soluciones adoptadas deben integrarse a la estructura actual sin afectar la circulación vehicular y peatonal ni la accesibilidad a los frentistas.

4.4) Geometría actual

Actualmente, la vía, como se mencionó en el capítulo 1: Introducción, está conformada por dos colectoras laterales y un carril central de doble sentido de circulación, el cual se encuentra sobreelevado en un promedio de 50 cm a 70 cm respecto a la rasante de las colectoras. Esta diferencia de nivel genera inconvenientes tanto para la circulación vehicular como para los cruces peatonales.

Asimismo, a lo largo de los 2 km que comprenden el tramo en estudio, se identifican intersecciones con deficiencias en la asignación de prioridades y en los tiempos de espera, lo que afecta la fluidez y seguridad del tránsito.

La sección transversal actual presenta un ancho de calzada total que varía entre 21,06 m y 22,8 m, esto debido a que presenta un leve angostamiento en el sentido sureste en dirección a la intersección con la Avenida Hernandarias. Los muros que separan el carril central de las colectoras tienen un ancho de 0,4 m aproximadamente. Los anchos de vereda varían a lo largo de todo el tramo de estudio siendo el mínimo de 2,82 m y el máximo de 4,48 m. El ancho promedio de la zona de camino resulta de 28,28 m en total.

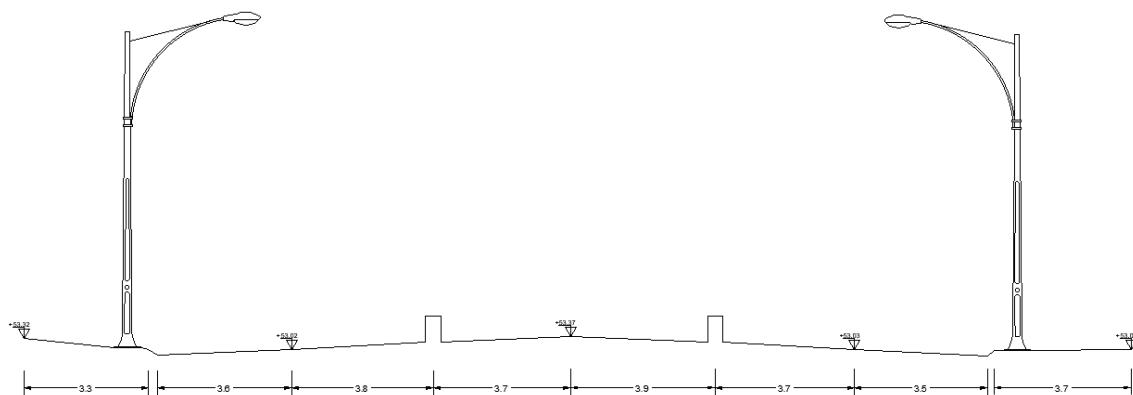


Figura 4.1: Sección transversal actual típica (Fuente: elaboración propia).

4.5) Clasificación de la vía

De acuerdo al Código de Planeamiento Urbano de la ciudad de Resistencia, una red vial se clasifica en:

a) Red Vial Principal

i) **Red Vial Primaria:** está compuesta por las rutas nacionales y provinciales y avenidas de tránsito rápido cuya función es la de vincular el área urbana con el resto de la Provincia y del país y distribuir el tránsito de la región a la red vial secundaria.

- ii) **Red Vial Secundaria:** Está compuesta por las arterias de circulación rápida cuya función es la de distribuir el tránsito entre los diferentes sectores urbanos y servicios de conexión desde los mismos hacia las vías primarias de accesos regionales.
- iii) **Red vial terciaria:** Está compuesta por las vías de tránsito más lento que sirven de interconexión directa entre los distritos centrales de los diferentes sectores urbanos y están destinadas a absorber el máximo caudal del transporte público automotor.
- b) **Red Vial Interna:** Está constituida por todas las calles restantes del área urbana que desde la red vial principal posibilitan la circulación local en cada zona y el acceso a cada predio, así como pasajes peatonales y espacios públicos de estacionamiento.

Según esta clasificación, el tramo en estudio se encuadra en una **red vial principal**, siendo este una **red vial secundaria**. Las características funcionales que exige este código son las siguientes:

- Ancho de vía no inferior a 30m
- Normalización del perfil y ancho de calzada
- Clasificación por el tipo y carga de los vehículos que puedan transitar en tránsito de carga pesada, tránsito de carga liviana y tránsito liviano exclusivamente.

La DNV clasifica los caminos en cinco categorías según la TMDA, la topografía del terreno y la velocidad directriz asignada.

Tabla 4.1: Clasificación de la vía (Fuente: DNV)

CATEGORIA DEL CAMINO	CARACTERISTICAS BASICAS			Topografía	Velocidad Directriz (2)	Peralte Máximo (3)	Radio Minimo (3)		Pendientes Máximas y Longitudes correspondientes en recta hasta 500 m s/nivel del mar (4)			
							Deseable	Absoluto	Valores Deseables		Valores Límites s/Volumen de tránsito Diario de Diseño	
							Pendiente	Longitud	Pendiente	Longitud	Vol. Máx.	Vol. Minimo
	Vol. Tránsito Diario de Diseño (1)	Control de Accesos	Nº de Trochas				%	m.	%	m.	m.	m.
ESPECIAL	>15.000	TOTAL	>2+2	LLANURA	130	8	1200	700	2	1400	3	3800
				ONDULADA	110	8	800	500	3	540	4	2100
I	5.000 A 15.000	TOTAL O PARCIAL	2+2	LLANURA	130	8	1200	700	3	540	3	3800
				ONDULADA	110	8	800	500	3	540	5	1400
				MONTAÑOSA	80	10	350	220	4	330	6	1000
II	1.500 A 5.000	PARCIAL	2	LLANURA	120	8	800	600	3	540	3	760
				ONDULADA	100	8	600	400	3	540	5	400
				MONTAÑOSA	70	10	250	160	5	240	7	270
III	500 A 1.500	PARCIAL O SIN CONTROL	2	LLANURA	110	8	800	500	3	540	5	670
				ONDULADA	80	10	450	300	4	330	6	480
				MONTAÑOSA	60	10	180	120	5	240	7	380
IV	150 A 500	SIN CONTROL	2	LLANURA	100	8	600	400	4	330	6	-
				ONDULADA	70	10	250	160	5	240	7	3100
				MONTAÑOSA	40	10	80	50	6	190	8	1000
V	< 150	SIN CONTROL	2	LLANURA	90	8	520	300	5	240	6	-
				ONDULADA	30	10	120	80	6	190	8	-
				MONTAÑOSA	30	10	40	25	7	160	10	-

En nuestro caso, el TMDA expuesto en el capítulo “Tránsito” es de 18.000 vehículos/día, por lo que nos encontraremos en la categoría especial para un TMDA >15.000, control de acceso total,

4.6) Velocidad de diseño

Según la DNV la velocidad de los vehículos en un camino puede variar por las siguientes razones:

- Capacidad, cultura y comportamiento del conductor
- Capacidades de operación del vehículo
- Características topográficas del camino y su entorno
- Condiciones climáticas
- Presencia de otros vehículos
- Limitaciones legales de velocidad, límites de velocidad señalizados.

Los caminos deben diseñarse para operar a una velocidad que satisfaga a la mayoría de los usuarios, no necesariamente a todos.

La relación entre el diseño vial y la velocidad es interactiva:

- El proyectista diseña los elementos del camino mediante la velocidad prevista a la cual se lo usará, estudiando los costos de construcción de los alineamientos alternativos para armonizar con la velocidad de viaje deseada
- La velocidad a la cual será usado depende en gran medida de las características de diseño elegidas

La velocidad de diseño o velocidad directriz será aquella velocidad de referencia que se toma para definir las características y elementos propios del diseño geométrico de la vía. Se busca que esta sea la máxima velocidad a la cual puede transitar de manera cómoda y segura, bajo condiciones favorables.

Según la clasificación de la DNV, un camino de Categoría I cuya topografía es de llanura, puede tener una velocidad directriz de 130km/h, aun así se debe realizar la salvedad que dicho valor está definido para caminos rurales.

Considerando la normativa vigente, la *Ley Nacional de Tránsito N°24.449*, define en el artículo 51 lo siguiente:

“Los límites máximos de velocidad son:

En zona urbana:

- En calles: 40 km/h;
- En avenidas: 60 km/h;
- En vías con semaforización coordinada y sólo para motocicletas y automóviles: la velocidad de coordinación de los semáforos”

La *Ordenanza Municipal N°5769/01 – Anexo Velocidades Máximas permitidas en la Circulación de todo tipo de Vehículo*, establece:

“Zona Microcentro: Av. Las Heras – Av. Vélez Sarsfield; Av. Laprida – Av. Lavalle; Av. Ávalos- Av. Hernandarias; Av. Alvear – Av. Castelli, la velocidad máxima permitida será de 40 km/h para todo vehículo que circule en ella.

- Calles: de mano única, la velocidad máxima será de 40 km/h
- Avenidas: velocidad máxima será de 50 km/h”

Teniendo en cuenta lo presentado, se define como velocidad directriz 50km/h.

4.7) Vehículo de diseño

Para el diseño de una vía es necesario la identificación de los tipos de vehículos que harán uso del camino y la correspondiente agrupación de los mismos.

La DNV agrupa a los vehículos de la siguiente forma:

Tabla 4.2: Vehículo de diseño (Fuente: DNV)

Vehículo representativo	Dimensiones de los vehículos (m)		
	Altura	Ancho	Longitud
Vehículo de pasajeros (P)	1,3	2,1	5,8
Ómnibus interurbano (BUS-14)	3,7	2,6	13,7
Ómnibus urbano (CITY-BUS)	3,2	2,6	12,2
Camión unidad simple (SU)	4,1	2,4	9,2
Camión semirremolque (WB-12)	4,1	2,4	13,9
Camión semirremolque (WB-15)*	4,1	2,6	16,8
Camión semirremolque (WB-19)	4,1	2,6	20,9
Casa rodante (MH)	3,7	2,4	9,2
Coche y remolque caravana (P/T)	3,1	2,4	14,8
Coche y remolque bote (P/B)	-	2,4	12,8

Por otro lado según la AASHTO, los vehículos se pueden agrupar en los siguientes tipos:

- De pasajeros:
 - Vehículos P: comprende los automóviles, los furgones pequeños y las camionetas
- Camiones:
 - Vehículos SU: camión sencillo de dos ejes
 - Vehículos CITY-BUS: buses
 - Vehículos INTERCITY-BUS: buses interurbanos
 - Vehículos WB-12: semitrailer intermedio
 - Vehículos WB-15: semitrailer largo
 - Vehículos WB-18: semitrailer doble fondo – trailer completo
 - Vehículos WB-19: semitrailer interestado
 - Vehículos WB-20: semitrailer interestado
 - Vehículos WB-29: triple semitrailer
 - Vehículos WB-35: turnpike doble semitrailer
- Vehículos recreativos:
 - Vehículos MH: carro – casa
 - Vehículos P/T: carro y remolque
 - Vehículos P/B: carro y bote
 - Vehículos MH/B: carro – casa y bote

Esto se puede observar en la siguiente tabla:

Tabla 4.3: Dimensiones de vehículos (Fuente: AASHTO)

TIPO	DIMENSIONES			VOLADIZOS		DIST. EJES			RADIO MIN. DE GIRO	
	Alto	Ancho	Largo	Del.	Tras.	1°-2°	2°-3°	3°-4°	Ext.	Int.
P	1.30	2.15	5.80	0.90	1.50	3.40			7.30	4.20
SU	4.10	2.40	9.10	1.20	1.80	6.10			12.80	8.50
BUS	4.10	2.60	12.10	2.10	2.45	7.60			12.80	7.40
ABUS	3.20	2.60	18.30	2.60	2.90	5.50			11.60	4.30
WB-12	4.10	2.60	15.20	1.20	1.80	4.00	8.25		12.20	5.70
WB-15	4.10	2.60	16.70	0.90	0.60	6.10	9.15		13.70	5.80
WB-18	4.10	2.60	19.90	0.60	0.90	3.00	6.10	6.40	13.70	6.80
WB-19	4.10	2.60	21.00	1.20	0.90	6.10	12.80		13.70	2.80
WB-20	4.10	2.60	22.50	1.20	0.90	6.10	14.30		13.70	0
WB-29	4.10	2.60	31.00	0.80	1.00	4.10	6.30	6.60*	15.20	6.30
WB-35	4.10	2.60	35.90	0.60	0.60	6.70	12.20	13.40	18.30	5.20
MH		2.40	9.10	1.20	1.80	6.10			12.20	7.90
P/T		2.40	14.90	0.90	3.05	3.40			7.30	0.60
P/B		2.40	12.80	0.90	2.40	3.40			7.30	2.00
MH/B		2.40	16.10	1.20	2.40	6.10			15.20	10.70

Considerando lo descrito anteriormente y las características del camino en estudio, utilizado por automóviles, vehículos de carga, transporte de pasajeros y vehículos pesados, se han definido los siguientes vehículos de diseño:

- Pasajeros "P"
- WB-15

De acuerdo con la normativa de la DNV, el WB-15 se establece como el tamaño mínimo para intersecciones en rutas nacionales, ya sea con otras rutas nacionales, rutas provinciales o accesos a localidades. En este caso particular, dado que la intersección se encuentra en el acceso a la localidad de Resistencia, se adopta dicho criterio para garantizar la correcta operatividad del diseño vial.

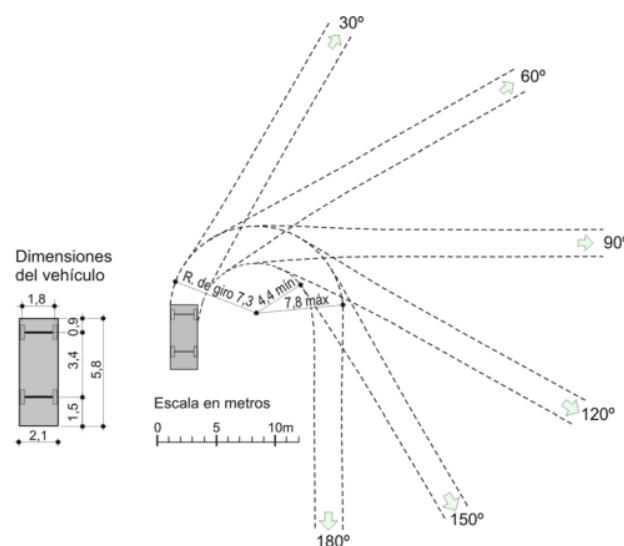


Figura 4.2: Mínima trayectoria y dimensiones de vehículo P (Fuente: Normas de diseño DNV)

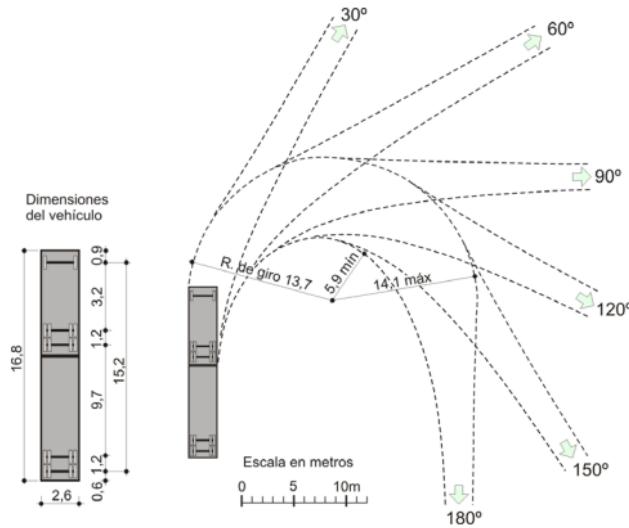


Figura 4.3: Mínima trayectoria y dimensiones de vehículo WB-15 (Fuente: Normas de diseño DNV)

4.8) Alineamiento horizontal y vertical

Dentro del diseño geométrico de carreteras, los alineamientos horizontal y vertical constituyen los elementos esenciales que determinan la configuración espacial del camino. Como se mencionó en la introducción a este capítulo, el diseño geométrico es un proceso que combina aspectos técnicos, funcionales, económicos y de seguridad, es así que el análisis de los alineamientos cobra especial relevancia al ser los responsables de definir la trayectoria y perfil de las vías.

4.8.1 Alineamiento horizontal

El alineamiento horizontal aborda el trazado en planta del camino, compuesto por tramos rectos y curvas que conectan los distintos puntos del recorrido. Este elemento no solo debe garantizar un tránsito fluido y seguro, sino también facilitar la percepción y maniobra por parte de los conductores, ajustándose a las velocidades proyectadas y las condiciones del entorno.

En el tramo de estudio se realizarán mejoras en los siguientes puntos:

- **Intersecciones con calles existentes:** Se garantizará una integración funcional y segura con la red vial circundante, analizando las condiciones de acceso, salida y cruce en las intersecciones.
- **Infraestructura existente:** Se toman en cuenta para el diseño elementos existentes en la vía como tendidos eléctricos, instalaciones subterráneas y redes de servicios para evitar interferencias, asegurando la compatibilidad con la nueva infraestructura vial.
- **Anchos de vereda:** Se respetarán los anchos de vereda existentes que cumplan con lo definido en el código de planeamiento urbano, respetando las dimensiones requeridas para la circulación de los peatones.
- **Radios de giro:** Se definen con base en los vehículos de diseño seleccionados, se verificará que las curvas permitan maniobras seguras y cómodas a las velocidades proyectadas.
- **Intersección con la Ruta N°11:** Este punto, por su relevancia, requiere un diseño cuidadoso que garantice una conexión segura y eficiente entre la Avenida Alvear y esta vía principal, con especial atención al flujo de tránsito y las conexiones locales.

Estas mejoras buscan garantizar un tránsito más seguro, eficiente y compatible con las demandas actuales y futuras del entorno.

4.8.2 Alineamiento vertical

El alineamiento vertical se encarga de establecer la rasante del camino, considerando las pendientes y las transiciones necesarias para una operación eficiente. Este diseño debe permitir un equilibrio entre la capacidad de los vehículos para superar inclinaciones y la visibilidad adecuada en tramos críticos, respetando las limitaciones impuestas por la topografía y los objetivos del proyecto.

Con los datos obtenidos de la topografía realizada, se procedió a generar el perfil longitudinal del tramo en estudio, obteniéndose tres perfiles, uno para el carril central y los otros dos para los carriles colectores.

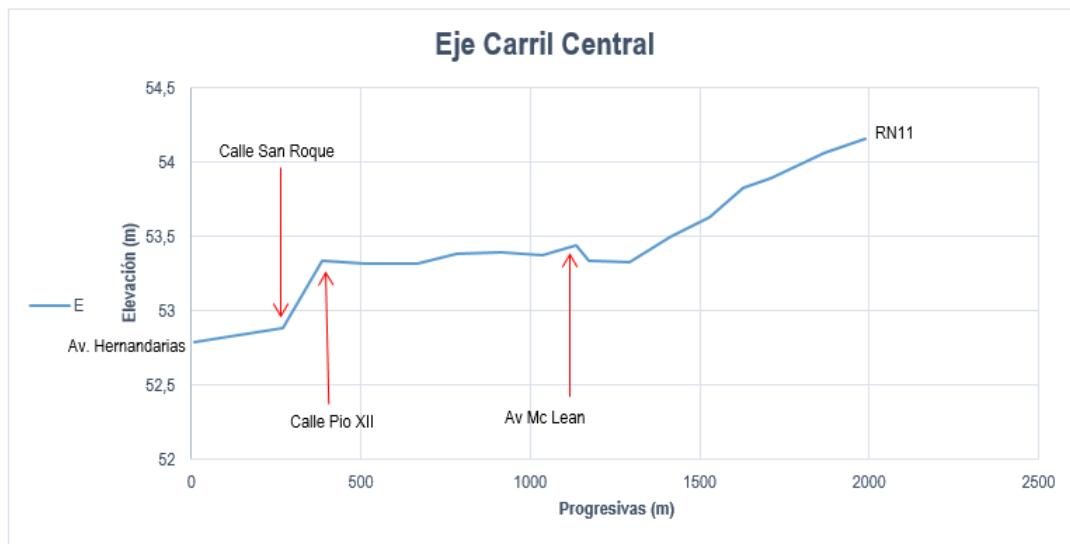


Figura 4.4: Eje Longitudinal del carril central (Fuente: Elaboración Propia)

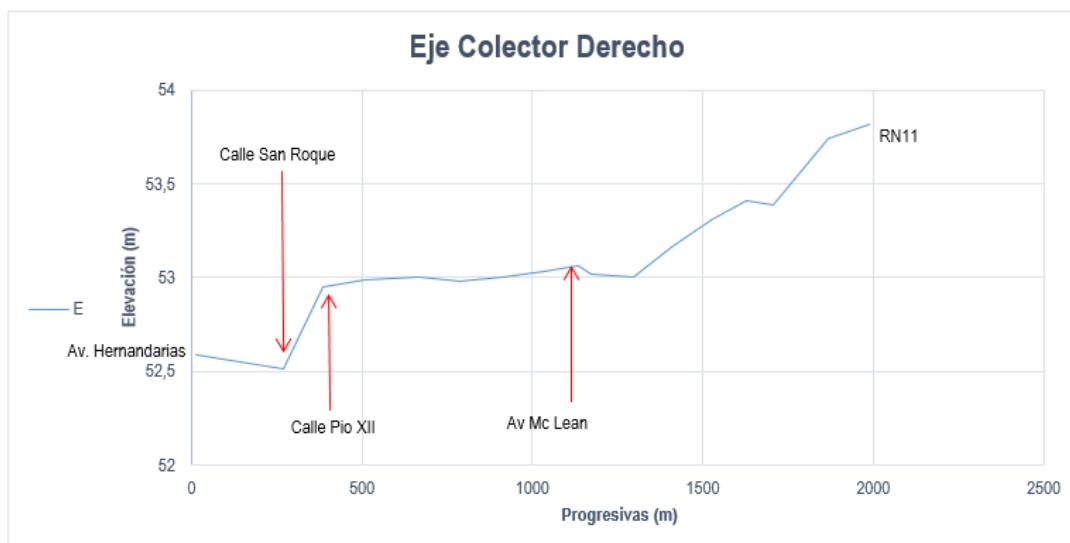


Figura 4.5: Eje Longitudinal del colector derecho (Fuente: Elaboración Propia)

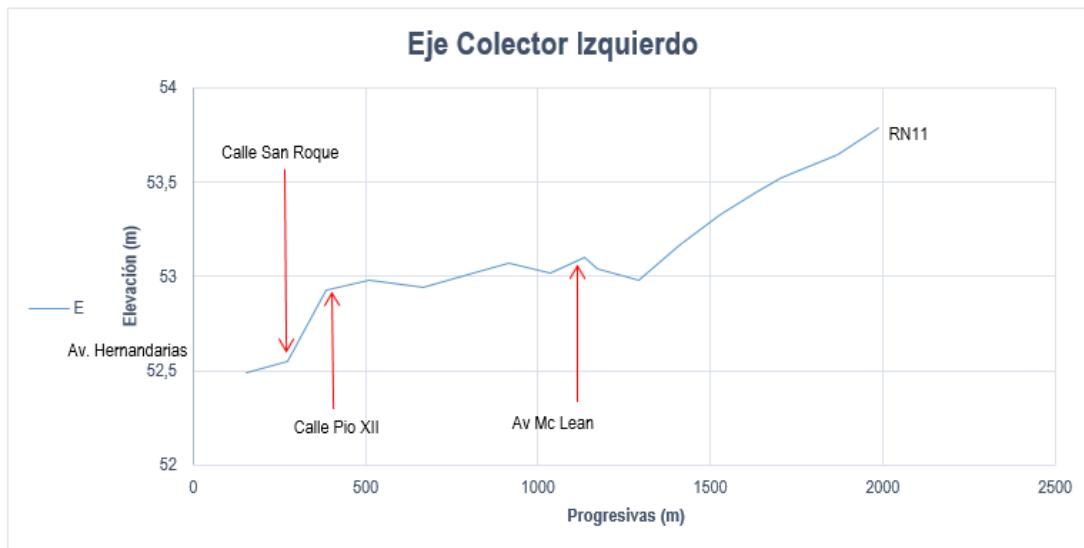


Figura 4.6: Eje Longitudinal del colector izquierdo (Fuente: Elaboración Propria)

4.9) Sección transversal propuesta

La sección transversal propuesta para el tramo en estudio constituye una mejora sustancial respecto a la configuración existente, con el objetivo de unificar y optimizar el perfil vial. Se proyecta una calzada conformada por dos trochas de tres carriles cada una, separadas por un cantero central de 1,00 metro de ancho que incluirá arbolado urbano e iluminación, garantizando tanto funcionalidad como integración con el paisaje.

Cada carril tendrá un ancho de 3,50 metros, lo que da como resultado un ancho total de calzada de 21,00 metros, al que se suma el cantero central para alcanzar los 22,00 metros. Se adoptará cordones de hormigón de 20 cm de alto por 17 cm de ancho. En cuanto a pendientes transversales, se establece una pendiente general del 2% para la calzada, mientras que en los 60 cm cercanos al cordón se incrementará al 8% con el fin de mejorar el escurrimiento superficial hacia el cordón-cuneta.

En los sectores donde las condiciones del entorno no permitan desarrollar la sección completa, se evaluará la posibilidad de utilizar parte del espacio destinado a veredas, procurando siempre preservar condiciones adecuadas para la circulación peatonal.

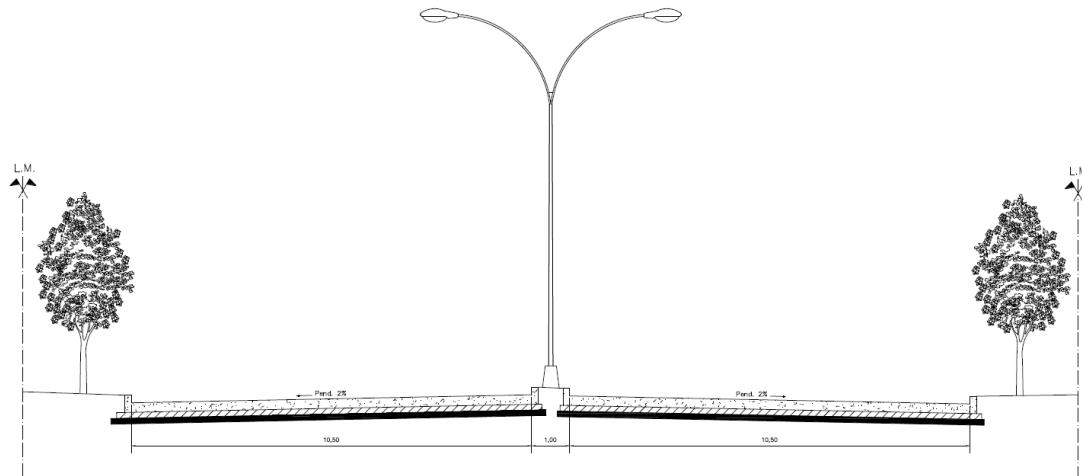


Figura 4.7: Sección transversal propuesta (Fuente: Elaboración Propia)



Figura 4.8: Imagen 3D de Sección transversal propuesta (Fuente: Elaboración Propia)

Este diseño geométrico busca unificar el perfil transversal a lo largo de todo el tramo intervenido, eliminando las variaciones existentes que afectan la funcionalidad, la continuidad del corredor y la seguridad vial. La estandarización del perfil permitirá además optimizar el funcionamiento de las intersecciones, facilitar la señalización y contribuir a una mayor fluidez del tránsito vehicular.

Se establece que las características geométricas de esta sección deberán mantenerse de forma continua. En caso de ser necesarias transiciones, estas deberán realizarse de manera progresiva y con criterios de seguridad y confort para los usuarios.

4.10) Intersecciones

Una correcta configuración de la red vial y de sus intersecciones contribuye significativamente a facilitar los distintos recorridos con la menor cantidad de elementos posibles, garantizando al mismo tiempo condiciones adecuadas de seguridad y fluidez para todos los usuarios.

Se estudiarán las intersecciones dentro del tramo de estudio que tienen mayor importancia, como ser aquellas con rutas nacionales y avenidas, también se estudiarán aquellas que presentan mayores problemáticas en cuanto a la fluidez del tránsito:

- Intersección con RN° 11
- Intersección con Avenida Mc Lean
- Intersección con Avenida Hernandarias
- Intersección con calle Padre Cerqueira
- Intersección con calle Campias
- Intersección con el acceso al Estadio Sarmiento

4.11) Accesos peatonales

Los vados son aquellas superficies inclinadas destinadas a resolver el cambio de nivel entre calzada y acera, y facilitar el desplazamiento de los peatones. Son aquellas piezas individuales adyacentes a una senda peatonal.

Se proveerá de vados para cruces peatonales. Se colocarán vados simples, en correspondencia con la senda peatonal. En las esquinas el cruce peatonal se materializará con vados dobles debido al ángulo de las mismas.

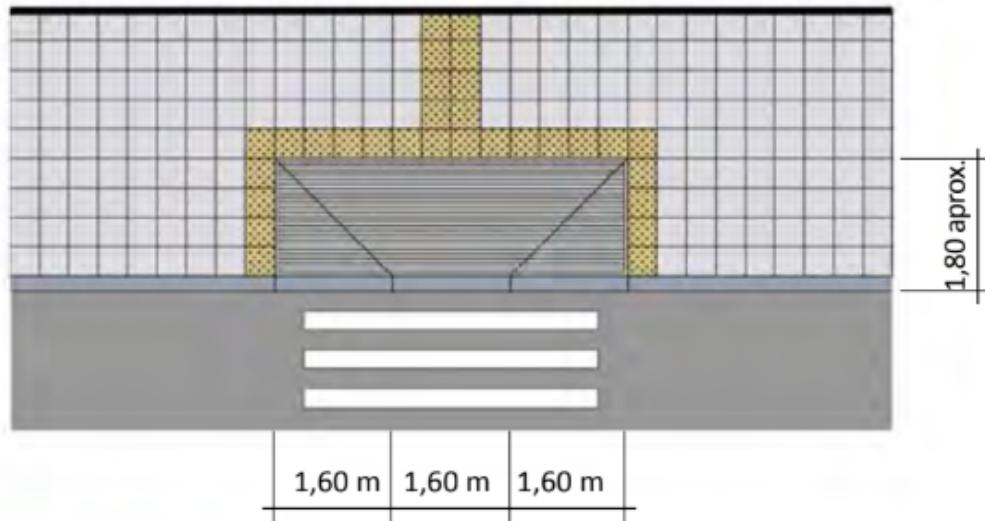


Figura 4.8: Vado simple recto tipo (Fuente: Manual de Diseño Urbano - CABA)

Vado doble de hormigón peinado

Pendiente de rampa: 8,33 %



Figura 4.9: Vado doble (Fuente: Manual de Diseño Urbano - CABA)

Siguiendo las recomendaciones del Manual de Diseño Urbano de la Ciudad de Buenos Aires este debe cumplir las siguientes especificaciones:

- Se materializarán de hormigón peinado y baldosas podotáctiles, con una franja señalizadora diferenciable por aspecto visual y táctil en la vereda.
- Pendiente longitudinal del vado de 8,33% (1:12)
- Pendiente transversal máxima de 2%
- Ancho mínimo del área central del vado simple de 1,50m.

CAPÍTULO 5: DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1) Introducción

El tipo de pavimento a utilizar será rígido en toda la longitud de estudio. El dimensionamiento de la estructura de pavimento se realizará en función del diseño estructural de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Una vez dimensionado se realiza la verificación mediante la Portland Cement Association (PCA).

5.2) Dimensionamiento por el método de AASHTO

La guía de diseño de la AASHTO de 1993 presenta un método empírico de diseño desarrollado en base a información recogida, con el objetivo de desarrollar relaciones entre las cargas de tránsito, la estructura del pavimento y la pérdida de serviciabilidad. El mismo se basa en determinar el espesor del pavimento de hormigón que sea adecuado para soportar el tránsito previsto, sin que se produzca una disminución del índice de serviciabilidad mayor al establecido según el tipo de vía.

Parte de la premisa de adoptar un espesor de pavimento e iniciar tanteos de cálculo, donde se calculan los ejes equivalentes y luego se evalúan los factores adicionales de diseño, se verifica si se logra el equilibrio en la ecuación.

La ecuación fundamental para el diseño de pavimentos es:

$$\log(ESAL's) = Z_R S_0 + 7,35 \log(e-1) - 0,06 + \frac{\log \left[\frac{\Delta PSI}{4,5-1,5} \right]}{1 + \frac{1,624 \cdot 10^7}{(e+1)^{8,46}}} + (4,22 - 0,32 p_t) \log \left[\frac{MR \cdot C_d [e^{0,75} - 1,132]}{215,63 J \left[e^{0,75} - \frac{18,42}{(E_c/k)^{0,25}} \right]} \right]$$

Siendo:

- ESAL's: Número de cargas de 18 kips (80 kN) previstas.
- ZR = desvío normal estándar
- So = Desvío estándar global de la predicción del tránsito y desempeño
- e = Espesor de la losa del pavimento en pulgadas.
- ΔPSI = Pérdida de serviciabilidad prevista en el diseño. Diferencia entre p0 y pt
- Pt = Serviciabilidad final.
- MR = Módulo de rotura del hormigón en psi.
- J = Coeficiente de transferencia de carga.
- Cd = Coeficiente de drenaje.
- Ec = Módulo de elasticidad del hormigón, en psi.
- K = Módulo de reacción de la subrasante (coeficiente de balasto, en pci (psi/pulg)).

5.2.1) Determinación de los Ejes Equivalentes ESAL's

El método de la AASHTO considera al tránsito mixto convirtiéndolo en ejes equivalentes con un determinado peso en función del efecto destructivo que generan sobre la estructura.

Para la conversión, se desarrollaron factores de equivalencia según los distintos tipos de ejes y cargas de acuerdo al espesor de calzada y la serviciabilidad final aceptable, lo que permite

correlacionar el daño de cada eje respecto al que produce un eje simple de 80 kN. La cantidad de ejes de cada tipo y carga se multiplican por los factores de equivalencia correspondientes y se determina la cantidad de ejes simples de 80 kN que producen un daño equivalente al tránsito previsto.

$$ESAL's = 2,2 * 0,5 * Fe * Fn * 365 * n * TMDA$$

Donde:

- El coeficiente 2,2 hace referencia a la conversión de 8,2 t a 10,5t utilizado en Argentina, haciendo referencia a la relación entre ejes.
- El coeficiente Fe, se denomina factor de camión y produce la conversión a un vehículo tipo de un eje de 18000 lbs.
- El término Fn se denomina factor de distribución por sentido.
- El término “n” hace referencia a la vida útil de la obra, 20 años en nuestro caso.
- El TMDA de diseño se obtiene del calculado en el Capítulo 2: “Tránsito”. Donde el TMDA de diseño es 13.516,7 veh/día sin considerar las motocicletas y bicicletas .

Para la determinación de los factores de equivalencia de cargas, se utilizan los de la DNV, mayorados en un 50% por tratarse de pavimentos rígidos.

Tabla 5.1: Factor Camión para pavimentos rígidos (Fuente: AASHTO 1993)

Tipo de Vehículo	Configuración de ejes	Factor “c”
Automóviles	11	0,01
Ómnibus	11	0,07
Camiones sin acoplado	11	0,6
	12	0,38
Camiones con acoplado	11-11	0,6
	11-12	0,39
	12-11	0,47
	12-12	0,32
Semirremolque	111	0,54
	112	0,45
	113	0,41
	122	0,35
	123	0,4

Tabla 5.2: Cálculo del factor de equivalencia (Fuente: Elaboración propia)

Tipo de vehículo	Nº Ejes	Factor de Camión	Factor Mayorado 50%	Porcentaje	Cantidad de Vehículos	Fe
Automóviles	2	0,01	0,015	34,32%	11611,8	0,010
Colectivos	2	0,07	0,105	0,48%	162,4	0,001
Camiones sin acoplado	2	0,6	0,9	3,88%	1312,8	0,070
Camiones con acoplado	5	0,47	0,705	0,81%	274,1	0,029
Camiones Semirremolque	4	0,45	0,675	0,46%	155,6	0,012
Totales					13516,7	0,122

El factor de equivalencia que se adoptó es: $Fe=0,122$

Factor de distribución por sentido

Se adopta según la tabla de factor de distribución por sentido, el cual tiene en cuenta el número de carriles por trocha, en nuestro caso es de 3 carriles en 2 trochas.

Tabla 5.3: Factor de distribución por sentido. (Fuente: AASHTO 1993)

Número de carriles por sentido	Distribución recomendada de VP en el carril derecho	Rango recomendado de VP en el carril derecho
1	100 %	100 %
2	90 %	80 % - 100 %
3	70 %	60 % - 80 %
4	50 %	40 % - 75 %
5	40 %	30 % - 60 %

Se adopta $Fn=80\%$

Con los valores calculados se puede obtener el valor de ESAL's

$$ESAL's = 2,2 * 0,5 * 0,122 * 0,8 * 365 * 20 * = 10.603.518,77 \text{ ejes equivalentes}$$

5.2.2) Confiabilidad R

La confiabilidad se define como la probabilidad estadística de que un pavimento alcance la vida de diseño para el cual fue proyectado.

Para esta variable debe evaluarse cuál es el valor aceptable de riesgo en función del tipo de vía. Para el caso de pavimentos en zonas urbanas donde circula una gran cantidad de vehículos el riesgo tiene que ser bajo, por lo que deben seleccionarse valores elevados de confiabilidad.

Tabla 5.4: Confiabilidad según el tipo de vía. (Fuente: AASHTO 1993)

Clasificación Funcional	Nivel de Confiabilidad Recomendado	
	Urbano	Rural
Autopistas	85 – 99,9	80 – 99,9
Arterias Principales	80 – 99	75 – 99
Colectoras	80 – 95	75 – 95
Rutas locales	50 – 80	50 – 80

Se adoptó un nivel de confiabilidad R=90%

5.2.3) Desvío estándar So

Es el error estadístico presente en las ecuaciones de diseño debido a la variabilidad en los materiales, construcción, etc. Representa la dispersión entre el desempeño previsto y el desempeño Kreal.

Para determinar el valor del desvío estándar se utilizarán los valores recomendados por la AASHTO para pavimentos rígidos, considerando la variación en el tránsito previsto.

$$So=0,39$$

5.2.4) Módulo resiliente (Mr)

La subrasante es el suelo que sirve como fundación para todo el paquete estructural. Las propiedades de los mismos son variables de entrada fundamental en el diseño y se determinan mediante este módulo. Reemplaza al valor soporte (CBR) y es una propiedad que describe mejor el comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas de las ruedas.

El módulo se determina a través de ensayos de laboratorio, pero al no poder contar con los mismos se procede a utilizar una correlación empírica que vincula al módulo con el CBR.

$$Mr (psi) = 2555 * CBR^{0,64}$$

Reemplazando los valores, se obtiene un módulo resiliente igual a:

$$Mr = 15.067,03 \text{ psi}$$

5.2.5) Pérdida de Serviciabilidad (ΔPSI)

La serviciabilidad de un pavimento es la capacidad del mismo de servir al tipo de tránsito para el que fue diseñado. El índice varía entre 0 y 5, de pésimas condiciones a perfectas condiciones.

Para el diseño se debe elegir la serviciabilidad inicial y final. Según la AASHTO estos valores pueden ser:

- $P_o = 4,5$ para pavimentos rígidos
- $P_o = 4,2$ para pavimentos flexibles
- La serviciabilidad final depende de la categoría de camino
- $P_f = 2,5$ o más, para caminos muy importantes.
- $P_f = 2$ para caminos de menor tránsito.

- Se adoptan
- $P_o = 4,5$
 - $P_f = 2,5$

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

5.2.6) Módulo compuesto de reacción de la subrasante K_{Comb}

Cuando se incorpora una o más capas a la composición de la estructura se produce un incremento de la capacidad soporte, la cual debe ser tenida en cuenta en el diseño.

Considerando el suelo que servirá de subrasante, se propone una base de relleno de densidad controlada RDC, con un espesor de 15cm, con 150 kg de cemento por metro cúbico y una resistencia a la compresión simple a los 7 días mayor o igual a 20 kg/cm².

Las bases de mezclas de agregados con cemento presentan un módulo de elasticidad que oscila entre 500.000 - 1.000.000 psi.

Tabla 5.5: Confiabilidad según el tipo de vía. (Fuente: AASHTO 1993)

Tipo de material	Módulo de elasticidad ó módulo resiliente [psi]	Factor de pérdida de soporte
Base granular tratada con cemento	1,000,000 – 2,000,000	0.0 – 1.0
Mezclas de agregado con cemento	500,000 – 1,000,000	0.0 – 1.0
Base tratada con asfalto	350,000 – 1,000,000	0.0 – 1.0
Mezclas bituminosas estabilizadas	40,000 – 300,000	0.0 – 1.0
Limo estabilizado	20,000 – 70,000	1.0 – 3.0
Material granular	15,000 – 45,000	1.0 – 3.0
Subrasante natural	3,000 – 40,000	2.0 – 3.0

Para el presente caso se adopta 750.000 psi como módulo de elasticidad de la base.

Con los valores del módulo de elasticidad (750.000 psi) y el módulo resiliente (15.067 psi) se ingresa al ábaco de la Figura 5.1 y se obtiene el módulo de reacción combinado (K_{Comb})

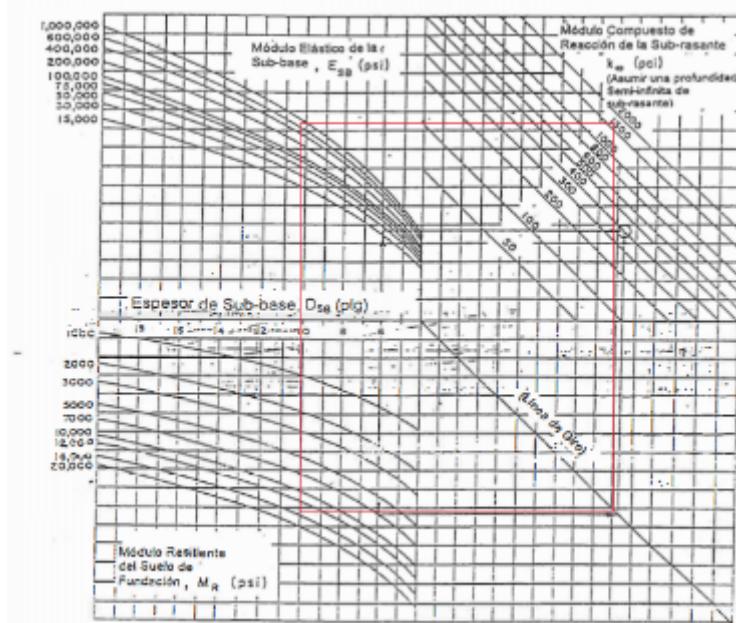


Figura 5.1: Ábaco para obtención de K_{Comb} (Fuente: AASHTO 1993)

Del ábaco se obtuvo un $K_{Comb} = 1.500 \text{ pci}$

5.2.7) Módulo de rotura del hormigón MR

El módulo de rotura o resistencia a la tracción por flexión del hormigón se determina con el ensayo a flexión con carga al tercio y está relacionado con la resistencia a la compresión f'_c a través de la ecuación:

$$MR = K \times \sqrt{f'_c}$$

Siendo $K=0,7$ para agregados naturales (redondeados) ó $0,8$ para agregados triturados.

Se utiliza el gráfico de la figura 5.2 obtenido del Manual de la ICPA, el cual correlaciona la resistencia a la compresión y flexión del hormigón a los 28 días de edad. Ingresando al mismo con una resistencia a la compresión de 30 MPa (flechas rojas), se obtiene:

$$MR= 4,2 \text{ MPa} = 608,7 \text{ psi}$$

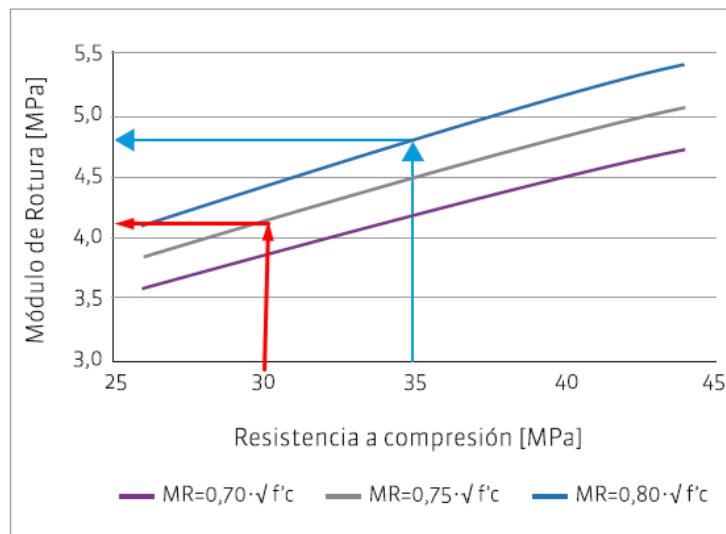


Figura 5.2: Correlación de resistencia a la compresión y flexión del hormigón a los 28 días. (Fuente: Manual ICPA)

5.2.8) Módulo de reacción efectivo de la sub-rasante K

El módulo de reacción de la subrasante obtenido debe ajustarse para tener en cuenta la pérdida de soporte (LS) de la subbase por erosión.

El factor LS está incluido en el diseño de pavimentos rígidos para tomar en cuenta la pérdida potencial de soporte debido a la erosión de la subbase y/o movimientos verticales del suelo.

Ingresando en la Tabla 5.7, se puede obtener un valor de LS, siendo esta una mezcla de agregados con cemento.

Tabla 5.7: Valores de Pérdida Soporte (fuente: AASHTO 1993).

Tipo de Material	Pérdida de Soporte (LS)
Base Granular Tratada con Cemento (E= 1,000,000 a 2,000,000 psi)	0.0 a 1.0
Mezclas de Agregados con Cemento (E= 500,000 a 1,000,000 psi)	0.0 a 1.0
Bases Tratadas con Asfalto (E= 350,000 a 1,000,000 psi)	0.0 a 1.0
Mezclas Bituminosas Estabilizadas (E= 40,000 a 300,000 psi)	0.0 a 1.0
Estabilizados con Cal (E= 20,000 a 70,000 psi)	1.0 a 3.0
Materiales Granulares sin Ligante (E= 15,000 a 45,000 psi)	1.0 a 3.0
Materiales Granulares Finos o Subrasante Natural (E= 3,000 a 40,000 psi)	2.0 a 3.0

Se adopta un valor de LS=1,00, con este valor y con $K_{Comb} = 1.500 \text{ pci}$ se ingresa al siguiente ábaco:

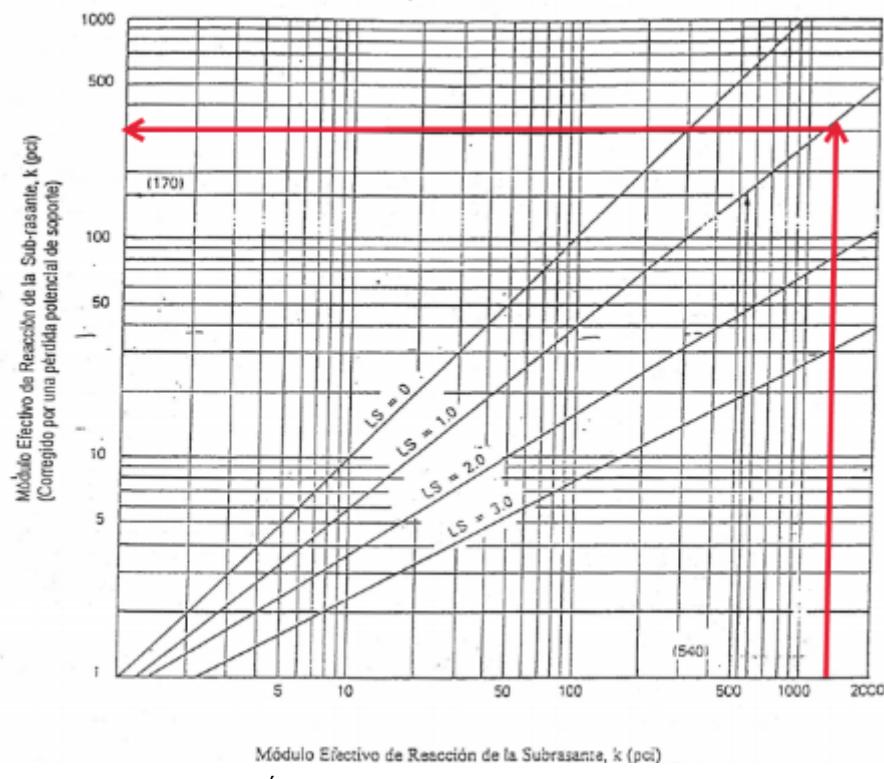


Figura 5.3: Abaco para obtención de K efectivo (Fuente: AASHTO 1993)

De esto se obtiene que el $K_{efect} = 300 \text{ pci}$.

5.2.9) Módulo de elasticidad del hormigón (Ec)

La AASHTO recomienda el empleo de la relación propuesta por la ACI entre la resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad

$$Ec = 4730 * \sqrt{F'c} \text{ (Mpa)}$$

Se adopta un hormigón tipo H-30 de 30 Mpa

$$Ec = 4730 * \sqrt{30} = 25.907 \text{ Mpa}$$

$$Ec = 3.757.400 \text{ psi}$$

5.2.10) Drenaje (Cd)

El drenaje es un factor que incide en el comportamiento de la estructura del pavimento a lo largo de su vida útil, su principal objetivo es reducir la máxima cantidad de agua que llega a la vía para evitar el deterioro del pavimento y reducir los accidentes de los usuarios.

Se analiza teniendo en cuenta el efecto del agua sobre las propiedades de las capas del pavimento y las consecuencias sobre la capacidad estructural.

Un buen drenaje aumenta la capacidad portante de la subrasante y mejora la calidad del camino permitiendo el uso de capas más delgadas.

La calidad del drenaje puede ser clasificada según en cuánto tiempo tarda en drenar el agua.

Tabla 5.8: Tiempos de drenaje recomendados. (Fuente: AASHTO 1993)

Calidad de drenaje	50% de saturación en:	85% de saturación en:
Excelente	2 horas	2 horas
Bueno	1 día	2 a 5 horas
Regular	1 semana	5 a 10 horas
Pobre	1 mes	más de 10 horas
Muy pobre	El agua no drena	mucho más de 10 horas

La Tabla 5.8 muestra los valores recomendados de Cd, dependiendo de la calidad del drenaje y del porcentaje de tiempo durante el año, que la estructura de pavimento estará normalmente expuesta a niveles de saturación aproximadamente iguales a los de la saturación, la cual depende de las precipitaciones promedio anuales y de las condiciones de drenaje prevaleciente.

Tabla 5.9: Calidad de drenaje. (Fuente: AASHTO 1993)

Calidad del Drenaje	% del Tiempo que la Estructura del Pavimento está Expuesta a Niveles de Humedad Cercanos a la Saturación			
	< 1	1 - 5	5 - 25	> 25
Excelente	1.25 - 1.20	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10
Bueno	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00
Regular	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90
Pobre	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80
Muy Pobre	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80 - 0.70	0.70

Se considera que la capacidad de drenaje es buena debido a que se trata de una vía urbana donde se supone que el agua escurre de manera rápida y eficiente, y el % de tiempo donde la estructura estará expuesta a niveles de humedad cercanos a saturación se adopta como >25%.

Por lo tanto, se obtiene un valor de Cd=1.

5.2.11) Coeficiente de transferencias de cargas (J)

El factor de transferencia de cargas J, incorpora la transferencia de carga en juntas y las condiciones de soporte en bordes de calzada. Depende básicamente de si posee pasadores o no en las juntas transversales, y si cuenta con algún soporte o rigidización en el borde de calzada.

La ACPA sugiere tener en consideración el nivel de tránsito del proyecto al momento de definir este factor, penalizando la no incorporación de pasadores.

Tabla 5.10: Factor de transferencias de cargas en pavimentos de hormigón simple y reforzado. (Fuente: Manual ICPA)

ESAL's [Millones]	Soporte de Borde			
	Pavimento de Hormigón Simple y Reforzado con Juntas (c/pasadores)		Pavimento de Hormigón Simple (s/pasadores)	
	NO	SI	NO	SI
< 0,3	3,2	2,7	3,2	2,8
0,3 a 1	3,2	2,7	3,4	3,0
1 a 3	3,2	2,7	3,6	3,1
3 a 10	3,2	2,7	3,8	3,2
10 a 30	3,2	2,7	4,1	3,4
> 30	3,2	2,7	4,3	3,6

Para un ESAL's = 10.603.518,7 y considerando que será reforzado con juntas, se obtiene un valor de $J=2,7$.

5.2.12) Cálculo del espesor del pavimento

RESUMEN DE VARIABLES DE ENTRADA	
Tipo de pavimento	Rígido
ESAL's	10.603.518,7
Confiabilidad R	90%
Desvío Estándar So	0,39
Serviciabilidad Inicial	4,5
Serviciabilidad Final	2,5
Modulo de reacción combinado Kc	300 pci
Módulo de elasticidad del H° Ec	3.757.400 psi
Módulo de rotura del H° Mr	608,7 psi
Coeficiente de transmisión de cargas J	2,7
Coeficiente de drenaje Cd	1,00

 Ecuación AASHTO 93

CÁLCULO DE LAS ECUACIONES AASHTO 1993 (2.0)

Desarrollado por: Luis Ricardo Vásquez Varela. Ingeniero Civil. Manizales, 2004.

Tipo de Pavimento	Confiabilidad (R) y Desviación estándar (So)
<input type="radio"/> Pavimento flexible <input checked="" type="radio"/> Pavimento rígido	90 % Zr=1.282 So 0.39
Serviciabilidad inicial y final	Módulo de reacción de la subrasante
PSI inicial 4.5	PSI final 2.5
	k 300 pci
Información adicional para pavimentos rígidos	
Módulo de elasticidad del concreto - Ec (psi)	3757400
Módulo de rotura del concreto - Sc (psi)	608.7
Coeficiente de transmisión de carga - (J)	
Coeficiente de drenaje - (Cd)	
Tipo de Análisis	Espesor de losa (plg)
<input checked="" type="radio"/> Calcular D W18 = 10603518.7	D = 9.50
Observaciones	
<input type="button" value="Calcular"/> <input type="button" value="Salir"/>	

Figura 5.4: Cálculo de espesor de losa (Fuente: Software AASHTO 93)

Utilizando los valores descritos, se obtiene un espesor de carpeta de rodamiento de:

$$D = 9.5" = 24,13 \text{ cm}$$

Por cuestiones constructivas, se adopta un espesor de losa de 25 cm.

5.3) Paquete Estructural Propuesto

- Losa de H° H-30 e=25 cm
- Base de RDC e= 15cm
- Subrasante de suelo mejorado con cemento CBR=16% e=15 cm

5.4) Verificación por el método del ICPA

Una vez realizado el dimensionado del paquete estructural, se procede a la verificación mediante el método del ICPA.

Se utilizarán los siguientes datos

- TMDA de diseño de vehículos pesados 1.904,9 veh/día

- Vehículos considerados:
 - Ómnibus (eje simple): 8,53% con un peso por eje de 65 kN
 - Camión sin acoplado (eje simple): 68,9% con un peso por eje de 105 kN
 - Camión con acoplado (eje tandem): 14,4% con peso por eje de 160 kN
 - Camión semirremolque (eje tandem): 8,2% con un peso por eje de 195 kN
- Factor de seguridad de cargas (FSC): 1,1
- CBR de 16%

Correlación CBR con módulo de reacción de la subrasante

Figura 2-47: Correlación del CBR con el módulo de reacción de la subrasante para distintos tipos de suelos.

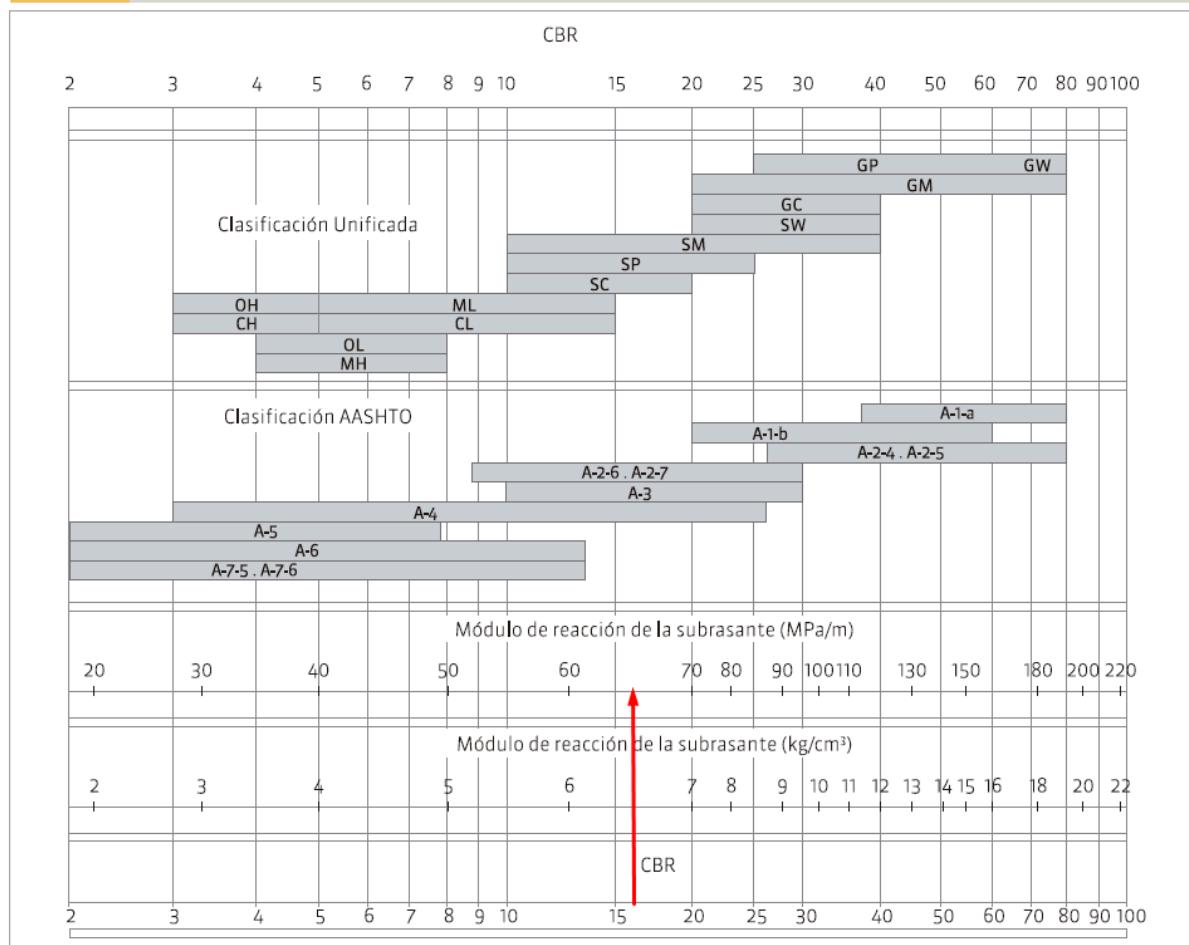


Figura 5.5: Correlación de CBR con módulo de reacción de la subrasante (Fuente: Manual ICPA)

De la figura se obtiene $K = 65 \text{ MPa/m}$

K combinado para la subrasante

Siendo el espesor del RDC $e=15\text{cm}$ y el valor de $K=65 \text{ MPa/m}$ obtenido, a través de la Tabla 5.11 se obtiene el $K_{\text{comb}} = 190 \text{ MPa/m}$

Tabla 5.11: Valor de K combinado para bases tratadas (Fuente: Manual ICPA)

Espesor de la base → k subrasante [MPa/m] ↓	100 mm	150 mm	225 mm	300 mm
20	60	80	105	135
40	100	130	185	230
60	140	190	245	---

Factor de Seguridad de Cargas

Las cargas por eje previstas son mayoradas mediante un factor de seguridad de cargas, con el fin de resguardar el pavimento de las imprevistas sobrecargas de tránsito.

Según el tipo de vía, la metodología recomienda:

- Para autopistas y rutas de alto volumen de tránsito pesado, donde existe un flujo ininterrumpido del tránsito pesado FSC=1,2
 - Para rutas y arterias importantes con moderado volumen de tránsito pesado FSC=1,1
 - Para rutas y otras vías de bajo volumen de tránsito pesado y calles residenciales FSC=1,0
- En el caso del presente trabajo se adoptó un FSC=1,1.

5.4.1) Procedimiento de verificación por el método de ICPA

El procedimiento requiere en primera instancia la definición de un espesor de losa de prueba, para el cual se calculan los daños por fatiga y erosión causados por el tránsito y para las condiciones de proyecto analizadas.

- Hormigón tipo H-30 de 25 cm de espesor.
- Módulo de rotura a los 28 días $f_r = 42 \text{ kg/cm}^2$

Análisis por fatiga y erosión

El análisis por **fatiga** se centra en los esfuerzos de flexión generados por las cargas en los bordes de las losas, especialmente en las juntas transversales. Su finalidad es evitar la aparición de fisuras producto de la repetición de cargas a lo largo de la vida útil del pavimento. Este control resulta fundamental en pavimentos de bajo espesor y tránsito reducido, ya que asegura que el número de repeticiones admisibles supere al tránsito proyectado, garantizando así que la losa no alcance su límite de fatiga prematuramente.

El análisis por **erosión** evalúa el deterioro asociado al bombeo de finos y la pérdida de soporte en la base, fenómenos favorecidos por la presencia de agua y el paso repetido de cargas pesadas. Este mecanismo de verificación es relevante en pavimentos sometidos a tránsito medio y alto, donde la transferencia de carga se realiza mediante trabazón de agregados o pasadores. Su

correcta evaluación permite prevenir asentamientos diferenciales y pérdida de apoyo, contribuyendo a prolongar la durabilidad y el desempeño estructural del pavimento.

El procedimiento de verificación por fatiga y erosión comienza con la determinación del valor de K combinado (190 Mpa/m), a partir del cual y junto con el espesor de losa se ingresa a las tablas correspondientes para obtener la tensión equivalente y el factor de erosión. En este caso, se considera que el diseño no posee banquina y sí cuenta con pasadores para la transferencia de carga. Con estos valores, se procede al cálculo de la relación de tensiones necesaria para el análisis de fatiga.

Cabe señalar que las tablas empleadas para determinar la tensión equivalente y el factor de erosión se encuentran en el “Capítulo 10: Anexos” del presente documento.

$$\text{Relación de tensiones} = \frac{\text{Esfuerzo producido por la carga por eje}}{\text{Módulo de rotura del Hº}}$$

Obteniéndose así los siguientes valores:

Tabla 5.12: Resumen de coeficientes obtenidos (Fuente: Elaboración Propia)

Tipo Eje	Tensión Equivalente	Relación de tensiones	Factor de Erosión
Eje simple	1	0,24	2,49
Eje Doble	0,83	0,20	2,59
Eje Triple	0,62	0,15	2,65

Para dichos análisis, se ingresa en los ábacos de fatiga y erosión presente en el “Capítulo 10: Anexos”, con los pesos por eje adoptados, los cuales son:

- 65 kN y 105 kN para eje simple
- 160 kN para ejes dobles
- 195 kN para ejes triples.

A partir de estos gráficos se obtiene la cantidad de **repeticiones admisibles** que soporta el pavimento tanto frente al mecanismo de fisuración por fatiga como frente al fenómeno de erosión.

El método PCA considera que el espesor adoptado no es adecuado si la sumatoria de los consumos de fatiga o erosión individuales para las cargas previstas supera el 100%, caso contrario se debería adoptar un espesor mayor y repetir el procedimiento de diseño hasta no superar dicho valor.

Número de repeticiones esperadas

Para el cálculo del número de repeticiones esperadas se debe utilizar la siguiente fórmula:

$$Re = TMDA \times \% Te \times FS \times FC \times Pd \times FCA \times 365$$

Dónde:

- TMDA: tránsito medio diario anual → 1.904,9 veh/día (tránsito pesado)
- % Te → % TMDA para cada tipo de eje
- FS: Factor de sentido → 0,5
- FC: Factor de carril → 0,8
- Pd: período de diseño → 20 años

- Factor de crecimiento anual → 1,3

Tabla 5.13: Repeticiones esperadas calculadas (Fuente: Elaboración Propia)

Tipo Eje	Peso (kN)	% TMDA	Repeticiones Esperadas
Eje simple	60	8,5%	924723,8
	105	68,9%	7474850,9
Eje Doble	160	14,4%	1560471,4
Eje Triple	190	8,2%	886193,7

Verificación del espesor del hormigón

VERIFICACIÓN DEL ESPESOR DEL HORMIGÓN

Espesor estimado	25	Junta con pasadores
K Combinado	190	Sin banqueta de hormigón
MR	42	Subbase cementada
FSC	1,2	Espesor 15 cm
Periodo de diseño	20 años	

Cargas por Eje	Carga por FSC	Repeticiones Esperadas	Análisis de Fatiga		Análisis de Erosión	
			Rep. Admisibles	Consumo de Fatiga	Rep. Admisibles	Daño por Erosión
EJES SIMPLES	Esfuerzos Equivalentes	1,0				
	Relación de tensiones	0,24				
	Factor de Erosión	2,49				
8160	9792	924723,8	100000000	1%	Ilimitadas	0%
10710	12852	7474850,9	Ilimitadas	0%	12500000	59,80%
EJES DOBLES	Esfuerzos Equivalentes	0,83				
	Relación de tensiones	0,20				
	Factor de Erosión	2,59				
16320	19584	1560471,4	Ilimitadas	0%	35000000	4%
EJES TRIPLES	Esfuerzos Equivalentes	0,62				
	Relación de tensiones	0,15				
	Factor de Erosión	2,65				
19380	23256	886193,7	Ilimitadas	0%	5500000	16%
			SUMA	1%		80%

Como la suma de los porcentajes de daños por fatiga y erosión son menores al 100%, nos encontramos en buenas condiciones y verifica el pavimento de 25 cm de espesor.

5.5) Juntas, pasadores y barras de unión

En el diseño de pavimentos de hormigón, las juntas constituyen un elemento esencial para garantizar su correcto desempeño a lo largo de la vida útil. Su función principal es controlar el patrón

de fisuración que aparece de manera natural debido a las retracciones y a las variaciones térmicas, evitando que dichas fisuras se desarrolle de forma desordenada y comprometan la durabilidad de la estructura. Un adecuado planteo de juntas permite no solo prevenir la formación de grietas, sino también asegurar la transferencia de cargas entre losas contiguas, facilitar el movimiento controlado de las placas y proteger al pavimento de la infiltración de agua y materiales incompresibles.

El correcto diseño y disposición de las juntas, junto con la incorporación de pasadores y barras de unión, es determinante para la calidad del pavimento, ya que de ello depende tanto la comodidad del tránsito como la vida útil de la obra. En este trabajo se analizan las recomendaciones del ICPA y la aplicación práctica en las distintas calzadas del proyecto, verificando las relaciones entre largo y ancho de las losas y adoptando las disposiciones necesarias para mantener dichas relaciones dentro de los valores recomendados.

Según las recomendaciones del ICPA, la separación entre juntas en pavimentos debe cumplir con la condición:

$$Sep. \text{ Máxima} = K \times e$$

Siendo:

- K: constante, igual a 21 para bases tratadas con cemento o con asfalto.
- e: espesor de la calzada

Asimismo, el ICPA recomienda una relación largo/ancho no mayor a 1,25 de manera que las losas resulten tan cuadradas como sea posible.

Para el presente trabajo, la separación máxima admisible resulta:

$$Sep. \text{ Máxima} = 21 \times 28 \text{ cm} = 588 \text{ cm} = 5,88 \text{ m}$$

En consecuencia, se adoptaron losas de **4,20 m de largo por 3,50 m de ancho**, obteniéndose una relación largo/ancho de 1,20 igual al recomendado por el ICPA.

En los pavimentos de hormigón, la colocación de pasadores y barras de unión es fundamental para garantizar la continuidad estructural entre losas. Los pasadores permiten la transferencia de cargas en las juntas transversales, mientras que las barras de unión aseguran el anclaje en las juntas longitudinales. Su correcta disposición mejora la durabilidad del pavimento, evita asentamientos diferenciales y contribuye a un mejor desempeño bajo cargas repetidas.

5.5.1) Juntas transversales de contracción

Estas juntas se materializan en sentido transversal de la calzada de hormigón, permitiendo el control de las fisuras intermedias en las losas.

La transferencia de cargas se realiza a través de pasadores, los cuales son barras de acero lisas colocadas en la junta transversal con el fin de transferir cargas sin restricción del movimiento longitudinal de las losas.

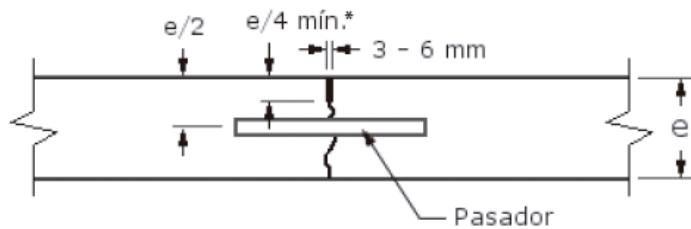


Figura 5.6: Juntas transversales de contracción (Fuente: Manual ICPA)

Para la determinación de las dimensiones de las barras, se utiliza las recomendaciones del ICPA

Tabla 5.14: Tabla características de los pasadores (Fuente: ICPA)

Tipo de hierro	Barra redonda lisa. Tipo I. AL-220.
Superficie	Lisa, libre de óxido y con tratamiento que impida la adherencia al hormigón en todo su largo.
Largo	45 cm.
Diámetro	25 mm para $e \leq 20$ cm. 32 mm para $20 \text{ cm} < e \leq 25$ cm. 38 mm para $e > 25$ cm.
Separación	30 cm de centro a centro, 15 cm de centro a borde.
Ubicación	Paralelo a la superficie del pavimento y al eje de calzada. Mitad del espesor de losa. Mitad a cada lado de la junta transversal.

Se adoptó un diámetro de 38mm con separaciones de 30cm de centro a centro y 15cm de centro a borde.

5.5.2) Juntas longitudinales de contracción

Este tipo de juntas se ejecutan para controlar la fisuración cuando dos o más carriles se ejecutan simultáneamente. La transferencia de cargas se materializa por trabazón de agregados, en tanto que se emplean barras de unión para mantener anclada la junta, garantizando una adecuada eficiencia en la transferencia de carga a largo plazo.

Al realizar el armado de esta junta se debe contemplar que debe estar alejada como mínimo 40 cm respecto de las juntas transversales, para no interferir con el funcionamiento de los pasadores.

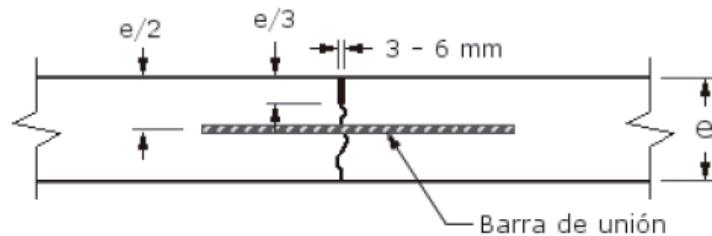


Figura 5.7: Juntas longitudinales de contracción (Fuente: Manual ICPA)

Para el dimensionamiento se utiliza la fórmula del ICPA

$$A_{BU} = \frac{\gamma \cdot E \cdot L \cdot \mu \cdot S}{f_a}$$

siendo:

A_{BU} la sección mínima de acero de las barras de unión, por cada losa de pavimento.

γ el peso unitario del hormigón.

E el espesor de la losa.

L la distancia al borde libre más cercano.

μ el coeficiente de fricción entre la losa y el apoyo (ver Tabla 3-2).

f_a la tensión admisible del acero.

S la separación entre juntas transversales.

Tabla 5.15: Coeficientes de fricción recomendados (Fuente: ICPA)

Tabla 3-2: Coeficientes de fricción recomendados. [AASHTO. 1993]	
Tipo de material en el apoyo de la calzada	Coeficiente de Fricción, μ
Tratamiento superficial	2,2
Estabilizado con cal/cemento/asfalto	1,8
Material granular	1,5
Subrasante Natural	0,9

Se adopta un coeficiente de fricción de 1,8, y se realiza el cálculo:

$$A_{BU} = \frac{0,024 \text{ MN/m}^3 \times 0,28 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 1,8 \times 3,5 \text{ m}}{240 \text{ MPa}} = 6,3 \text{ cm}^2$$

Con dicha sección se determina el largo de la barra, para ello se utilizan las recomendaciones del ICPA.

Tabla 5.16: Largo mínimo de barras de unión (Fuente: ICPA)

Diámetro de la barra [mm]	Sección [cm ²]	Perímetro [cm]	Largo mínimo de la barra de unión [cm]
10	0,79	3,14	60
12	1,13	3,77	72
16	2,01	5,02	96
20	3,14	6,28	120

Tabla 5.17: Separación de las barras de unión (Fuente: ICPA)

Diámetro de la Barra de Unión	10mm	12mm	16mm
Cantidad por losa	10	7	4
Separación adoptada entre barras	0,41 m.	0,62 m	1,12 m
Distancia entre barras extremas y las juntas transversales	0,40 m	0,40 m	0,56 m
Longitud de la barra de unión	0,6 m	0,72 m	0,96 m

Basándose en las dimensiones observadas, se adoptan 7 barras de 12mm de diámetro, de sección 1,13 cm² y largo de 72 cm por cada losa, separadas entre sí cada 40 cm.

5.5.3) Juntas transversales de construcción

Estas juntas se realizan al finalizar la jornada laboral o en interrupciones programadas, debido a la imposibilidad de continuar el hormigonado.

La transferencia de carga se efectúa a través del pasador. Las barras utilizadas son las mismas que para las juntas transversales de contracción.

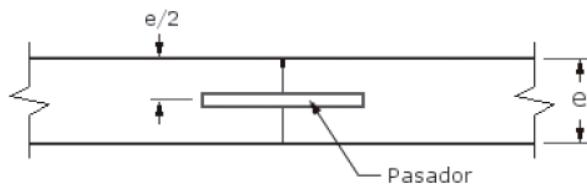


Figura 5.8: Juntas transversales de construcción (Fuente: Manual ICPA)

5.5.4) Juntas de dilatación

Cumplen la función de aislar el pavimento de otra estructura, tal como otra zona pavimentada o una estructura fija.

También ayudan a disminuir tensiones de compresión que se desarrollan en intersecciones en T y asimétricas. El ancho de la misma no debe superar los 25 mm.

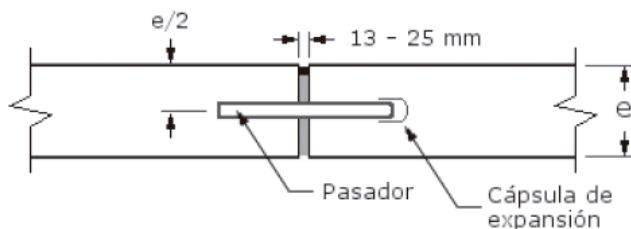


Figura 5.9: Juntas de dilatación (Fuente: Manual ICPA)

Se adopta una junta de dilatación de 20mm, y según la Tabla 5.12 se adoptan barras pasadoras tipo I (AL-220), de 45 cm de longitud y diámetro de 32mm. Separadas a 30 cm de centro a centro y 15 cm de centro a borde.

5.6) Conclusión

El paquete estructural del presente capítulo queda constituido por:

- Subrasante de suelo mejorado con cemento de 15 cm.
- Subbase de RDC de espesor 15cm.
- Pavimento de hormigón H-30 de 25 cm de espesor.
 - Losas de 4m de largo por 3,5 m de ancho.
 - Pasadores de 32 mm, de 45 cm de largo cada 30 cm
 - Barras de unión de 12 mm, 75 cm de largo cada 40 cm.
 - Juntas de dilatación de 2cm.

CAPÍTULO 6: SEGURIDAD VIAL

6.1) Señalización

La señalización vial constituye un elemento esencial para la organización del tránsito, ya que permite guiar a los usuarios de la vía, regular la circulación y advertir sobre distintas circunstancias que puedan presentarse. Dentro de ella, se distinguen dos tipos principales: la señalización vertical y la horizontal.

La señalización vertical se ubica en los laterales de la vía o de manera sobreelevada mediante pórticos o ménsulas, y cumple la función de transmitir información mediante símbolos, formas y colores fácilmente reconocibles por los conductores y peatones. Su correcta disposición contribuye a incrementar la seguridad y la eficiencia de la circulación.

Por su parte, la señalización horizontal comprende las marcas pintadas sobre la calzada, destinadas a ordenar los flujos vehiculares, delimitar carriles, indicar prioridades y advertir situaciones particulares. En conjunto con la señalización vertical, conforman un sistema integral que facilita la convivencia entre los distintos usuarios de la vía y mejora la seguridad vial.

6.1.1) Señalización vertical

Las señales verticales se ubican generalmente en los laterales de la calzada o de manera sobreelevada, mediante pórticos o ménsulas aéreas, con el fin de regular la circulación, guiar a los conductores y advertir sobre distintas circunstancias que puedan afectar la seguridad vial.



Prescriptivas o Reglamentarias

Redondas, blancas y con borde rojo.
Hay dos excepciones: Pare y Ceda el paso.



Preventivas o de advertencia

Cuadradas con diagonal vertical y amarillas.
Las de peligro son triangulares de borde rojo.



Informativas y de orientación

Cuadradas o rectangulares, color azul o verde.
Algunas redondas o blancas.



Transitorias

Similar a las preventiva y conos, vallas, tambores, cintas, balizas, banderilleros, etc.

Ubicación: Laterales - Aéreas - Horizontales - Luminosas.

Figura 6.1: Tipos de señales (Fuente: Municipalidad de Resistencia)

Para nuestra vía se emplearán:



Figura 6.2: Señales reglamentarias (Fuente: Municipalidad de Resistencia)

Emplazamiento de señales laterales

Las señales laterales se ubicarán a una distancia mínima de 30 cm entre el borde de la calzada (o filo del cordón) y el filo de la señal, de acuerdo con lo establecido por la Dirección Nacional de Vialidad (DNV).

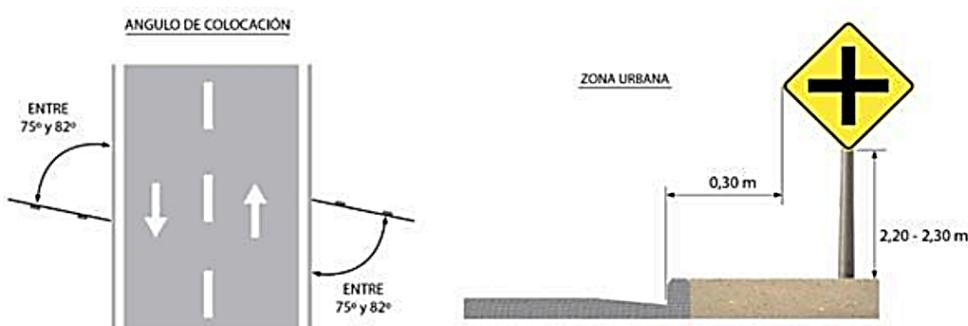


Figura 6.3: Emplazamiento de señales verticales. (Fuente: Manual de Señalización Vertical - DNV)

Emplazamiento de señales aéreas

Las señales aéreas se instalarán sobreelevadas sobre la calzada mediante pórticos, columnas o ménsulas. El borde inferior deberá ubicarse a una altura mínima absoluta de 5,10 m sobre el punto más alto de la calzada, con una altura deseable de 5,50 m y una máxima de 6,00 m.



Figura 6.4: Emplazamiento de señales aéreas (Fuente: Manual de Señalización Vertical - DNV)

Los soportes emplazados en el lateral derecho deberán mantener una separación deseable de 5,50 m respecto al borde de la calzada, debidamente protegidos en caso de corresponder.

Para el presente estudio se proponen señales aéreas destinadas a la identificación de carriles de circulación y destinos.

Materiales de la señalización vertical

La señalización vertical se materializará según las recomendaciones del manual de señalamiento de la DNV:

- **Placas:** acero galvanizado de 2 mm de espesor, conforme a norma IRAM IAS-U-500-214:2002, con bordes perfectamente terminados, sin rebabas, y esquinas redondeadas con radios de 40 a 60 mm en señales laterales.
- **Soportes:** caños metálicos huecos.
- **Columnas de señalización aérea:** acero estructural de primera selección.

6.1.2) Señalización horizontal

La señalización horizontal comprende el conjunto de marcas viales materializadas sobre la calzada, cordones u otras estructuras adyacentes, mediante líneas, flechas, símbolos o leyendas. Su finalidad es regular y canalizar la circulación, ordenar los flujos vehiculares y peatonales, así como advertir sobre la presencia de obstáculos o zonas de riesgo.

Para la vía en estudio, se proyecta la siguiente demarcación:

- **Línea de frenado:** delimita la zona peatonal o cruce de peatones y no debe ser sobrepasada durante la luz roja del semáforo. Tendrá un ancho de 0,50 m.
- **Senda peatonal:** indica el espacio reservado para el cruce de peatones. Se conformará mediante franjas de 3,00 m de largo por 0,50 m de ancho, separadas entre sí por 0,50 m.

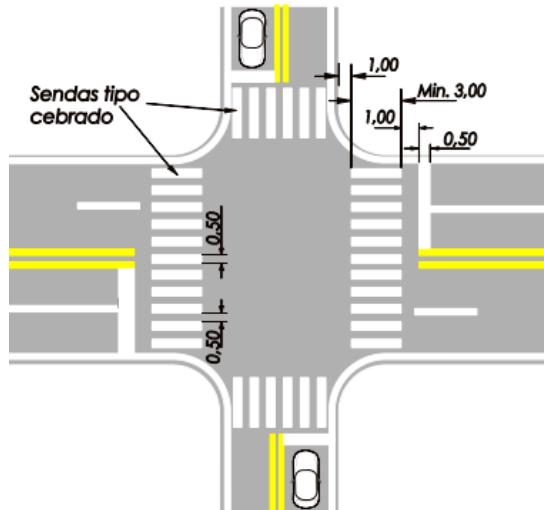


Figura 6.5: Línea de frenado y senda peatonal (Fuente: Manual de Señalamiento Horizontal - DNV)

- **Línea blanca longitudinal discontinua:** establece la división entre carriles de un mismo sentido de circulación, permitiendo el cambio de carril. Las dimensiones serán según el Manual de Señalamiento Horizontal de la DNV : “Velocidades 40-60 km/h: con trazos discontinuos de 3,00 m de largo y 0,10 m de ancho, color blanco, alternando con 5,00 m sin pintura (Relación Marca/ Módulo de 0,375, (3/8)).”

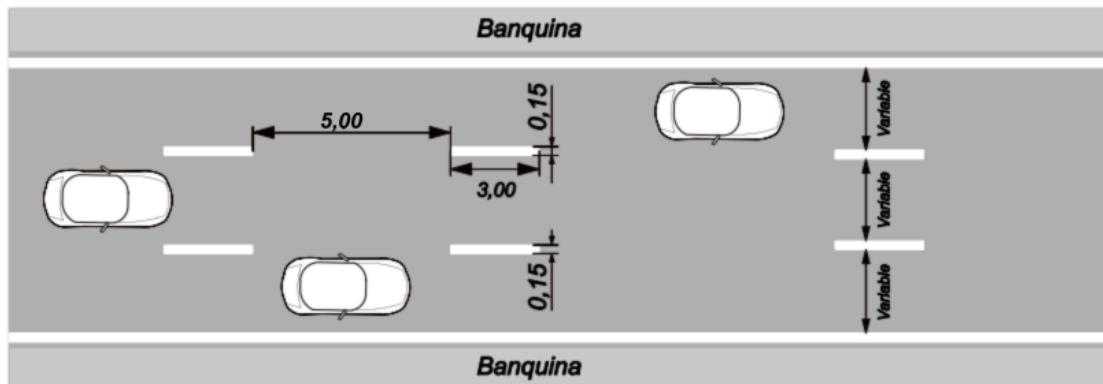


Figura 6.6: Línea longitudinal discontinua (Fuente: Manual de Señalamiento Horizontal - DNV)

6.2) Señales luminosas

Estas señales están conformadas por unidades luminosas individuales que, en conjunto, generan mensajes como textos, flechas o símbolos, los cuales pueden variar según las necesidades de la vía. Pueden ser **fijas o intermitentes**, y su ubicación se establece en puntos estratégicos para mantener al usuario correctamente informado. Además, pueden ser **programadas y controladas a distancia**. Entre los diversos dispositivos luminosos, podemos mencionar:

Balizamiento luminoso

- **Semáforos**
- **Flechas Luminosas**
- **Lámparas de señalización**
- **Bastones Luminosos**
- **Lámparas halógenas**

- **Luminarias de tecnología Led**

Las señales luminosas que se usarán para nuestra vía son los semáforos y las luminarias de tecnología led.

6.3) Semaforización

En este apartado se propone analizar y mejorar el sistema de semaforización actual, con el objetivo de optimizar la seguridad vial y la fluidez del tránsito. Asimismo, se evaluará la factibilidad de implementar un sistema de “onda verde”, orientado a coordinar los tiempos de los semáforos de manera progresiva, permitiendo una circulación más eficiente, reduciendo detenciones innecesarias y mejorando la experiencia tanto de conductores como de peatones.

Un semáforo es un dispositivo de señalización vial, luminoso y regulado electrónicamente, que organiza y controla la circulación de vehículos y peatones en intersecciones, pasos peatonales o tramos de vía. Funciona mediante luces de colores (rojo, amarillo y verde), cada una con un significado específico, con el fin de garantizar el orden, la seguridad y la eficiencia del tránsito.



Figura 6.7: Semáforo (Fuente: Cátedra Transporte - Facultad de Ingeniería UNNE.)

Ventajas:

- Colaboran con el movimiento ordenado del tráfico.
- Reduce la frecuencia y severidad de ciertos tipos de colisiones, especialmente a 90 grados.
- Son coordinados para proveer un tránsito continuo o casi continuo a cierta velocidad a lo largo de una vía dada.
- Interrumpen el tránsito pesado, permitiendo el cruce de otros vehículos o peatones.

Desventajas:

- Demora excesiva.
- Desobediencia excesiva de las indicaciones de las señales.
- Incremento en el uso de calles no adecuadas para evitar los semáforos.
- Significativo incremento en las frecuencias de las colisiones (especialmente desde atrás).

Pueden ubicarse en la acera más cercana al sentido de circulación. En este caso, los vehículos que esperan la luz verde deben situarse lo más atrás posible de la línea de alto, dejando espacio suficiente para el paso de peatones por la senda. Además, los conductores no pueden ver el cambio de luces del semáforo opuesto en la intersección, lo que evita la costumbre de iniciar la marcha cuando éste se pone en amarillo, antes de que se encienda su propia luz verde.

También pueden ubicarse en la acera opuesta a aquella donde se encuentra la línea de parada.

Actualmente las intersecciones de la vía cuentan con siete semáforos que alternan entre cuatro fases, tres y dos fases.



Figura 6.8: Semáforo cuatro fases, en ubicación conflictiva. Intersección Av. Alvear y Av. Mac Lean.
(Fuente: Google Street view.)



Figura 6.9: Intersecciones semaforizadas actuales del tramo.
(Fuente: Google Street view y elaboración propia.)

6.4) Verificación de la intersección semaforizada actual

La red vial en estudio presenta siete intersecciones semaforizadas:

1. Avenida Hernandarias
2. Calle Padre Cerqueira
3. **Avenida Mac Lean**
4. Calle Fotheringham
5. Calle Fray Bertaca
6. Calle Campias
7. Ruta N°11

Dado que se trata de un estudio a nivel de anteproyecto, el cálculo se ejecutará únicamente en la intersección **Av. Alvear – Av. Mac Lean**, en lugar de abarcar las siete intersecciones previstas, ya que ésta concentra la mayor exigencia de capacidad y condiciona el ciclo de diseño del tramo. Con los datos obtenidos del censo en hora pico se determinarán los tiempos de reparto y se evaluará la validez de la ubicación propuesta. En esta etapa se considerará únicamente la **Garantía de Hora pico**, dado que, al cumplirse una de las ocho garantías establecidas por el manual MUTCD, *Nivel 3: Semaforización*, resulta justificada la instalación del dispositivo.

6.4.1 Garantía Hora Pico

Presenta dos condiciones: la de demora y volumen. La condición de volumen establece que se verifica dicha garantía cuando en la gráfica (figura 6.12) el punto que representa los vehículos que circulan en la hora pico en la calle principal y en la calle secundaria, caiga por arriba de la curva que corresponde a la combinación de número de carriles.

Tabla 6.1: Volúmenes totales en la hora pico en la intersección av. Alvear y av. Mac Lean. (Fuente: elaboración propia.)

TIEMPO		VOLÚMEN DE VEHÍCULOS (veh/h)					
		Calle principal			Calle secundaria		
Hora	Periodo	Av. Alvear (Dirección NO-SE)			Av. Alvear (Dirección SE-NO)		
		Pasante	GD	GI	Pasante	GD	GI
12:00 - 13:00	12:00 - 12:15	99	45	8	126	9	15
	12:15 - 12:30	130	60	10	165	12	20
	12:30 - 12:45	182	84	14	231	17	28
	12:45 - 13:00	109	50	8	139	10	17
TOTALES		519	239	40	661	47	79
		1585					
TIEMPO		VOLÚMEN DE VEHÍCULOS (veh/h)					
		Calle secundaria			Calle principal		
Hora	Periodo	Av. Mac Lean (Dirección SO-NE)			Av. Mac Lean (Dirección NE-SO)		
		Pasante	GD	GI	Pasante	GD	GI
12:00 - 13:00	12:00 - 12:15	126	34	8	104	3	2
	12:15 - 12:30	166	44	11	137	4	3
	12:30 - 12:45	233	62	16	192	6	4
	12:45 - 13:00	140	37	9	115	4	2
TOTALES		665	177	44	548	17	12
		1463					

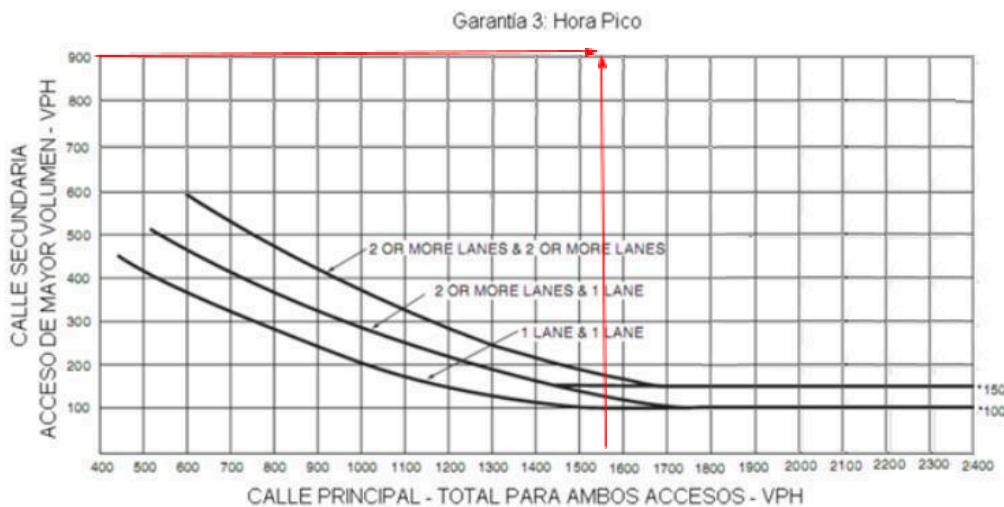


Figura 6.10: Abaco de garantía 3. Intersección entre av. Alvear y av. Mac Lean
(Fuente: Cátedra Transporte – UNNE Ingeniería)

Se observa de la **tabla 6.1** que para un volumen de 1585 veh/h para la calle principal y 1463 veh/h para la calle secundaria se satisface la condición de volumen ya que el punto cae por encima de la curva correspondiente a 2 o más carriles por acceso.

La condición de demora establece que la colocación de un semáforo debido a la garantía se da solo si el estudio determina que existen tres condiciones para la misma hora:

- El tiempo total de demora para la calle secundaria de mayor volumen controlada por una señal de PARE es igual o excede los 4 vehículos-hora para un carril o 5 vehículos-hora para dos carriles, esto es, la cantidad de tiempo de retardo que experimenta un cierto número de vehículos para pasar por una intersección.

Esta condición no puede comprobarse debido a que no se cuenta con un cartel de PARE

- El volumen en el mismo acceso secundario es igual o excede 100 vph para un carril o 150 vph para dos carriles.

Esta condición se cumple.

- El volumen total de servicio durante la hora iguala o excede 650vph para intersecciones con tres accesos y 800vph para intersecciones con cuatro o más accesos.

Se cumple.

Al no cumplirse en simultáneo las tres condiciones no se satisface la condición de demora.

La garantía establece que, habiéndose cumplido con algunas de las dos condiciones, la de demora o volumen, la misma es verificada con lo cual la ubicación actual del semáforo es correcta.

6.4.2) Tiempos de reparto de la situación actual

Los semáforos de la intersección analizada operan bajo un esquema de programación predefinido, en el cual la longitud del ciclo, las fases, los tiempos de verde y los intervalos de cambio

(amarillo) se encuentran establecidos de antemano. Este tipo de control presenta una eficiencia limitada, ya que en condiciones de alta densidad vehicular su función principal se restringe prácticamente a la prevención de accidentes.

La limitación esencial radica en su incapacidad para adaptarse a las variaciones en la intensidad del flujo vehicular. En la intersección de las avenidas Alvear y Mac Lean, el plan de operación semafórica carece de un diseño específico y funciona únicamente mediante una programación estándar. Esto implica que los tiempos de reparto se mantienen constantes en todos los accesos, sin contemplar las diferencias en las demandas de tránsito de cada uno.

Asimismo, los dispositivos trabajan con cuatro fases, entendiéndose por fase el intervalo en el que se habilita un movimiento determinado de la intersección mediante la señal de verde. En la práctica, los tiempos de reparto asignados son idénticos para todos los accesos, como se muestra en la **tabla 6.2**.

Tabla 6.2. Tiempos de reparto actuales en la intersección de Av. Alvear y Av. Mac Lean.

(Fuente: elaboración propia.)

Semáforo	Tiempo de reparto actual			
	Verde (s)	Amarillo (s)	Rojo (s)	Ciclo total (s)
1	22	4	89	115
2	30	4	81	115
3	25	4	86	115
4	22	4	89	115

Cada semáforo, a través de la señal de verde, otorga el derecho de paso al flujo vehicular de su respectivo acceso, tal como se observa en la **figura 6.13**.

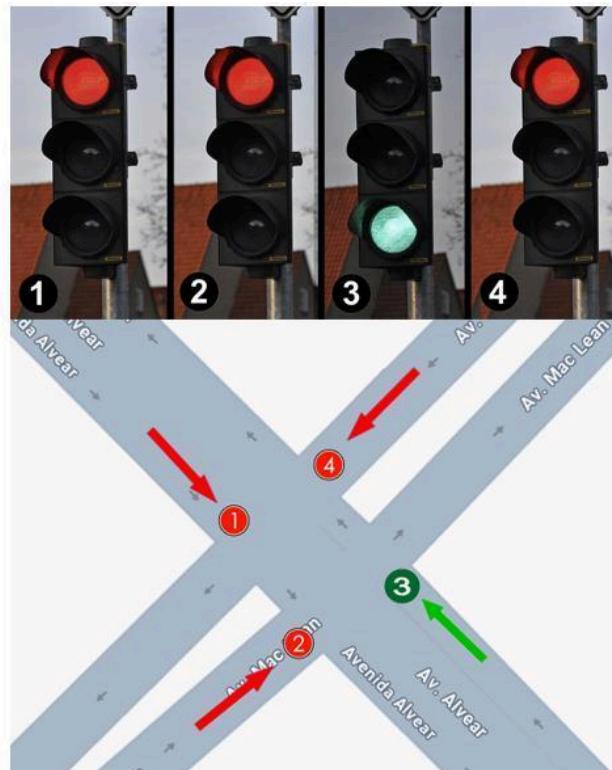


Figura 6.11: Operación semafórica de 4 fases. Situación actual.

(Fuente: Google maps y elaboración propia.)

6.4.3) Determinación de Tiempos perdidos, verde efectivo y capacidad de acceso

El Tiempo Perdido es un tiempo durante la cual la intersección no está efectivamente usada por movimiento alguno (intersección despejada). Este tiempo ocurre durante el intervalo de cambio (I_2) y al principio de cada fase cuando se empieza a mover la fila de automóviles (I_1).

Tiempo perdido inicial I_1 : es el tiempo transcurrido entre el inicio de la indicación verde y el cruce de las ruedas traseras de los vehículos por la línea del cordón de vereda.

$I_1 = 2$ segundos.

Tiempo perdido en el despeje I_2 : asociada a la detención de la fila al final de la señal verde.

Es una porción del intervalo de cambio (amarillo), no utilizada efectivamente por los vehículos más todo rojo, si es que existe.

$$I_2 = y_i + tr - e$$

y_i = longitud del intervalo amarillo (s)

tr = longitud del intervalo todo rojo (s). Todos los semáforos están en rojo.

e = ocupación de vehículos en amarillo y todo rojo. Aproximadamente 2s.

El tiempo perdido total por fase se define:

$$T_1 = I_1 + I_2 \text{ (s/fase)}$$

Por lo tanto, el tiempo perdido por ciclo lo obtenemos como:

$$L = N * T_1 \text{ (s/ciclo)}$$

Siendo N = número de fases.

De acuerdo al diseño de fases será:

Con $N=4 \quad L = Tl1 + Tl2 + Tl3 + Tl4$

Con $N=3 \quad L = Tl1 + Tl2 + Tl3$

Con $N=2 \quad L = Tl1 + Tl2$

Al tiempo de verde efectivo (gi) se lo determina:

$$gi = Gi + Yi + tli$$

Gi = tiempo de verde real para el movimiento(s) i

Yi = intervalo de cambio y todo rojo para el movimiento(s) i $\quad Yi = yi + tr$

tli = tiempo perdido total para el movimiento(s) i

Ahora, la capacidad se la puede definir como el máximo volumen de vehículos o intensidad (veh/h) que puede alojar un acceso. A esta capacidad la calculamos como:

$$ci = si * \frac{gi}{C}$$

Siendo:

Si = flujo de saturación del carril o grupo de carriles i (veh/hora de verde/carril)

C = tiempo de ciclo del semáforo en segundos.

La tasa de flujo de saturación (si) representa la capacidad de un carril o grupo de carriles de una intersección suponiendo que la luz es siempre verde. Para hallar s se puede partir de la expresión $s = \frac{3600}{h}$ siendo h = descarga de saturación ($\frac{seg}{veh}$)

En promedio $h=2,4\text{seg/veh}$ lo que nos daría $si=1500\frac{veh}{hv}/\text{carril}$.

Según el Manual de Diseño y evaluación social de proyectos de vialidad urbana (SECTU 1988), para un período pico (**tabla 6.3**):

Tabla 6.3: Flujo de saturación según el tipo de pista. (Fuente: Manual de Diseño y evaluación social de proyectos de vialidad urbana.)

Tipo de Pista	Flujo de Saturación
Sólo Autos	2000
Autos y Buses	1800

Adoptamos:

$$s = 1600\text{veh/hv/carril}$$

A continuación, se presentan los cálculos necesarios para la determinación de los parámetros de semaforización. En la primera tabla se detallan los tiempos perdidos por fase, así como los intervalos de amarillo, verde y ciclo; mientras que en la segunda se muestra la estimación de la

capacidad de acceso de cada movimiento de la intersección.

Tabla 6.4: Cálculo de tiempos perdidos y parámetros de señalización (amarillo, verde y ciclo).
(Fuente: Elaboración propia)

Fases	Tiempo de amarillo	Ocupación de vehículos en amarillo y todo rojo	Tiempo perdido al inicio	Tiempo perdido en el despeje	Tiempo perdido total por fase
N=4	Y (seg)	e (seg)	I1 (seg)	I2 = Y - e (seg)	TL = I1 + I2
Fase 1	4	2	2	2	4
Fase 2	4	2	2	2	4
Fase 3	4	2	2	2	4
Fase 4	4	2	2	2	4

Tiempo perdido por ciclo $L = 4s + 4s + 4s + 4s = 16s$

Duración del ciclo por fase = 115s

Tabla 6.5: Capacidad de acceso por avenida y fase de movimiento. (Fuente: Elaboración propia)

Avenida	Fases	Tiempo de verde real por fase	Tiempo de verde efectivo por fase	Capacidad de acceso
				$ci = gi/C$
Alvear NO-SE	Fase 1	22	22	306,1
MacLean SO-NE	Fase 2	30	30	417,4
Alvear SE-NO	Fase 3	25	25	347,8
MacLean NE-SO	Fase 4	22	22	306,1

6.4.4) Cálculo de demora

La **demora** se define como el tiempo adicional que un vehículo consume al atravesar la intersección, es decir, la diferencia entre el momento de llegada y el de partida. Este parámetro constituye uno de los principales indicadores para evaluar el **nivel de servicio** de una intersección o vía semaforizada.

Para estimar la demora total en cada acceso se emplean modelos matemáticos que representan el comportamiento del tránsito en condiciones de señalización. En este estudio se consideran los siguientes:

Modelo de demora uniforme de Webster: supone un arribo regular de vehículos y que ninguna fase presenta fallos, es decir, que en ningún ciclo la **demandा excede la capacidad** ($v/c \leq 1$).

$$UD = \frac{1}{2} * C \frac{\left(1 - \frac{g}{c}\right)^2}{1 - \frac{g}{c} * f_{uso}}$$

UD: demora uniforme promedio por vehículo (s/veh)

C: duración del tiempo de ciclo (seg)

g: duración del tiempo de verde efectivo (s)

v: tasa de flujo de arribo o volumen vehicular (veh/h)

c: capacidad del acceso (veh/h)

v/c: $0,95 = f_{uso}$

Ecuación de Akçelik: permite incorporar variaciones de flujo, acumulación de colas y la influencia de ciclos con saturación, logrando una representación más realista del comportamiento del tránsito bajo condiciones variables.

$$OD = \frac{C*T}{4} * \left[(f_{uso} - 1) + \sqrt{(f_{uso} - 1)^2 + \left[\frac{12 * (f_{uso} - x_0)}{C*T} \right]} \right]$$

Como el factor de uso de carril es de $v/c = 0,95 = f_{uso}$, se toma la ecuación de Akcelik:

C: capacidad del acceso (veh/h).

Sseg: flujo de saturación (veh/sv), (vehículos por segundo de verde) $\rightarrow Sseg = s/3600$

g: tiempo de verde efectivo (seg)

T: Período de análisis

La Demora total para cada fase o acceso en este caso la obtendremos sumando ambos modelos matemáticos.

$$DT = UD + OD$$

Datos:

- Como el flujo de saturación es $s = 1600$ veh/hv/c $\rightarrow Sseg = s/3600 = 0,44$
- Factor de uso de carril $\rightarrow v/c = 0,95$
- Período de análisis $T = 1$ hora
- Capacidad de los accesos: $c1 = c4 = 306,1$ veh/h/c; $c2 = 417,4$ veh/h/c; $c3 = 347,8$ veh/h/c.

Tabla 6.6: Cálculo de demora actual para cada fase. (Fuente: elaboración propia.)

Fases	Demora según Akcelik		Demora Uniforme	Demora Total
N=4	Variable X ₀	OD (s/veh)	UD (s/veh)	DT (s/veh)
Fase 1	0,686	4,86	45,96	50,82
Fase 2	0,692	5,17	41,76	46,93
Fase 3	0,688	4,99	44,38	49,37
Fase 4	0,686	4,86	45,96	50,82

Como podemos apreciar en la **tabla 6.6**, el valor de demora calculado es variable para todas las fases. Ingresando a la **tabla 6.7** todas las fases se van a encontrar en el rango de **Categoría E** el cual se encuentra comprendido entre 40 y 60 s/veh.

Tabla 6.7: Nivel de servicio en vías urbanas. (Fuente: Manual de capacidad de carreteras, Luis B. Blázquez – José B. García.)

NS en vías urbanas	
NIVEL DE SERVICIO	DEMORA MEDIA (s/veh)
A	$d \leq 5$
B	$5 < d \leq 15$
C	$15 < d \leq 25$
D	$25 < d \leq 40$
E	$40 < d \leq 60$
F	$d < 60$

El Nivel de servicio E se caracteriza por una demora elevada entre 40 y 60 segundos, donde hay una notable influencia de congestión. Falta de capacidad en ciclos individuales y mucha detención de vehículos.

6.5) Intersección semaforizada con proyecto

Con las modificaciones en las características geométricas de la vía y considerando el aforo vehicular de la intersección proyectado al año de inauguración de la obra, se procederá al diseño de las fases semafóricas y al cálculo de las demoras, con el objetivo de compararlas con la situación actual.

Además, se buscará implementar una coordinación semafórica, por lo que necesitamos contar con un correcto diseño de fases como un tiempo de ciclo común para todo el corredor.

6.5.1) Diseño de Fases

Las fases permiten independizar los movimientos vehiculares que presentan conflictos entre sí. El diseño operativo tiene como propósito principal garantizar la seguridad vial y optimizar el desempeño en términos de demoras, detenciones y otros indicadores de eficiencia. Para este fin, se utilizarán los volúmenes de tránsito presentados en la **tabla 6.8**.

Tabla 6.8: Aforo vehicular de la intersección de avenidas Alvear y Mac Lean, proyectado al inicio de vida útil. (Fuente: elaboración propia.)

AFORO PARA INICIO VIDA ÚTIL										
TIEMPO		Volúmenes de vehículos (veh/h)								
		ACCESO 1			ACCESO 2					
Hora	Periodo	Av. Mac Lean (Dirección SO-NE)			Av. Alvear (Dirección NO-SE)					
		Pasante	GD	GI	Pasante	GD	GI			
12:00 - 13:00	12:00 - 12:15	144	38	10	112	52	9			
	12:15 - 12:30	189	50	13	148	68	11			
	12:30 - 12:45	283	71	18	207	95	16			
	12:45 - 13:00	159	42	11	124	57	10			
TOTALES		775	202	50	591	273	45			
		1027			908					
TIEMPO		Volúmenes de vehículos (veh/h)								
		ACCESO 3			ACCESO 4					
Hora	Periodo	Av. Mac Lean (Dirección NE-SO)			Av. Alvear (Dirección SE-NO)					
		Pasante	GD	GI	Pasante	GD	GI			
12:00 - 13:00	12:00 - 12:15	118	4	2	143	10	17			
	12:15 - 12:30	156	5	3	188	13	22			
	12:30 - 12:45	218	7	5	263	19	31			
	12:45 - 13:00	131	4	3	158	11	19			
TOTALES		623	20	13	752	54	90			
		656			895					

La variable más relevante en la definición del plan de fases corresponde al tratamiento de los giros a la izquierda. Estos pueden clasificarse en tres:

- Protegidos: movimiento de vehículos realizados sin conflictos con otros. (Flujo opuesto: detenido)
- Permitidos: movimiento de vehículos realizado a través del flujo de peatones u otros vehículos en conflicto.
- Combinación de ambos

Hay dos reglas generales para determinar si un determinado movimiento de giro a la izquierda requiere protección:

$$vLT \geq 200 \text{ veh/h} \quad \text{o} \quad vLT * (vo/No) \geq 50.000$$

vLT: tasa de flujo de giro a la izquierda veh/h

vo: tasa de flujo opuesto al movimiento veh/h

No: número de carriles del flujo opuesto que atraviesa el acceso

Tabla 6.9. Protección de giro a la izquierda para aforo vehicular con proyecto. (Fuente: elaboración propia.)

Protección de giro a la izquierda				
Reglas	Dirección SO-NE	Dirección NO-SE	Dirección NE-SO	Dirección SE-NO
$v_{TL} \geq 200 \text{ veh/h}$	50 < 200	45 < 200	13 < 200	90 < 200
$v_{TL} \cdot (v_0/N_0) \geq 50.000$	14763	11282	5036	17715
Avenida	Mac Lean	Alvear	Mac Lean	Alvear
Protección	No requiere	No Requiere	No requiere	No requiere

De **tabla 6.9** se puede apreciar que los volúmenes de giro a la izquierda no alcanzan los valores necesarios que justifiquen la incorporación de una fase exclusiva para su protección por lo que para la propuesta de semaforización se plantea la implementación de un esquema de **dos fases**, favoreciendo la fluidez vehicular en los movimientos principales y reduciendo los tiempos de detención. El manual MUTCD considera que para un buen diseño de fases se deberá tener un tiempo de ciclo comprendido entre los 40 y 120 segundos.

Este esquema simplificado permite dar prioridad a los movimientos predominantes, reduciendo las pérdidas por tiempos intermedios y favoreciendo la coordinación progresiva entre semáforos consecutivos. De esta manera, el ciclo semafórico se organiza en dos fases principales:

- **Fase 1:** habilitación de los movimientos correspondientes a la avenida Mac Lean (tránsito secundario).
- **Fase 2:** habilitación de los movimientos correspondientes a la avenida Alvear (tránsito principal).

La reducción de cuatro a dos fases genera un tiempo de ciclo más eficiente, disminuye las demoras y aumenta la capacidad de absorción de flujos en horarios de mayor demanda. Además, al trabajar con repartos diferenciados en función de las intensidades de cada acceso, se optimiza la utilización de los tiempos de verde.

6.5.2) Cálculo del intervalo de cambio

Cuando aparece la luz amarilla, los conductores que se encuentran a una distancia mayor que su distancia de frenado segura, serán capaces de detener el vehículo cómodamente, pero aquellos que están más cerca de la línea de alto que su distancia de parada segura deben acelerar para despejar la intersección.

Definimos a X_c = Distancia segura de frenado. Es la distancia mínima a la que el vehículo se puede detener cómodamente. Menos distancia, sería incómodo, peligroso o imposible.

$$x \geq x_c = v \cdot tr + \frac{v^2}{2g \cdot (f \pm i)}$$

La verificación también puede hacerse de la siguiente forma:

$$x + a + L \leq v \cdot Y$$

x: distancia entre el vehículo y la línea de alto

tr: tiempo de reacción

f: coeficiente de fricción

v: velocidad del vehículo

g: aceleración de la gravedad

f.g: la desaceleración

L: longitud del vehículo medida desde la línea del cordón

Despejamos de la ecuación (b) y obtenemos

$$Y_{\min} = tr + \frac{v}{2 \cdot g \cdot (f \pm i)} + \frac{a+L}{v}$$

Duración del tiempo de Amarillo mínimo

Para la determinación del tiempo de amarillo en cada acceso se utilizan las distancias a y L las cuales se pueden apreciar en las **figuras 6.14, 6.15, 6.16 y 6.17**.

- Intervalo de cambio para **acceso 1**

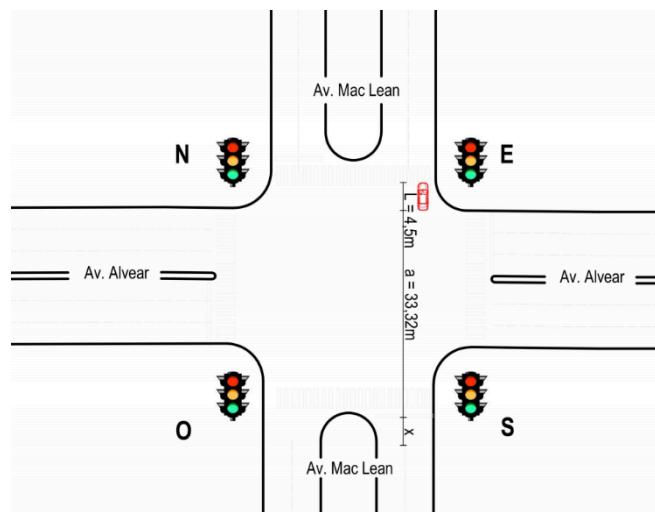


Figura 6.12: Intersección de av. Mac Lean y Alvear. Cálculo de amarillo en acceso 1.
(Fuente: elaboración propia.)

Datos

$$tr1 = 1 \text{ seg} \quad v1 = 50 \frac{Km}{h} = 13,89 \frac{m}{s} \quad a1 = 33,32 \text{ m}$$

$$L1 = 4,5 \text{ m} \quad g1 = 9,81 \frac{m}{s^2} \quad f1 = 0,55$$

$$Y_{min1} = 1 \text{ s} + \frac{13,89m/s}{2*9,81m/s^2*0,55} + \frac{33,32m+4,5m}{13,89m/s} = 5 \text{ segundos}$$

- Intervalo de cambio para **acceso 3**

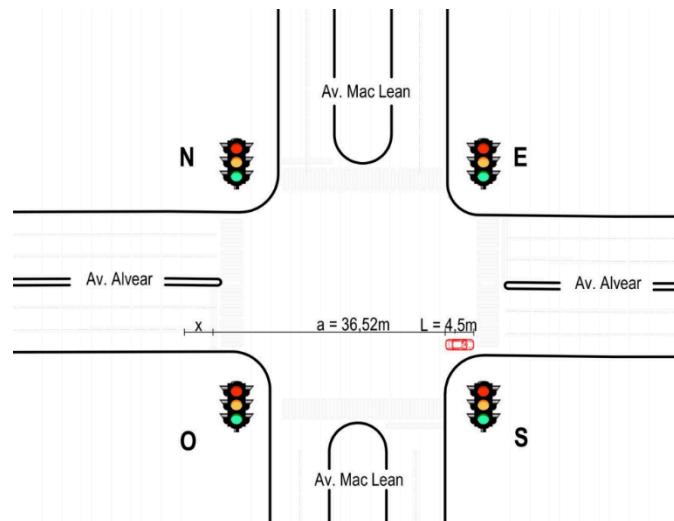


Figura 6.13: Intersección de av. Mac Lean y Alvear. Cálculo de amarillo en acceso 3.
(Fuente: elaboración propia.)

Datos

$$\begin{aligned} t_{r3} &= 1 \text{ seg} & v_3 &= 50 \frac{Km}{h} = 13,89 \frac{m}{s} & a_3 &= 30,02 \text{ m} \\ L_3 &= 4,5 \text{ m} & g_3 &= 9,81 \frac{m}{s^2} & f_3 &= 0,55 \end{aligned}$$

$$Y_{min1} = 1 \text{ s} + \frac{13,89m/s}{2*9,81m/s^2*0,55} + \frac{30,02m+4,5m}{13,89m/s} = 4,77 \text{ segundos}$$

Para la Fase 1 se adopta el mayor tiempo de amarillo de los dos accesos.

$$Y_{Fase1} = 5 \text{ s}$$

- Intervalo de cambio para **acceso 2**

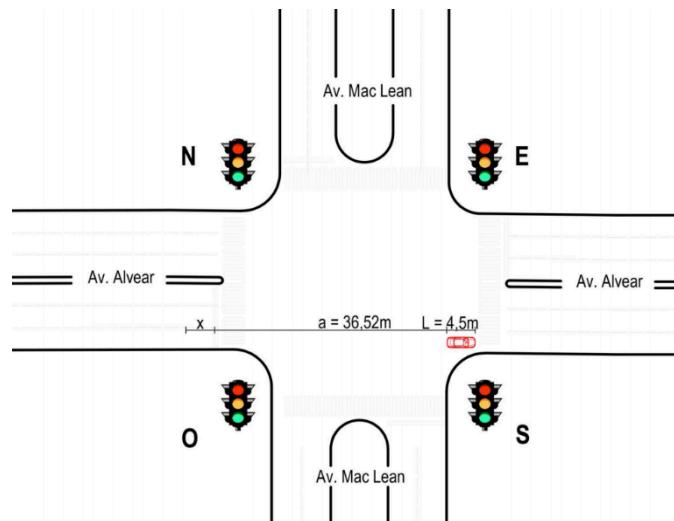


Figura 6.14: Intersección de av. Alvear y Mac Lean. Cálculo de amarillo en acceso 2.
(Fuente: elaboración propia.)

Datos

$$tr2 = 1 \text{ seg} \quad v2 = 45 \frac{Km}{h} = 13,89 \frac{m}{s} \quad a2 = 36,52 \text{ m}$$

$$L2 = 4,5 \text{ m} \quad g2 = 9,81 \frac{m}{s^2} \quad f2 = 0,55$$

$$Y_{min1} = 1 \text{ s} + \frac{13,89m/s}{2*9,81m/s^2*0,55} + \frac{36,52m+4,5m}{13,89m/s} = 5,24 \text{ segundos}$$

- Intervalo de cambio para **acceso 4**

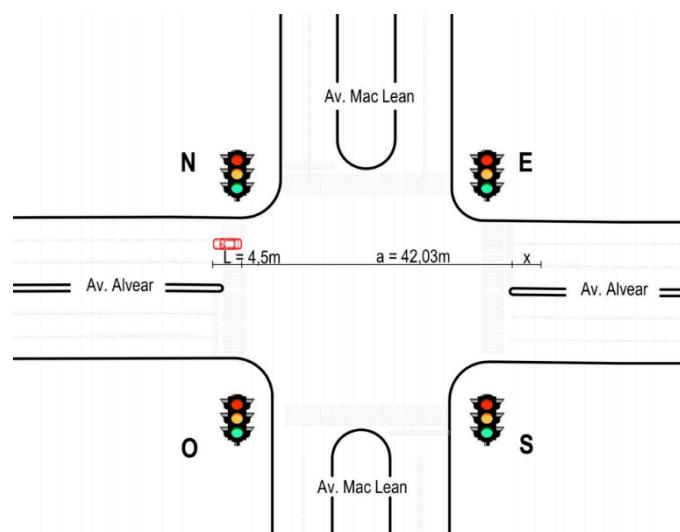


Figura 6.15: Intersección de av. Alvear y Mac Lean. Cálculo de amarillo en acceso 4.
(Fuente: elaboración propia.)

Datos

$$Tr4 = 1 \text{ seg}$$

$$v4 = 50 \frac{Km}{h} = 13,89 \frac{m}{s}$$

$$a4 = 42,03 \text{ m}$$

$$L4 = 4,5 \text{ m}$$

$$g4 = 9,81 \frac{m}{s^2}$$

$$f4 = 0,55$$

$$Y_{min1} = 1 \text{ s} + \frac{13,89m/s}{2*9,81m/s^2*0,55} + \frac{42,03m+4,5m}{13,89m/s} = 5,63 \text{ segundos}$$

Para la Fase 2 se adopta el mayor tiempo de amarillo de los dos accesos.

$$Y_{Fase1} = 5,7 \text{ s}$$

6.5.3) Cálculo de los volúmenes críticos actuales en cada acceso

La intersección dispone de cuatro accesos, y en cada uno de ellos se registra un flujo máximo de vehículos (veh/h) durante la hora pico, asociado a cada tipo de movimiento. A estos valores se les aplican coeficientes específicos obtenidos de tablas, con el fin de calcular el volumen equivalente de vehículos (veh/hora de verde).

Este volumen equivalente representa una intensidad mayorada del tránsito, considerando las condiciones particulares del entorno. Dichas condiciones afectan principalmente los giros: los peatones en los movimientos a la derecha y el flujo vehicular en sentido contrario para los giros a la izquierda. En consecuencia, los vehículos que realizan estos giros requieren un mayor tiempo de verde que los que simplemente atraviesan el acceso. Para determinar los coeficientes de corrección se emplean las **tablas 6.10 y 6.11** sugeridas por el Manual on Uniform Traffic Control Devices (MUTCD).

Tabla 6.10: Equivalente de vehículos con giro a la izquierda.

(Fuente: Manual MUTCD.)

Table 18.1: Through Vehicle Equivalents for Left-Turning Vehicles, E_{LT}			
Opposing Flow V_o (veh/h)	Number of Opposing Lanes, N_o		
	1	2	3
0	1.1	1.1	1.1
200	2.5	2.0	1.8
400	5.0	3.0	2.5
600	10.0*	5.0	4.0
800	13.0*	8.0	6.0
1,000	15.0*	13.0*	10.0*
$\geq 1,200$	15.0*	15.0*	15.0*
E_{LT} for all <i>protected</i> left turns = 1.05			
*indicates that the LT capacity is only available through "sneakers."			

Tabla 6.11. Equivalente de vehículos con giro a la derecha.
(Fuente: Manual MUTCD.)

Table 18.2: Through Vehicle Equivalent for Right-Turning Vehicles, E_{RT}	
Pedestrian Volume In Conflicting Crosswalk (peds/h)	Equivalent
None (0)	1.18
Low (50)	1.21
Moderate (200)	1.32
High (400)	1.52
Extreme (800)	2.14

De la **tabla 6.10**, se adoptó un coeficiente variable para los giros a la izquierda, dado que estos no constituyen movimientos protegidos en el esquema de semaforización utilizado. Por lo tanto, el coeficiente E_{LT} se determinó en función del flujo opuesto, considerando tanto los vehículos en cruce como los giros a la izquierda del sentido contrario:

Avenida Alvear NO-SE (Flujo opuesto Alvear SE-NO):

- Cruce: 752 veh/h
- Giro a la izquierda: 90 veh/h

Total flujo opuesto: 842 veh/h → Coef. $E_{LT} = 6$

Avenida Alvear SE-NO (Flujo opuesto Alvear NO-SE):

- Cruce: 591 veh/h
- GI: 45 veh/h

Total flujo opuesto: 636 veh/h → Coef. $E_{LT} = 4$

Avenida Mac Lean SO-NE (Flujo opuesto Mac Lean NE-SO):

- Cruce: 623 veh/h
- GI: 13 veh/h

Total, flujo opuesto: 636 veh/h → Coef. $E_{LT} = 5$

Avenida Mac Lean NE-SO (Flujo opuesto Mac Lean SO-NE):

- Cruce: 775 veh/h
- GI: 50 veh/h

Total flujo opuesto: 825 veh/h → Coef. $E_{LT} = 8$

Por otro lado, de la **tabla 6.11**, se adoptaron los coeficientes de equivalencia para los giros a la derecha, en función del aforo peatonal realizado en hora pico:

- *Avenida Alvear:*

Aforo realizado en hora pico = 159 peatones/hora → Coef. Eq = 1,32

- **Avenida Mac Lean:**

Aforo realizado en hora pico = 213 peatones/hora → Coef. Eq = 1,32

A partir de la suma de los volúmenes equivalentes correspondientes a cada acceso, se obtiene el volumen total de vehículos que circulan por el grupo de carriles asociados. Posteriormente, al dividir dicho volumen por el número de carriles disponibles en cada acceso, se determina el volumen crítico por carril (V_c) para cada dirección de circulación (**tabla 6.12**).

Tabla 6.12. Tabla resumen para la obtención de volúmenes críticos por acceso.
(Fuente: elaboración propia.)

Avenida	Dirección	Movimiento	Volúmen (Veh/h)	Coef. de eq	Volúmen equivalente (tvu/h)	Volúmen de grupo de carriles (tvu/h)	Volúmen por carril (tvu/h/carril)
Alvear	NO-SE	Cruce	591	1	591	1221	407
		Giro derecha	273	1,32	360,36		
		Giro izquierda	45	6	270		
	SE-NO	Cruce	752	1	752	1183	394
		Giro derecha	54	1,32	71,28		
		Giro izquierda	90	4	360		
Mac Lean	SO-NE	Cruce	775	1	775	1292	646
		Giro derecha	202	1,32	266,64		
		Giro izquierda	50	5	250		
	NE-SO	Cruce	623	1	623	753	377
		Giro derecha	20	1,32	26,4		
		Giro izquierda	13	8	104		

Los volúmenes críticos por carril para cada fase son:

Para **Fase 1** → $V_c1 = 646$ veh/h/carril

Para **Fase 2** → $V_c2 = 407$ veh/h/carril

Al sumar los volúmenes críticos de cada fase obtenemos el **volumen crítico total**:

$V_c = V_c1 + V_c2 = 646 + 407 = 1053$ veh/h/carril

6.5.4) Determinación del tiempo perdido por fase

Fase 1:

I_1 = Tiempo perdido al inicio = 2 seg

e_1 = ocupación de los vehículos en amarillo más todo rojo = 2 seg

Y_1 = tiempo de amarillo para fase 1 = 5 seg

I_2 = Tiempo perdido en el despeje = $Y_1 - e_1 = 3$ seg

t_1 = Tiempo perdido total por fase 1

$t_1 = I_1 + I_2 = 2 + 3 = 5$ seg

Fase 2:

I_2 = Tiempo perdido al inicio = 2 seg

e_2 = ocupación de los vehículos en amarillo + todo rojo = 2 seg

Y_2 = tiempo de amarillo para fase 1 = 5,7 seg

$I_2 = \text{Tiempo perdido en el despeje} = Y_1 - e_2 = 3,7 \text{ seg}$

$tI_2 = \text{Tiempo perdido total por fase 2}$

$tI_2 = I_1 + I_2 = 2 + 3,7 = 5,7 \text{ seg}$

Para determinar el tiempo perdido por ciclo debemos sumar los tiempos perdidos por fase:

$TL = tI_1 + tI_2 = 5 + 5,7 = 10,7 \text{ seg}$

6.5.5) Determinación del tiempo de ciclo deseado

$N = \text{número de fases} = 2$

$TI = \text{tiempo perdido total por ciclo}$

$s = \text{flujo de saturación} = 1600 \text{ veh/hv}$

$V_c = \text{volumen crítico total}$

$V/c = \text{factor de uso de carril} = 0,9 \text{ (Demanda/Capacidad)}$

El factor de hora pico (FHP) es un indicador que refleja la variabilidad de la demanda vehicular dentro de la hora de máxima intensidad. Para su determinación, en primer lugar, se obtuvieron los volúmenes totales horarios de los accesos Av. Alvear y Av. Mac Lean (**tabla 6.13**). Luego, se aplicaron los criterios del Manual de Capacidad de Carreteras, considerando la intensidad total registrada para cada acceso.

Tabla 6.13: Volúmenes totales horario. (Fuente: Elaboración propia)

HORA	Volúmenes	
	Av. Alvear	Av. Maclean
12:00-12:15	343	316
12:15-12:30	451	416
12:30-12:45	631	601
12:45-13:00	379	350
Volúmen Total	1804	1683

Tabla 6.14: Estimación del factor de hora pico.

(Fuente: Manual de capacidad de carreteras, Luis B. Blázquez – José B. García.)

Estimación del Factor de Hora Punta			
INTENSIDAD (veh/h)	FHP	INTENSIDAD (veh/h)	FHP
0 - 100	0.83	700 - 1.000	0.93
100 - 200	0.87	1.000 - 1.400	0.94
200 - 300	0.90	1.400 - 1.900	0.95
300 - 500	0.91	1.900 -	0.96
500 - 700	0.92		

Para las intensidades horarias de 1804 veh/h y 1683 veh/h, según la tabla 6.13 de referencia del Manual de Capacidad de Carreteras, corresponde adoptar un factor de hora pico de **0,95**.

Ahora procedemos a calcular el ciclo:

$$C_{des} = \frac{tl1+tl2}{1 - \frac{Vc}{S*FHP*\frac{v}{c}}} = \frac{10,7}{1 - \frac{1053}{1600*0,95*0,9}} = 46,47 \text{ seg} \rightarrow \text{Adoptamos 47 segundos}$$

6.5.6) Determinación de los tiempos de verdes

- **Tiempo de verde efectivo total (gTOT)**

$$gTOT = C - TL = 47 - 10,7 = 36,3 \text{ seg}$$

- **Tiempo de verde efectivo (gi) de cada fase**

Fase 1:

$$g1 = gTot * \frac{Vc1}{Vc} = 36,3 * \frac{646}{1053} = 22,27 \text{ seg}$$

Fase 2:

$$g2 = gTot * \frac{Vc2}{Vc} = 36,3 * \frac{407}{1053} = 14,03 \text{ seg}$$

Tiempo de verde Real (Gi) por fase

Fase 1:

$$G1 = g1 - Y1 + tl1 = 22,27 - 5 + 5 = 22,27 \text{ seg}$$

Fase 2:

$$G2 = g2 - Y2 + tl2 = 14,03 - 5,7 + 5,7 = 14,03 \text{ seg}$$

6.5.7) Determinación de los tiempos de rojo

Fase 1:

$$R1 = C - G1 - Y1 = 47 - 22,27 - 5 = 19,73 \text{ seg}$$

Fase 2:

$$R2 = C - G2 - Y2 = 47 - 14,03 - 5,7 = 27,27 \text{ seg}$$

6.5.8) Tiempos de Reparto para la intersección

Para un tiempo de ciclo de **C= 47 segundos**, adoptamos finalmente (figura 6.18):

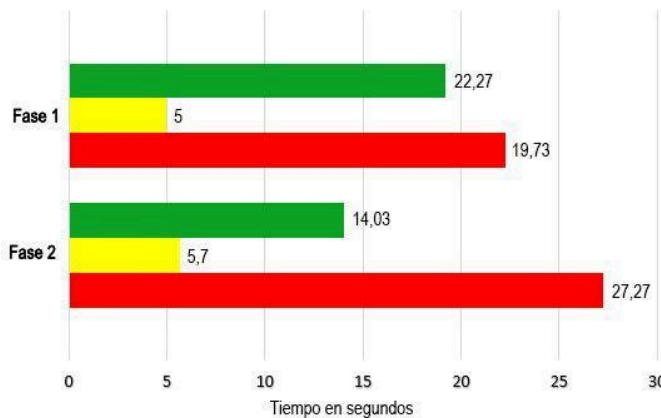


Figura 6.16. Tiempos de reparto adoptados para la intersección.
(Fuente: elaboración propia.)

6.5.9) Determinación de la demora en la intersección

Para la determinación de la misma en la situación con proyecto procedemos a tomar:

Datos:

Como el flujo de saturación es $s = 1600 \text{veh/hv/c} \rightarrow S_{seg} = s/3600 = 0,44$

- Factor de uso de carril $\rightarrow v/c = 0,9$
 - Período de análisis $T = 1 \text{ hora}$
 - Capacidad de los accesos para cada fase:
- $c_1 = 387 \text{ veh/h}; c_2 = 320 \text{ veh/h. (}c_1 \text{ MacLean y } c_2 \text{ Alvear)}$
- Verde efectivo de cada fase: $g_1 = 22,27 \text{ seg}; g_2 = 14,03 \text{ seg}$
 - Tiempo de ciclo: $C = 47 \text{ seg}$

● Demora para Fase 1

$$X_{01} = 0,67 + \frac{S_{seg} * g_1}{600} = 0,68$$

$$OD_1 = \frac{c_1 * T}{4} * \left[\left(\frac{v}{c} - 1 \right) + \sqrt{\left(\frac{v}{c} - 1 \right)^2 + \left[\frac{12 * \left(\frac{v}{c} - X_{01} \right)}{c_1 * T} \right]} \right] = 5,25 \text{ seg/veh}$$

$$UD_1 = \frac{1}{2} * C * \frac{\left(1 - \frac{g_1}{c} \right)^2}{\left(1 - \frac{g}{c} * \frac{v}{c} \right)} = 11,65 \text{ seg/veh}$$

La demora total para la Fase 1 será:

$$DT_1 = OD_1 + UD_1 = 5,25 + 11,65 = 16,9 \text{ seg/veh}$$

● Demora para Fase 2

$$X02 = 0,67 + \frac{Sseg * g^2}{600} = 0,68$$

$$OD2 = \frac{c2*T}{4} * \left[\left(\frac{v}{c} - 1 \right) + \sqrt{\left(\frac{v}{c} - 1 \right)^2 + \left[\frac{12 * \left(\frac{v}{c} - x02 \right)}{c1*T} \right]} \right] = 4,99 \text{ seg/veh}$$

$$UD2 = \frac{1}{2} * C * \frac{\left(1 - \frac{g^2}{c} \right)^2}{\left(1 - \frac{g^2}{c} * \frac{v}{c} \right)} = 13,97 \text{ seg/veh}$$

La demora total para la Fase 2 será:

$$DT2 = OD2 + UD2 = 4,99 + 13,97 = 18,96 \text{ seg/veh}$$

Con los valores de demora total ingresamos a la **Tabla 6.14** y clasificamos el nivel de servicio de la nueva vía:

Tabla 6.15: Nivel de servicio según Manual de Carreteras.

(Fuente: Manual de capacidad de carreteras.)

NS en vías urbanas	
NIVEL DE SERVICIO	DEMORA MEDIA (s/veh)
A	$d \leq 5$
B	$5 < d \leq 15$
C	$15 < d \leq 25$
D	$25 < d \leq 40$
E	$40 < d \leq 60$
F	$d < 60$

Como podemos apreciar las nuevas condiciones del dispositivo mejoraron el nivel de servicio de la intersección, respecto de la situación actual (Nivel de servicio E) en cada uno de sus accesos, quedando clasificados en un **Nivel de servicio C**.

Mejorando los siguientes aspectos:

- La demora disminuye entre 15 a 25 segundos por vehículo.
- La progresión de los vehículos es de mediana calidad y el ciclo es menor.
- Menor detención de vehículos.

6.6) Progresión semafórica

La progresión semafórica, también conocida como **onda verde**, consiste en la coordinación de una serie de semáforos para que los vehículos que circulen a una velocidad predeterminada puedan atravesar varias intersecciones consecutivas sin detenerse. Esta técnica busca optimizar la fluidez del tránsito, reducir detenciones innecesarias y mejorar la eficiencia operativa del sistema vial.

Ventajas principales:

- Mayor fluidez vehicular y ahorro de tiempo: los vehículos avanzan sin paradas innecesarias.

- Reducción del consumo de combustible y emisiones gracias a velocidades constantes.
- Mejora de la seguridad vial, ya que se disminuyen detenciones repentinasy colisiones por alcance.

6.6.1) Generalidades

Las progresiones semafóricas pueden ser **unidireccionales**, cuando se prioriza únicamente un sentido del corredor, o **bidireccionales**, cuando se coordinan ambos sentidos. En este trabajo se optará por implementar una progresión unidireccional en el sentido sureste–noroeste (comenzando en Av. Hernandarias hasta calle Campias), dado que el alcance corresponde a un **anteproyecto** y para diseñar adecuadamente una onda verde bidireccional se requiere contar con información adicional, como conocer los aforos en las distintas intersecciones, los tiempos de repartos en las intersecciones semaforizadas y una redistribución de los semáforos que permita lograr una mayor simetría en el espaciamiento de las esquinas semaforizadas.

Dado que la única información disponible corresponde a la intersección con **Av. Mac Lean**, se adoptarán su tiempo de ciclo y sus proporciones de reparto como referencia para la programación del resto del corredor, considerando las recomendaciones señaladas en el **Capítulo 9**.

Posteriormente, dichos parámetros serán implementados en el software **SUMO (Simulation of Urban MObility)** mediante la herramienta **NetEdit**, con el fin de verificar en un entorno de simulación si las condiciones teóricas de coordinación efectivamente generan la onda verde prevista. Este procedimiento puede entenderse como un proceso de **calibración y validación**, ya que los resultados de la simulación permitirán ajustar los desfases hasta obtener un desempeño adecuado. Asimismo, se complementará con un **análisis de sensibilidad**, evaluando cómo varían los resultados frente a cambios del tiempo de ciclo deseado y los tiempos de reparto, de manera de garantizar la robustez de la solución propuesta.

6.6.2) Cálculo del desfase

Para poder lograr la coordinación correcta, se debe determinar el desfase entre semáforos, el cual se lo puede calcular como:

$$desfase = \frac{d}{v} = \text{segundos}(\text{Mod C})$$

Siendo:

d = Distancia entre intersecciones semaforizadas (m)

v = Velocidad de progresión (m/s) □ 13.89m/s

C = tiempo de ciclo (segundos) □ 47s

En otras palabras, el desfase refleja el **tiempo de viaje del pelotón vehicular** entre dos intersecciones consecutivas.

En la **Tabla 6.16** se presentan las distancias entre las distintas intersecciones semaforizadas, junto con los **desfases calculados**. Estos valores constituyen la base para la sincronización de los

ciclos semafóricos, asegurando que el tiempo de recorrido de los vehículos entre cruces se mantenga dentro del ciclo común y posibilite la correcta implementación de la onda verde unidireccional.

Tabla 6.16: Distancias y desfases entre los tramos semaforizados. (Fuente: Elaboración propia)

Dirección SE-NO	Distancia (m)	Desfase	Acumulado
Av. Hernandarias-Padre Cerqueira	360	25,9	25,9
Padre Cerqueira-Av. MacLean	620	44,6	23,6
Av. Mac Lean-Fotheringham	360	25,9	2,5
Fotheringham-Bertaca	170	12,2	14,7
Bertaca-Campias	150	10,8	25,5

Como se observa en la **Tabla 6.16**, los tramos comprendidos entre las intersecciones Padre Cerqueira-Av. Mac Lean y Av. Mac Lean-Fotheringham presentan un **tiempo de recorrido superior al ciclo semafórico establecido**. Para lograr su correcta sincronización, se aplica el **módulo del ciclo (47s)**, de modo que el desfase quede ajustado dentro del rango del ciclo común y se mantenga la coherencia en la coordinación semafórica.

6.6.3) Simulación de la progresión semafórica

Dentro de NetEdit se definieron los tiempos de reparto para cada intersección de acuerdo a la **Tabla 6.16** y se establecieron los desfases individuales (offsets) calculados para cada intersección para permitir la coordinación semafórica en el corredor.

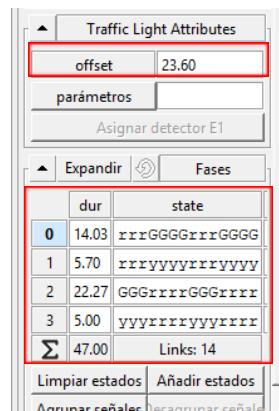


Figura 6.17: Configuración del tiempo de ciclo, fases y desfase del semáforo en NetEdit.
(Fuente: Elaboración propia)

Con el objetivo de ilustrar de manera gráfica el comportamiento del pelotón vehicular en la simulación, se elaboró una **secuencia de imágenes** sobre la Av. Alvear. En la **Figura 6.20** se muestran distintos instantes del recorrido:

En la primera imagen se observa la partida del pelotón desde la intersección inicial durante la fase verde; en la segunda, el arribo a la intersección siguiente, donde se evidencia cómo, debido a la duración limitada del ciclo semafórico, una parte del pelotón no logra atravesar el cruce en verde y debe detenerse; y en las imágenes posteriores, se mantiene la progresión coordinada.



Figura 6.18: Secuencia del pelotón vehicular en sentido sur–norte simulación SUMO.
(Fuente: Elaboración propia)

Esta secuencia permite demostrar de forma visual que, si bien la teoría de la sincronización busca garantizar la onda verde en todo el tramo, en la práctica los **tiempos de ciclo resultan insuficientes para que el pelotón completo mantenga la progresión** sin interrupciones.

Con el objetivo de demostrar que es posible lograr una progresión semafórica sin necesidad de recalcular los tiempos de reparto, se incrementó el tiempo de verde efectivo del corredor principal de 14.03 segundos a 24.03 segundos. Este ajuste permite obtener una transición adecuada con un ciclo total de 57 segundos (ver Figuras 6.19 y 6.20).

Fases	
	dur state
0	24.03 rrrGGGGrrrrGGGG
1	5.70 rrrrryyyyyyyy
2	22.27 GGGrrrrGGGrrrr
3	5.00 yyyyrrrrrrrrrrrr
Σ	57.00 Links: 14
Limpiar estados Añadir estados	
Agrupar señales Desagrupar señal	

Figura 6.19: Configuración para un tiempo de ciclo de 57 segundos en Netedit. (Fuente: Elaboración propia)

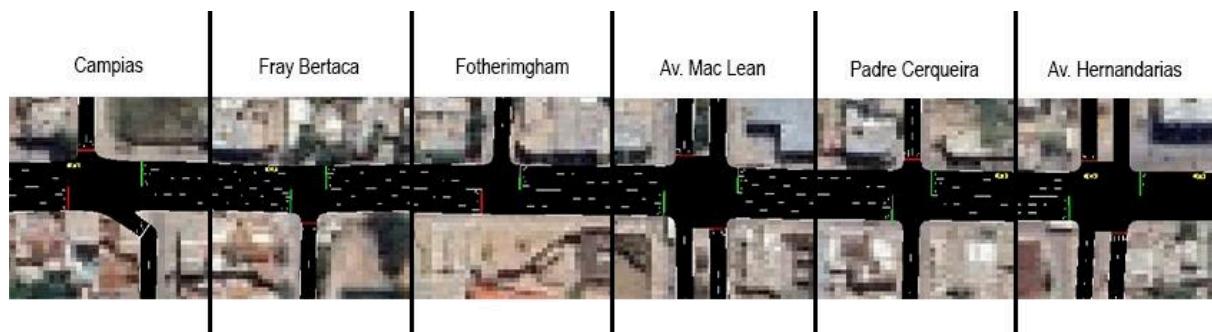


Figura 6.20: Progresión del pelotón vehicular en sentido sur–norte lograda (simulación SUMO).
Fuente: Elaboración propia

6.7) Conclusión

Se observa que la implementación del estudio de tránsito, el diseño de fases y el cálculo de tiempos de reparto permitiría reducir notablemente la demora en la intersección de las avenidas Alvear y Mac Lean. Este mismo tipo de análisis debería realizarse en cada intersección donde se proyecte un cruce, con el objetivo de disminuir los tiempos de viaje y mejorar la serviciabilidad de la vía.

Asimismo, como se mencionó anteriormente, si sumamos una correcta disposición simétrica de los semáforos permitiría lograr una progresión semafórica bidireccional que favorezca ambos sentidos de circulación, o bien implementar un sistema de semaforización inteligente que, según la demanda vehicular, genera la onda verde priorizando el sentido con mayor congestión.

Dado que el alcance de este trabajo corresponde a un **anteproyecto**, únicamente se analizaron y diseñaron los dispositivos de control para el cruce mencionado como así también un solo sentido de progresión semafórica. La redimensión de cada dispositivo y su ubicación quedará a criterio de un futuro proyectista, en caso de ser necesario.

6.8) Iluminación

La iluminación vial constituye un elemento esencial para garantizar la seguridad y la correcta operación del tránsito durante las horas nocturnas. Un sistema de alumbrado adecuado permite la identificación temprana de personas, vehículos y objetos en la vía, asegurando una conducción más segura y reduciendo la probabilidad de accidentes.

La instalación de alumbrado público debe responder a variables como la intensidad, velocidad y composición del tránsito, así como a la complejidad geométrica de la vía, cumpliendo con requisitos mínimos que aseguren condiciones visuales óptimas. Una correcta iluminación incide directamente en factores determinantes de la operación vial, como la capacidad, la velocidad y la seguridad.

El sistema de iluminación fue actualizado parcialmente, reemplazando las luminarias halógenas por tecnología LED. Sin embargo, no cumple con los niveles de iluminación y uniformidad requeridos para una vía de esta jerarquía.

En este anteproyecto se propone la readecuación del sistema lumínico, mediante la instalación de luminarias LED de mayor rendimiento y eficiencia energética, garantizando además su correcta distribución y cobertura uniforme a lo largo del corredor. Con un consumo reducido, las luminarias LED brindan igual o mayor nivel de iluminación, aportando además una luz blanca que mejora la definición de objetos y señales, incrementando la visibilidad tanto para conductores como para peatones.

Adicionalmente, las lámparas LED presentan una vida útil muy superior a las convencionales de sodio o halógenas, lo que reduce significativamente los costos de mantenimiento y reposición. Asimismo, generan un ahorro energético estimado en un 40%, contribuyendo a una gestión más eficiente y sustentable del sistema de alumbrado público.

6.8.1) Diseño de la iluminación vial

El diseño de una instalación de alumbrado vial se fundamenta en la adecuada selección de las luminarias y en su correcta disposición, con el objetivo de satisfacer las necesidades visuales de los usuarios a un costo razonable. Para lograrlo, se aplica el método del **factor de utilización**, a partir del

cual se determinan la altura de montaje, el tipo de luminaria, la separación entre columnas, la disposición más conveniente y la iluminación media sobre la calzada.

La definición del sistema de alumbrado no depende únicamente de criterios técnicos, sino que se ve condicionada por factores económicos, sociales y de seguridad vial, los cuales deben evaluarse integralmente a fin de garantizar un diseño eficiente, seguro y sostenible.

6.8.2) Determinación del nivel de iluminación necesario

Según el tipo de vía y la velocidad de circulación se determina la clase de iluminación (tabla 6.13)

Tabla 6.17: Clase de iluminación según el tipo de vía. (Fuente: Reglamento de alumbrado público SEC.)

Clase de iluminación	Descripción vía	Velocidad de circulación (km/h)		Tránsito de vehículos T (Veh/h)	
M1	Autopistas y carreteras	Extra alta	V>80	Muy importante	T>1000
M2	Vías de acceso controlado y vías rápidas	Alta	60<V<80	Importante	500<T<1000
M3	Vías principales y ejes viales	Media	30<V<60	Media	250<T<500
M4	Vías primarias o colectoras	Reducida	V<30	Reducida	100<T<250
M5	Vías secundarias	Muy reducida	Al paso	Muy reducida	T<100

El tramo analizado corresponde a una **vía principal**, con una velocidad de circulación de **50 km/h** y un volumen de tránsito aproximado de **500 a 1000 vehículos/hora**. De acuerdo con estos parámetros y conforme a la normativa de clasificación de alumbrado vial, se determina que la categoría de iluminación aplicable es **M2**, correspondiente a vías urbanas de tránsito medio, donde se requiere garantizar condiciones de visibilidad adecuadas para la seguridad y fluidez vehicular.

6.8.2) Tipo de lámpara

La descripción técnica detallada de la lámpara a utilizar es: SL31mx, ST0.5a,28310lm730.



Order No.: 5XH8B31T08SA | GTIN (EAN): 4069025104557
Detailed technical description: SL31mx,ST0.5a,28310lm730,D4iDR,Sla/b



Key data

- Product type: mast luminaire
- Product name: Streetlight SL 31 maxi
- Order No.: 5XH8B31T08SA

Lighting technology | Lamps | Control gear

Component 1

Lighting technology:

- Light control: lens of PMMA
- Cover: cover, transparent
- Light distribution: ST0.5a
- Beam angle: wide distribution
- Symmetry: asymmetric distribution
- Light emission: direct distribution

Lamps:

- Lamps: with High Power LED, LED
- Rated luminous flux: 28310lm
- Luminous efficacy: 134lm/W
- Colour temperature: 3000K
- Colour rendering Index: CRI > 70
- Light colour: 730
- Rated input power begin service life: 211
- Rated input power end service life: 238
- Rated input power at 50% lumin. flux: 88

Electrical connection

- Connection: cable H07RN-F 2x 1.5mm²
- Nominal voltage: 220..240V, 50/60Hz, AC
- Surge voltage resistance: surge voltage resistance: 10kV (common mode); 6kV (differential mode)
- Connection cable: pre-assembled, L= 14.5m

Dimensions, Weight

- Weight: 11.4kg
- Mast spigot: spigot size: 76/60mm

Light emission

- Light emission: 0% at 0° inclination

Figura 6.21: Especificación técnica de luminaria adoptada. (Fuente: Catálogo SITECO)

De acuerdo al flujo de la lámpara (lm) se especifica la altura a adoptar en la tabla 6.14.

Tabla 6.18: Altura recomendada según el flujo luminoso de la lámpara.

(Fuente: Reglamento de alumbrado público SEC.)

Flujo De La Lámpara (lm)	Altura (m)
3000 ≤ $\Phi L < 10000$	6 ≤ H < 8
10000 ≤ $\Phi L < 20000$	8 ≤ H < 10
20000 ≤ $\Phi L < 40000$	10 ≤ H < 12
$\Phi L \geq 40000$	H ≥ 12

En este caso se adopta una altura de 12 m debido a las condiciones de transitabilidad de la vía, al tratarse de una arteria principal que conecta con la Ruta Nacional N°11, se prevé el gálibo vehicular requerido, garantizando así la adecuada circulación y seguridad del tránsito pesado.

6.8.3) Disposición de las luminarias

La disposición de las luminarias constituye un aspecto fundamental en el diseño del alumbrado vial, ya que incide directamente en la uniformidad de la iluminación, en los costos de instalación y en la seguridad de la vía. Existen diferentes esquemas de emplazamiento, entre los cuales se destacan los siguientes (Figura 6.23):

- **Unilateral:** las luminarias se ubican únicamente en uno de los márgenes de la vía. Este sistema resulta el más económico, aunque genera diferencias notorias en la iluminación entre ambos lados de la calzada. Se emplea principalmente en zonas rurales o de bajo tránsito.

- **Al tresbolillo:** se caracteriza por la disposición alternada de luminarias a ambos lados de la vía. Si bien es una solución relativamente económica, presenta una uniformidad poco estética en el alumbrado.
- **Pareada:** consiste en la colocación enfrentada de luminarias, una a cada lado de la vía. Es la disposición que ofrece mejores resultados en términos de uniformidad lumínica, siendo ampliamente utilizada en vías urbanas.
- **Doble axial:** aplicada en calzadas anchas o con separadores centrales, mediante báculos dispuestos en la mediana que sostienen dos luminarias orientadas en sentidos opuestos. Esta disposición permite abaratar costos de instalación y mano de obra; sin embargo, puede inducir a que los vehículos tiendan a circular por los carriles más iluminados, reduciendo la capacidad efectiva de la vía.

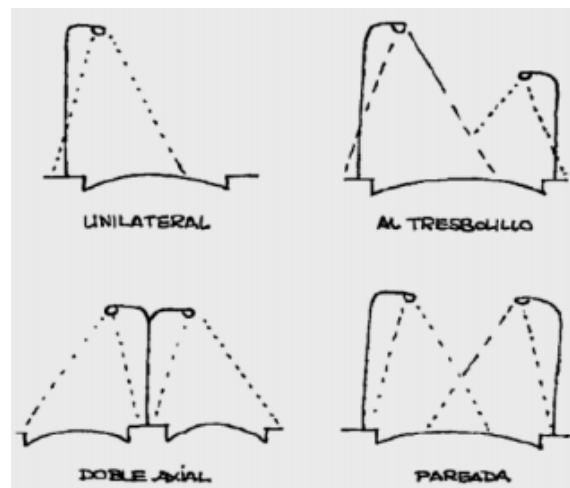


Figura 6.22. Disposiciones genéricas del alumbrado vial (Fuente: Manual de Carreteras de Chile, 2018).

En función a la clase de iluminación se determina la disposición de las luminarias.

Tabla 6.19: Disposición de luminarias.
(Fuente: Reglamento de alumbrado público SEC.)

Clase de Iluminación	Altura (m)	Relación S/H	Disposición de las Luminarias	Criterio Disposición
M1	10 - 12	2,5 - 3	Dos carriles de Circulación	Unilateral
			Tres carriles de Circulación	Bilateral alternada
			Cuatro carriles de Circulación	Bilateral opuesta
M2	8,5 - 10	3 - 4	Dos carriles de Circulación	Unilateral
			Tres carriles de Circulación	Bilateral alternada
			Cuatro carriles de Circulación	Bilateral opuesta
M3	8,5 - 10	3 - 4	Ancho de la calzada ≤ altura	Unilateral
			Alto de la calzada > 1,5 veces altura	Bilateral alternada
				Bilateral opuesta
M4	7 - 10	3 - 5	Unilateral	
M5	3 - 5	4 - 5	A criterio del diseñador	

Para el tramo en estudio, clasificado como M2, y considerando que posee tres carriles de circulación, se adopta una disposición bilateral alternada, con los báculos ubicados sobre el parterre

central. Cada báculo sostiene dos luminarias orientadas hacia los carriles de cada lado de la calzada, asegurando una iluminación uniforme a lo largo de todo el tramo.

Esta configuración permite reducir costos de instalación y mantenimiento, al centralizar los báculos, y garantiza una cobertura lumínica equilibrada en ambos sentidos de circulación. Se debe considerar, sin embargo, que el diseño debe minimizar la tendencia de los vehículos a desplazarse hacia los carriles más iluminados, particularmente los de menor porte, mediante el correcto posicionamiento y orientación de las luminarias. Se recomienda implementar iluminación en las veredas para una correcta iluminación tanto en la calzada como en las veredas logrando así un diseño equilibrado.

6.8.4) Determinación del factor de mantenimiento (fm)

Dependiendo de las características de la zona como ser la contaminación, tráfico, mantenimiento de define el parámetro fm. Se recomienda tomar un valor no superior a 0,8.

Tabla 6.20: Factor de mantenimiento
(Fuente: Reglamento de alumbrado público SEC.)

CARACTERISTICAS DE LA VIA	LUMINARIA ABIERTA	LUMINARIA CERRADA
LIMPIA	0.75	0.8
MEDIA	0.68	0.7
SUCIA	0.65	0.68

De tabla adoptamos un factor de mantenimiento medio de 0,7 correspondiente a luminaria cerrada.

6.8.5) Determinación del factor de utilización (η)

El factor de utilización es una medida del rendimiento del conjunto luminaria-lámpara y se define como el cociente entre el flujo útil que llega a la calzada y el emitido por la lámpara.

$$\eta = \frac{\Phi_{útil}}{\Phi_L}$$

Normalmente este factor se representa mediante curvas que suministran los fabricantes de las luminarias (figura 6.24). Estas curvas están en función del cociente entre el ancho de la calle y la altura del báculo (A/H).

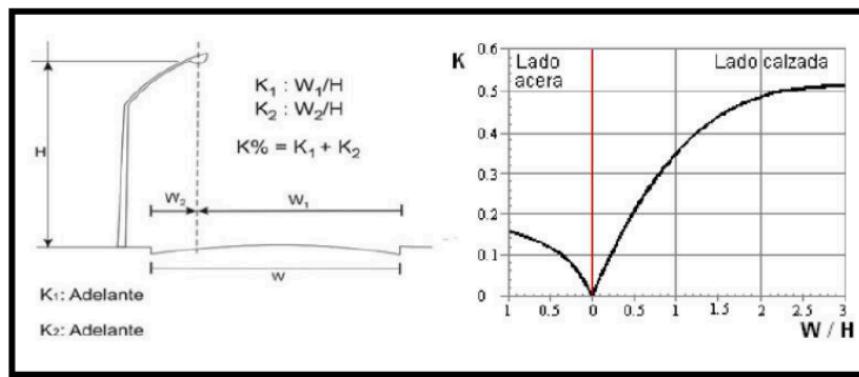


Figura 6.23. Determinación del factor de mantenimiento. Método gráfico.
(Fuente: Reglamento de alumbrado público SEC.)

Para la determinación del factor de utilización se utiliza la **figura 6.23**.

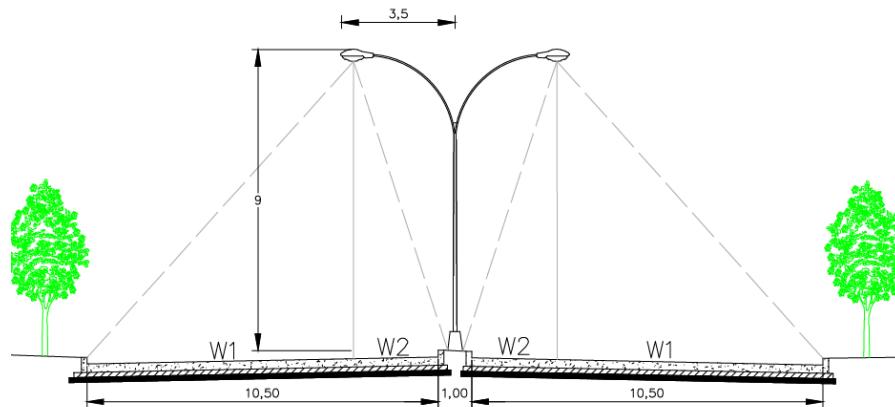


Figura 6.23. Perfil transversal para la determinación del factor de mantenimiento.
(Fuente: elaboración propia.)

$$H = 12m$$

$$W_1 = 7,97m$$

$$W_2 = 2,52m$$

$$\eta_1 = \frac{W_1}{H} = \frac{9,97m}{12m} = 0,83 \rightarrow K_1 = 0,30$$

$$\eta_2 = \frac{W_2}{H} = \frac{2,52m}{12m} = 0,21 \rightarrow K_2 = 0,08$$

$$K = K_1 + K_2 = 0,38$$

6.8.6) Cálculo de la separación entre luminarias

Una vez fijados los parámetros podemos proceder al cálculo de la separación (d) entre las luminarias utilizando la expresión de la iluminancia media.

$$E_{m=} \frac{K * F_m * \Phi_L}{W * d} \quad (1)$$

Donde:

E_m : es la iluminancia media sobre la calzada que se quiere conseguir (tabla 6.19).

η : factor de utilización de la instalación

F_m : factor de mantenimiento

Φ_L : es el flujo luminoso de la lámpara

W: es el ancho a iluminar

d: separación entre luminarias

Tabla 6.21: Iluminancia media (E_m) según el tipo de vía. (Fuente: Reglamento de alumbrado público SEC.)

Tipo de vía	Calzadas vehiculares				Ciclo-rutas adyacentes		
	CLASE DE ILUMINACIÓN	L_{prom} cd/m ²	U_0 ≥ %	U_1 ≥ %	TI ≤ %	E_{prom} luces	U_0 ≥ %
M1	2,0	40	50	10	20	40	
M2	1,5	40	50	10	20	40	
M3	1,2	40	50	10	15	40	
M4	0,8	40	N.R.	15	10	40	
M5	0,6	40	N.R.	15	7,5	40	

De (1) despejamos d para hallar la separación entre luminarias:

$$d = \frac{0,38 * 0,8 * 28310}{10,49 * 20} = 41,02m$$

6.8.7) Disposición del alumbrado

Teniendo en cuenta el diseño geométrico de la vía, se decidió adoptar un diseño de postes con báculos de doble brazo sobre los parterres, separados lateralmente entre sí a 60m, mientras que los postes de los extremos serán de triple brazo para poder alumbrar la intersección (ver figura 24).

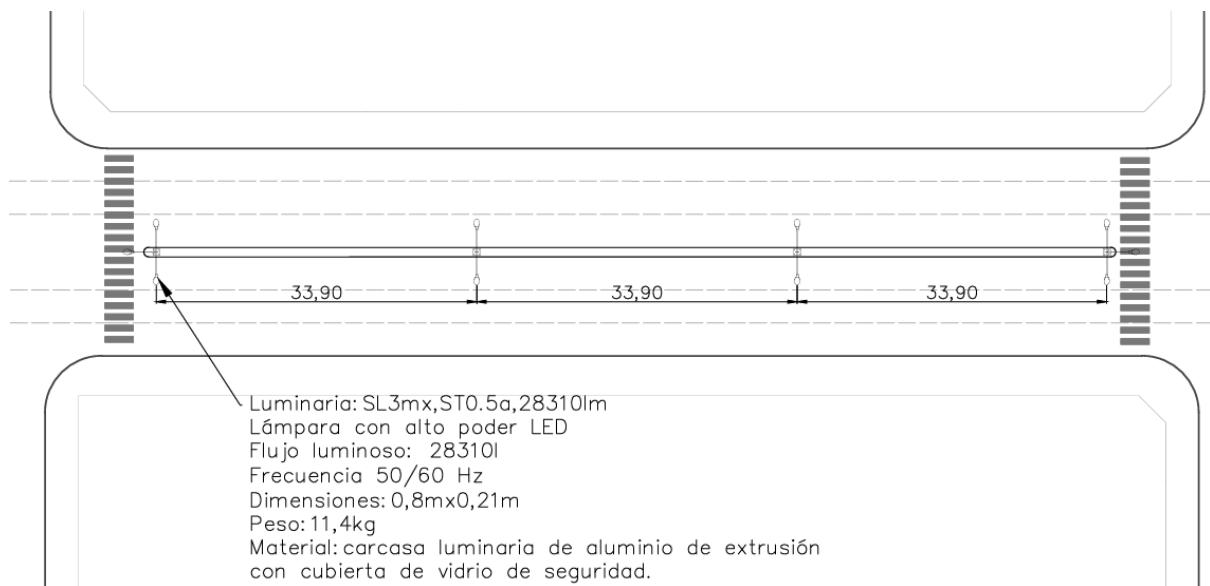


Figura 6.24. Disposición en planta de luminarias led.
(Fuente: elaboración propia.)



Figura 6.25. Simulación visual de la avenida con el sistema de iluminación propuesto.
(Fuente: elaboración propia.)

CAPÍTULO 7: VERIFICACIÓN HIDRÁULICA

7.1) Introducción

En este capítulo se determina el escurrimiento natural del agua en las cuencas urbanas correspondiente a la zona de estudio. Posteriormente, se analizan y verifican las dimensiones de los conductos e imbornales existentes, evaluando su correcto funcionamiento.

Este procedimiento resulta indispensable, dado que una sección insuficiente de los conductos e imbornales, o un inadecuado desempeño de los mismos, puede generar inconvenientes tanto a los habitantes como a los usuarios de las avenidas.

7.2) Generalidades

Para la delimitación de las áreas de aporte se consideró la topografía relevada sobre la avenida Alvear, los desagües pluviales existentes y la división de la ciudad en cuencas. Asimismo, se adoptaron como líneas divisorias de escurrimiento (parteaguas) las vías del ferrocarril y la propia avenida Alvear. La información correspondiente a las cuencas y a la localización de los desagües pluviales se obtuvo del plano general del **Plan Director de Desagües Pluviales de la ciudad de Resistencia**.

7.3) Estudio hidrológico

Con los datos relevados se procedió a identificar las cuencas involucradas en los tramos analizados. A partir de la información topográfica se definió el escurrimiento natural del agua, con el fin de determinar el caudal que llega a los imbornales y, de esta forma, evaluar su funcionamiento en las secciones estudiadas.

7.4) Metodología de cálculo

El cálculo de los caudales de descarga se realizó mediante el **método racional**, ya que resulta adecuado para drenaje urbano o vial en áreas reducidas con alto porcentaje de impermeabilidad. Se recomienda su aplicación en cuencas con superficies menores a 3 km^2 , condición que se cumple en el presente estudio

7.5) Determinación del caudal pico

El caudal pico se determina con la siguiente fórmula:

$$Q_p = 0,275 \times C \times I \times A$$

Siendo:

- Q_p : Caudal pico de la sección de estudio (m^3/seg)
- C : Coeficiente de escorrentía
- I : Intensidad de lluvia correspondiente a un periodo de retorno dado (mm/hs)
- A : Área de la cuenca (km^2)

Las hipótesis en las cuales se basa el método son:

- Intensidad de precipitación uniforme en el espacio y no varía en el tiempo.
- La duración de la precipitación para la intensidad dada es equivalente al tiempo de concentración de la cuenca.

- El coeficiente de escorrentía se mantiene constante en el tiempo y en el área de la cuenca.
- El tiempo de concentración se considera como el tiempo que tarda para que toda la cuenca contribuya al escurrimiento.

7.5.1) Periodo de retorno

La selección del caudal de referencia para el que debe proyectarse un elemento del drenaje superficial está relacionada con la frecuencia de su aparición, que se define mediante su período de retorno.

Para el caso de estudio que se está desarrollando en este trabajo, y observando las recomendaciones propuestas por “Ven te Chow”, se adopta un período de retorno de 10 años.

Tabla 7.1: Período de retorno recomendado (Fuente: Hidrología aplicada – Ven Te Chow)

Criterios de diseño generalizados para estructuras de control de agua

Tipo de estructura	Período de retorno (años)	ELV
Alcantarillas de carreteras		
Volúmenes de tráfico bajos	5-10	–
Volúmenes de tráfico intermedios	10-25	–
Volúmenes de tráfico altos	50-100	–
Puentes de carreteras		
Sistema secundario	10-50	–
Sistema primario	50-100	–
Drenaje agrícola		
<i>Culverts</i>	5-50	–
Surcos	5-50	–
Drenaje urbano		
Alcantarillas en ciudades pequeñas	2-25	–
Alcantarillas en ciudades grandes	25-50	–
Aeropuertos		
Volúmenes bajos	5-10	–
Volúmenes intermedios	10-25	–
Volúmenes altos	50-100	–
Diques		
En fincas	2-50	–
Alrededor de ciudades	50-200	–
Presas con poca probabilidad de pérdidas de vidas (baja amenaza)		
Presas pequeñas	50-100	–
Presas intermedias	100+	–
Presas grandes	–	50-100%
Presas con probabilidad de pérdidas de vidas (amenaza significativa)		
Presas pequeñas	100+	50%
Presas intermedias	–	50-100%
Presas grandes	–	100%
Presas con probabilidad de altas pérdidas de vidas (alta amenaza)		
Presas pequeñas	–	50-100%
Presas intermedias	–	100%
Presas grandes	–	100%

7.5.2) Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía para el área de estudio por ser una obra vial, con una superficie mayoritariamente pavimentada e impermeabilizada, es elevado.

Para la determinación de este coeficiente adimensional se utilizó el programa Google Earth para analizar las subcuencas estudiadas y determinar los distintos tipos de ocupación del suelo, las cuales abarcan áreas permeables que son los patios y espacios verdes, y la áreas impermeables que son las áreas pavimentadas, techos y tinglados.

Se obtiene del análisis realizado que el coeficiente adoptado es de 0,60.

Tabla 7.2: Coeficientes de escorrentía a usar en la ecuación del Método Racional. (Fuente: Hidrología aplicada – Ven Te Chow)

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

7.5.3) Tiempo de concentración

El tiempo de concentración se define como aquel en el cual toda la cuenca está aportando al punto de descarga. Para este caso se aplicó la ecuación de Kirpich, que es la que mejor se ajusta al caso de estudio.

$$Tc(min) = 0.0078 \times L^{0.77} \times S^{-0.385}$$

Donde:

- L: longitud del canal, en este caso de la cuenca desde aguas arriba hacia aguas abajo (pies)
- S: pendiente promedio.

Tabla 7.3: Tiempo de concentración (Fuente: Elaboración Propia)

Subcuenca	Tiempo de concentración (min)
Subcuenca 1	25,61
Subcuenca 2	22,81
Subcuenca 3	9,44
Subcuenca 4	16,76
Subcuenca 5	37,61
Subcuenca 6	14,97

7.5.4) Intensidad de lluvia

La intensidad Media Máxima de lluvia es otro de los factores fundamentales de la fórmula racional, la cual se obtiene a partir de las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) propias de cada ciudad, para una duración $T_d=tc$, tiempo de concentración de la cuenca, en minutos u horas.

Esto puede verse reflejado en la siguiente fórmula:

$$I\left(\frac{mm}{hs}\right) = \frac{A}{(Td+B)^c}$$

Siendo:

- I: Intensidad de precipitación en mm/h
- A,B y C parámetros de ajuste adimensionales
- T_d : Tiempo de duración en minutos

Estos parámetros se pueden obtener de las curvas IDF (Intensidad - Duración -Frecuencia) pertenecientes al AMGR, como se ve en la figura 7.1.

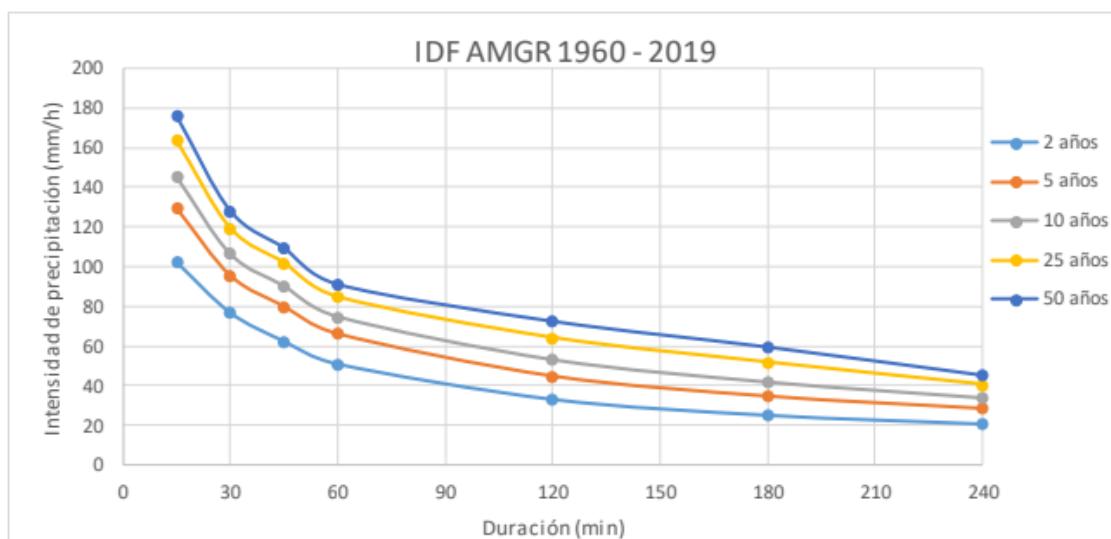


Figura 7.1: Curvas IDF de AMGR (Fuente: Resolución 1334-21 – APA)

Los coeficientes A, B y c dependen de la curva que la misma depende del tiempo de recurrencia que en este caso son 10 años. Los coeficientes son:

- A= 2740,193
- B= 29,190
- c=0,791

Tabla 7.4: Valores de los parámetros adimensionales para intensidades de tormentas de diferentes recurrencias para el AMGR (Fuente: Resolución 1334-21 - APA)

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

7.5.5) Área de aporte

El área de la cuenca es el área en proyección horizontal encerrada por el parteaguas, el cual está definido por la línea que une los puntos topográficos de mayor altura. Las mismas fueron definidas con ayuda de las curvas de nivel y con la hidrodinámica trazada en la zona de estudio.

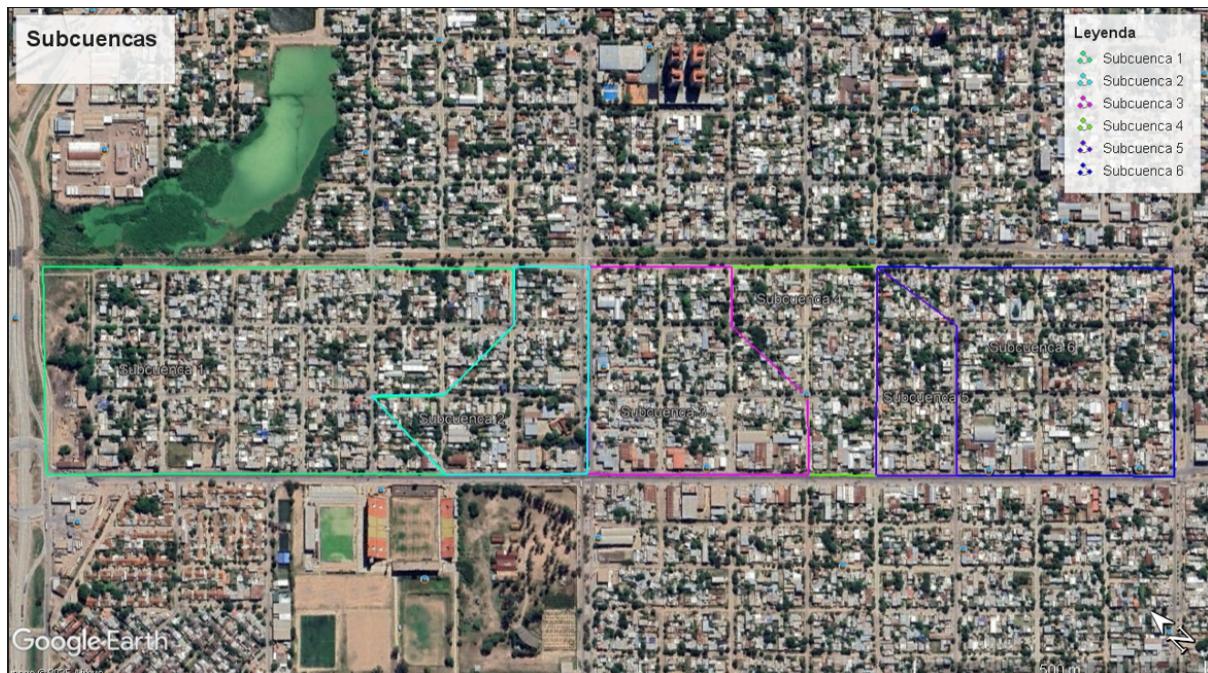


Figura 7.2: Cuencas en estudio (Fuente: Elaboración propia)

A continuación, se presenta una tabla resumen con los valores calculados.

Tabla 7.5: Tabla resumen (Fuente: Elaboración Propia)

Subcuencas	Área (ha)	Longitud (m)	Pendiente (m/m)	Tiempo de concentración (min)	Intensidad de precipitación (mm/h)	Caudal pico (m ³ /s)	Caudal unitario (m ³ /s/ha)
Subcuencia 1	26,88	799,9	0,0005	25,61	104,08	4,62	0,172
Subcuencia 2	9,39	586,8	0,0003	22,81	108,49	1,68	0,179
Subcuencia 3	11,94	217,0	0,0005	9,44	137,24	2,70	0,226
Subcuencia 4	6,52	236,4	0,0003	16,76	119,63	1,29	0,197
Subcuencia 5	4,53	257,8	0,0002	37,61	88,99	0,66	0,147
Subcuencia 6	15,11	571,0	0,0010	14,97	123,45	3,08	0,204

7.6 Verificación de los imbornales y conductos existentes

En adelante, se procederá a la verificación de los imbornales existentes, determinando la capacidad de captación de cada uno de ellos y comparándola con el caudal aportado por la cuenca correspondiente. Este análisis permitirá establecer si las dimensiones y la disposición actual de los imbornales resultan adecuadas, o si es necesario incorporar unidades adicionales para garantizar un correcto funcionamiento del sistema de drenaje pluvial.

Se identifican dos tipos de imbornales presentes en la zona de estudio:

- Imbornales en reja: es aquel que tiene barras lo suficientemente largas para que el agua pueda caer en la abertura sin chocar con el borde del emparrillado de aguas abajo.

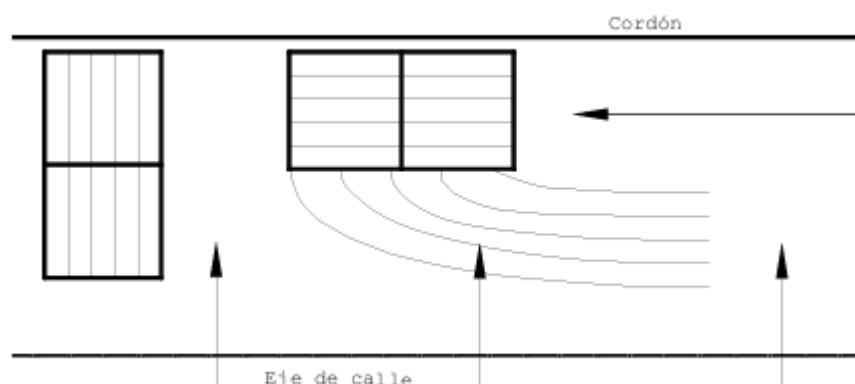


Figura 7.3: Imbornal en reja (Fuente: Cátedra de Hidrología)

El caudal que capta el imbornal en reja es el siguiente:

$$Q = 1.7 \times P \times y^{3/2}$$

Donde:

- Q: Caudal en m³/seg.
- P: Perímetro de la reja en m.
- y: Profundidad de la lámina.

- Imbornales en cordón: dispuestos sobre el cordón cuneta, captan el flujo superficial que circula junto al borde de la calzada.

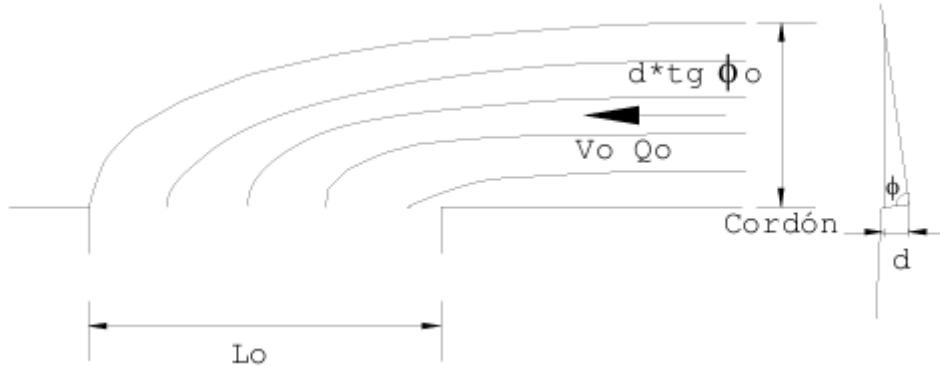


Figura 7.4: Imbornal de cordón (Fuente: Cátedra de Hidrología)

El caudal que captta el imbornal de cordón es el siguiente:

$$Q = 1.7 \times L \times y^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

- Q: Caudal en m³/seg.
- L: Longitud de la reja vertical en m.
- y: Profundidad de la lámina.

Para la verificación de la dimensión de los conductos de vinculación se utiliza la siguiente fórmula:

$$D = \left(\frac{3.21 \times n \times Q}{\sqrt{S_o}} \right)^{3/8}$$

En adelante, se analizarán las cuencas de manera individual para evaluar el escurrimiento y verificar los conductos e imbornales existentes.

Se aclara que los imbornales existentes fueron relevados mediante planos de desagües pluviales, por Google Earth y con inspección visual.

Subcuenca 1

La subcuenca 1 se divide en microcuenca 1 y microcuenca 2 para realizar un análisis para cada caso particular.

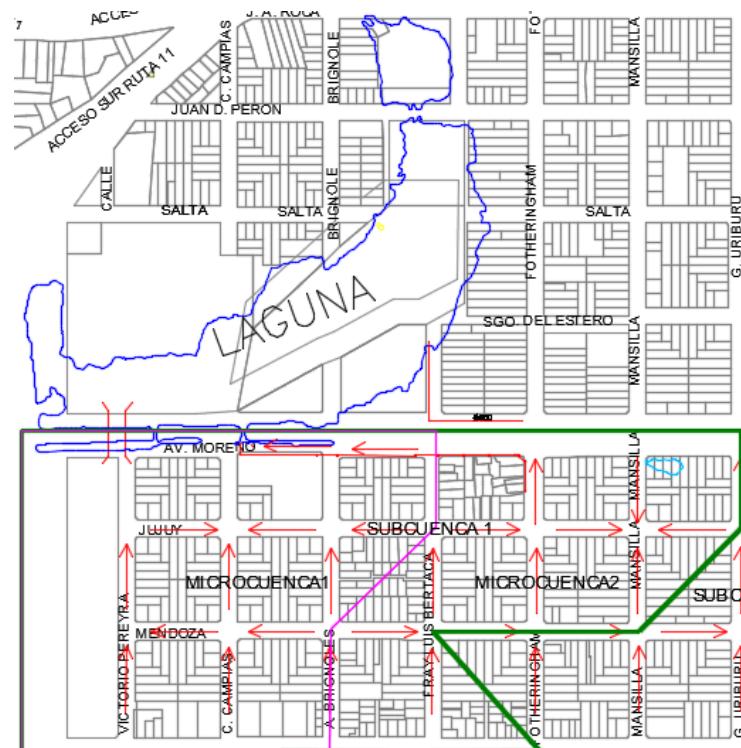


Figura 7.3: Subcuenca 1 dividida en áreas de aporte (Fuente: Elaboración Propia)

- Microcuenca 1

Esta área tiene un caudal igual a $Q=2,72 \text{ m}^3/\text{s}$, que con la pendiente propia de la zona escurre hacia una alcantarilla conduciendo este volumen a la laguna.

Se puede estimar que parte de este flujo será captado por los imbornales en rejilla que se encuentran dentro del sistema de drenaje.

● Microcuenca 2

En esta área se tiene un sistema de drenaje que cuenta con imbornales de rejillas y conductos. Se procede a estimar el caudal y verificar las dimensiones.

El caudal que aporta la cuenca es de $Q = 1,90 \text{ m}^3/\text{s}$. En esta área se cuenta con cuatro imbornales en reja, que captan $0,118 \text{ m}^3/\text{s}$ cada uno, y un imbornal de cordón que capta $0,16 \text{ m}^3/\text{s}$, dando un total de $0,63 \text{ m}^3/\text{s}$, valor menor al caudal que se requiere captar.

Los imbornales componen un sistema de drenaje con un conducto de 0,6 m de diámetro, capaz de conducir un caudal de $0,48 \text{ m}^3/\text{s}$.

A partir de estos resultados, se realizó un análisis complementario para estimar la cantidad y dimensiones propuestas de imbornales adicionales necesarios para captar el caudal excedente no evacuado por el sistema existente. Cabe aclarar que las dimensiones planteadas son de carácter referencial y estarán sujetas a la definición final que realice el proyectista, así como al análisis detallado de su ubicación óptima dentro del sistema de drenaje.

Tabla 7.6: Dimensiones y cantidades de imbornales propuesto (Fuente: Elaboración Propia)

Microcuenca 2		
Caudal excedente	1,27	m ³ /s
Caudal de imbornal en cordon 3 x 0,15	0,30	m ³ /s
Cantidad de imbornales	5	
Caudal captado	1,48	m ³ /s

Subcuenca 2

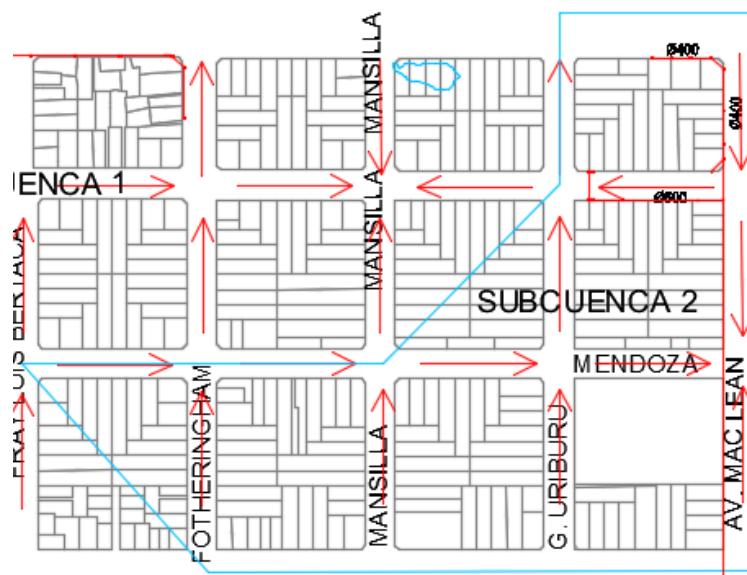


Figura 7.4: Subcuenca 2 (Fuente: Elaboración Propia)

La subcuenca 2 tiene un caudal de aporte de $1,68 \text{ m}^3/\text{s}$. Cuenta con un sistema de drenaje conformado por tres imbornales de cordón, que en conjunto captan un caudal de $0,80 \text{ m}^3/\text{s}$.

A partir de estos resultados, se efectuó un análisis complementario para determinar la cantidad y dimensiones preliminares de imbornales adicionales requeridos para captar el caudal excedente. Las dimensiones propuestas son orientativas y deberán ser ajustadas por el proyectista en función de las condiciones hidráulicas y topográficas del sector, además de realizar un estudio detallado de su ubicación más conveniente.

Tabla 7.7: Dimensiones y cantidades de imbornales propuesto (Fuente: Elaboración Propia)

Subcuenca 2			
Caudal excedente	0,88		m3/s
Caudal de imbornal en cordón 4 x 0,15	0,40		m3/s
Cantidad de imbornales	3		
Caudal captado	1,19		m3/s

Subcuenca 3

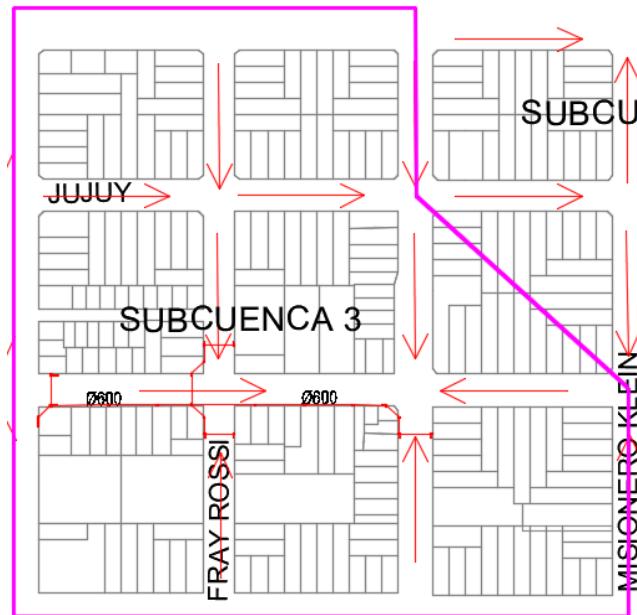


Figura 7.5: Subcuenca 3 (Fuente: Elaboración Propia)

La subcuenca 3 presenta un caudal de aporte de $2,70 \text{ m}^3/\text{s}$ y dispone de un sistema de drenaje compuesto por 15 imbornales de cordón de distintas dimensiones, los cuales en conjunto tienen una capacidad de captación de $3,32 \text{ m}^3/\text{s}$. Por lo tanto, se considera que los imbornales captan la totalidad del caudal aportado por la cuenca.

Subcuenca 4 y 5

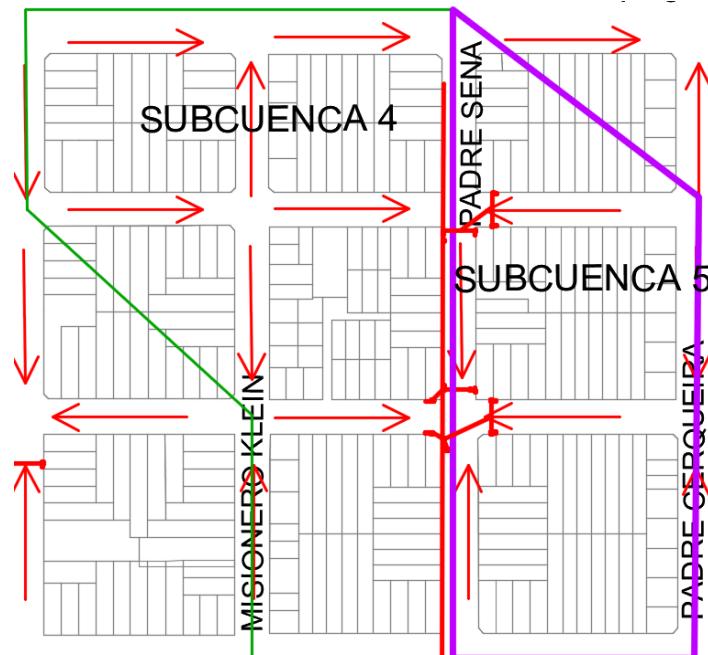


Figura 7.6: Subcuenca 4 y 5 (Fuente: Elaboración Propia)

Estas dos subcuenas se evalúan en conjunto, ya que comparten el sistema de drenaje. Ambas aportan un caudal total de 1,95 m³/s. El sistema existente cuenta con ocho imbornales de cordón, que captan en conjunto 1,06 m³/s, resultando insuficiente frente al caudal generado.

Por tal motivo, se desarrolló un análisis orientativo para determinar el número y las dimensiones preliminares de los imbornales complementarios necesarios, considerando que dichos valores deberán ser ajustados por el proyectista según las condiciones topográficas y el análisis específico de su ubicación dentro del sistema de drenaje.

Tabla 7.8: Dimensiones y cantidades de imbornales propuesto (Fuente: Elaboración Propia)

Subcuenca 4 y 5		
Caudal excedente	0,89	m ³ /s
Caudal de imbornal en cordón de 2,5 x 0,15	0,25	m ³ /s
Cantidad de imbornales	4	
Caudal captado	0,99	m ³ /s

Subcuenca 6

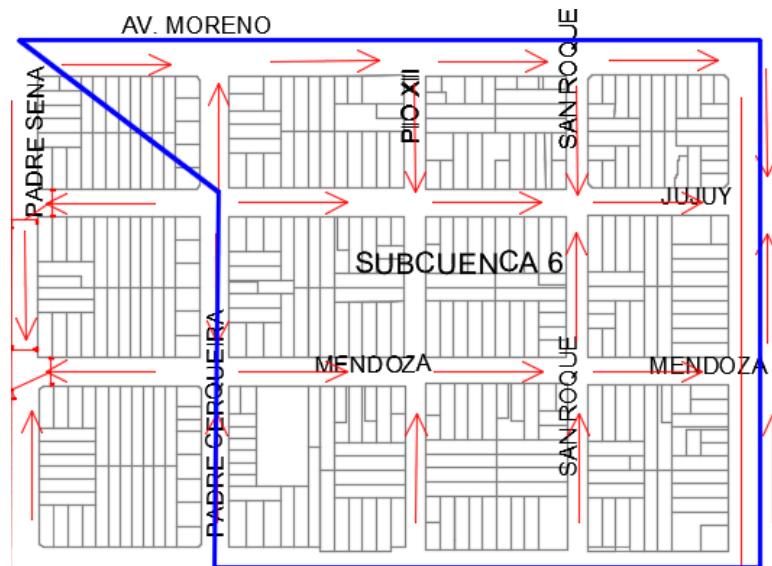


Figura 7.7: Subcuenca 6 (Fuente: Elaboración Propia)

La subcuenca 6 aporta un caudal de 3,08 m³/s. El sistema de drenaje cuenta con un imbornal en reja y ocho imbornales de cordón, que en conjunto captan un caudal de 1,33 m³/s.

Se efectuó un análisis estimativo del número y dimensiones de nuevos imbornales con el fin de optimizar la recolección del caudal superficial excedente. Las dimensiones planteadas son propuestas preliminares, sujetas a verificación y ajuste por parte del proyectista, quien deberá además definir la ubicación más conveniente de las estructuras para garantizar un funcionamiento hidráulico adecuado.

Tabla 7.9: Dimensiones y cantidades de imbornales propuesto (Fuente: Elaboración Propia)

Subcuenca 6	
Caudal excedente	1,75 m3/s
Caudal de imbornal 3 x 0,15	0,40 m3/s
Cantidad de imbornales	5
Caudal captado	1,98 m3/s

7.7) Conductos de vinculación

El agua captada por los imbornales o bocas de tormenta debe ser evacuada hacia los conductos secundarios y principales. Este transporte se realiza a través de los conductos de vinculación, que constituyen el nexo hidráulico entre los elementos de captación superficial y la red principal de desagüe.

Estos conductos se diseñan como conducciones a presión, pudiendo adoptar secciones circulares o rectangulares, según las condiciones de tapada y las cotas topográficas disponibles. Para su dimensionamiento se calcula la sección mínima necesaria y se selecciona el diámetro comercial inmediato superior, considerando además un diámetro mínimo normativo, establecido principalmente por criterios de operación y mantenimiento. En el caso del municipio de Resistencia, dicho valor mínimo se fija en 0,60 m, garantizando así la posibilidad de limpieza y desobstrucción.

$$D = \left(\frac{3,21 \times n \times Q}{\sqrt{S_o}} \right)^{3/8}$$

Tabla 7.10: Tabla de resultados de sección calculada y sección real (Fuente: Elaboración Propia)

Subcuenca	n	Pendiente	Caudal (m3/s)	Sección calculada	Sección real
Subcuenca 1	0,009	0,0005	1,90	1,4	0,6
Subcuenca 2	0,009	0,0003	1,68	1,4	0,6
Subcuenca 3	0,009	0,0005	2,70	1,6	0,6
Subcuenca 4	0,009	0,0003	1,95	1,7	0,8
Subcuenca 5	0,009	0,0002			

De la comparación entre las secciones calculadas y las secciones reales de los conductos, se observa que en todas las subcuenca analizadas los valores requeridos resultan superiores a los actualmente disponibles. Para la obtención de dichas secciones se consideraron los caudales de aporte de cada subcuenca, aplicando las condiciones hidráulicas de pendiente y rugosidad correspondientes. Esta diferencia evidencia una insuficiencia en la capacidad de los conductos existentes, lo cual podría generar limitaciones en el adecuado escurrimiento del caudal pluvial.

7.8) Conclusiones

Del estudio efectuado se observa que no todas las subcuenca presentan un escurrimiento eficiente del caudal aportado por la cuenca. La **Microcuenca 1** y la **Subcuenca 3** muestran un comportamiento adecuado, ya que permiten la evacuación total de los aportes hídricos. En cambio, las **Subcuenca 2, 4–5 y 6** registran deficiencias en su capacidad de drenaje, con los siguientes valores de caudal no evacuado:

- **Subcuenca 2:** 52,38 %

- **Subcuenca 4 y 5 (en conjunto): 46 %**
- **Subcuenca 6: 56,82 %**

Estos resultados evidencian limitaciones en la red de captación y conducción, que pueden derivar en acumulación de caudales, anegamientos superficiales y disminución de la eficiencia hidráulica. Las zonas más críticas corresponden a las Subcuenca 2 y 6, donde más de la mitad del caudal generado no logra ser evacuado.

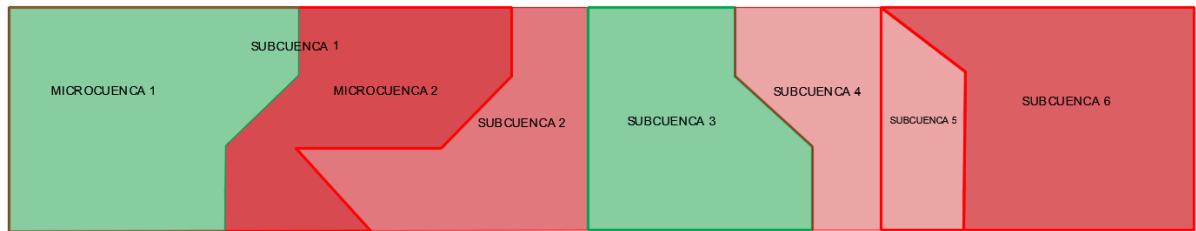


Figura 7.8: Análisis de capacidad de escurrimiento en subcuenca (Fuente: Elaboración propia)

Para optimizar el funcionamiento del sistema en estas áreas se recomienda:

1. Incorporar **imbornales adicionales** en los sectores de mayor concentración de escurrimientos.
2. **Ampliar la capacidad de captación** mediante la extensión de rejillas o el reemplazo por modelos de mayor rendimiento.
3. **Revisar la localización de los imbornales**, asegurando su instalación en puntos estratégicos de acumulación.
4. Verificar y, en caso necesario, **redimensionar los conductos vinculados**, evitando sobrecargas aguas abajo.
5. Implementar un **plan de mantenimiento y limpieza periódica**, ya que la obstrucción por sedimentos o residuos reduce significativamente la capacidad hidráulica.

En síntesis, el sistema de drenaje pluvial actual resulta funcional en la Microcuenca 1 y la Subcuenca 3, pero requiere **adecuaciones de diseño y gestión en las subcuenca críticas**, con el fin de garantizar un escurrimiento eficiente, minimizar riesgos de anegamientos y asegurar la seguridad y operatividad de la infraestructura vial asociada.

CAPÍTULO 8: CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

8.1) Introducción

En el siguiente capítulo se desarrolla el cómputo y presupuesto correspondiente al proyecto de diseño de la Avenida Alvear, tramo entre la RN N°11 hasta la Avenida Hernandarias.

Esta etapa constituye un componente esencial dentro del proceso de planificación y evaluación de obras de infraestructura vial, ya que permite cuantificar los recursos necesarios, estimar los costos asociados y analizar la factibilidad económica de la intervención propuesta.

El cómputo y presupuesto no sólo brindan una aproximación del valor monetario requerido para la ejecución de la obra, sino que también ofrece una base objetiva para la toma de decisiones por parte de los organismos competentes y demás actores involucrados. A través de este análisis se consideran aspectos fundamentales como la mano de obra, los materiales y su transporte, el equipamiento necesario y los costos indirectos asociados, organizados en ítems que representan actividades específicas de la construcción.

8.2) Metodología

La metodología adoptada para el cómputo y presupuesto del proyecto de diseño de la Avenida Alvear se fundamenta en un enfoque estructurado y detallado, orientado a garantizar la precisión y confiabilidad de los resultados. Esta etapa constituye un componente esencial dentro de la planificación de obras de infraestructura vial, ya que permite cuantificar los recursos necesarios, estimar los costos asociados y fundamentar la evaluación económica del proyecto.

En primer lugar, se llevó a cabo un cómputo métrico de los ítems constructivos incluídos en el proyecto. Para ello, se desglosaron las cantidades de los distintos recursos requeridos, tales como mano de obra, materiales, equipos y transporte, siguiendo los planos de diseño y normas técnicas aplicables. Cada ítem se cuantificó en unidades físicas específicas, de manera que se refleja la magnitud de los trabajos a ejecutar.

A partir del cómputo métrico, se determinó el presupuesto de la obra, asignando precios unitarios a cada recurso considerando la disponibilidad de los materiales en la zona, los costos de transporte, los gastos relacionados con el alquiler o la depreciación de equipos y los jornales por especialidad. La agregación de estos costos permitió obtener un presupuesto aproximado de la obra, brindando un marco referencial confiable para la planificación financiera y la toma de decisiones.

Asimismo, se realizó una evaluación de los beneficios sociales derivados de la ejecución de la obra, considerando la reducción de los tiempos de viaje, la mejora de la seguridad vial y la optimización del entorno urbano. Para ello se utilizaron coeficientes de ahorro de costo generalizados aportados por organismos competentes a nivel nacional, los cuales permitieron estimar de manera objetiva los efectos positivos sobre la comunidad.

En conjunto, la metodología aplicada permite presentar un panorama integral de los recursos requeridos y de la viabilidad del proyecto, consolidando el cómputo y presupuesto como un instrumento clave en la gestión de infraestructura vial urbana.

8.3) Mano de obra

Según las planillas salariales de U.O.C.R.A 545/08 de fecha del 1 de agosto de 2025 corresponde a los trabajadores un jornal básico de la Zona I dado que la obra se sitúa en el Chaco.

A dicho jornal se le adicionan cuestiones referidas a cargas sociales, incremento por asistencia, seguro de trabajo, que resultan en el jornal por hora según la especialidad del trabajador.

Tabla 8.1: Composición del costo de Mano de Obra

Categoria	Jornal Básico	Hs/Dia	Jornal Básico	Asistencia	Jornal Directo	Mejoras Sociales (*)	Seguros	Jornal Total	Adicionales (Hs.Extras, Incentivos, otros)	Jornal Total	HS extras
	\$/Hs	Hs	\$/dia	20%	\$/dia	105%	15%	\$/dia	60%	\$/dia	20%
Oficial Especializado	\$ 5.002,00	8	\$ 40.016,00	\$ 8.003,20	\$ 48.019,20	\$ 50.420,16	\$ 7.202,88	\$ 105.642,24	\$ 63.385,34	\$ 169.027,58	\$ 21.128,45
Oficial	\$ 4.279,00	8	\$ 34.232,00	\$ 6.846,40	\$ 41.078,40	\$ 43.132,32	\$ 6.161,76	\$ 90.372,48	\$ 54.223,49	\$ 144.595,97	\$ 18.074,50
Medio Oficial	\$ 3.995,00	8	\$ 31.960,00	\$ 6.392,00	\$ 38.352,00	\$ 40.269,60	\$ 5.752,80	\$ 84.374,40	\$ 50.624,64	\$ 134.999,04	\$ 16.874,88
Ayudante	\$ 3.640,00	8	\$ 29.120,00	\$ 5.824,00	\$ 34.944,00	\$ 36.691,20	\$ 5.241,60	\$ 76.876,80	\$ 46.126,08	\$ 123.002,88	\$ 15.375,36
Sereno			\$ 640.543,00	\$ 128.108,60	\$ 768.651,60	\$ 807.084,18	\$ 115.297,74	1.691.033,52			

(*) Incluye Aportes, Contribuciones, Indemnizaciones, Vacaciones, Licencias Especiales, Horas Extras, Etc.

8.4) Materiales y Transporte

Para asignar los precios de los diferentes materiales se contactó con empresas locales.

El transporte por kilómetro recorrido y tonelada del material se obtiene considerando el costo del equipo, su vida útil, mantenimiento y el operario.

Se definen costos en el origen y sumando el costo del transporte y el manipuleo dentro de la obra resulta en el costo final del material a pie de obra.

8.5) Máquinas y Equipos

Para elegirlos se analizó su rol dentro de cada ítem, de esta forma se buscó la capacidad necesaria y la potencia requerida para su función. El costo por hora de trabajo se obtiene considerando el valor en el mercado, vida útil, amortización e intereses y cuestiones referidas al uso y mantenimiento.

8.6) Análisis de precios

Los rubros intervinientes en el proyecto se dividen en ítems que reflejan las tareas especificadas dentro de un rubro; se analiza la cantidad de obreros, los materiales, los equipos necesarios y sus rendimientos para concretar un ítem.

El análisis por ítems se describe en las siguientes tablas que se encuentran en el anexo.

8.7) Coeficiente resumen

Se utiliza un coeficiente resumen que transforma el costo-costo en el precio de la obra teniendo en cuenta diversos factores y para ello se parte del costo directo de la obra, se suman los gastos generales, se agrega el beneficio de la empresa y finalmente se aplica el IVA y otros impuestos adicionales.

Tabla 8.2: Coeficiente

Coeficiente Resumen Básico		
Descripcion	Porcentaje	Totales
Costo-Costo		1,0000
Gastos Generales y otros gastos	20,00%	0,2000
Beneficio	10,00%	0,1000
Subtotal		1,3000
Costo Financiero		0,0000
TOTAL		1,3000
I.V.A	21,00%	0,2730
Otros Impuestos	2,90%	0,0079
		1,5809

COEFICIENTE ADOPTADO 1,60

8.8) Cómputo y Presupuesto

Los rubros representan actividades generales y para llevarse a cabo se divide en ítems de naturaleza similar; los mismos se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 8.3: Presupuesto

PRESUPUESTO						
ITEM N°	DESIGNACION DE LAS OBRAS	Unid.	CANTIDAD	IMPORTE DE LAS OBRAS		INC.
				PRECIO UNITARIO	TOTAL	
1	MOVIMIENTO DE SUELO				\$ 120.551.108,51	2,92%
1.1	Excavacion no clasificada	m3	18.104,60	\$ 6.658,59	\$ 120.551.108,51	
2	EJECUCACION DE CALZADA				\$ 3.417.475.397,11	82,67%
2.1	Losa de H°30 - Esp=25cm	m2	41.019,30	\$ 55.448,08	\$ 2.274.441.427,94	
2.2	SUB BASE DE RDC 150 - Esp=15cm	m2	41.019,30	\$ 16.711,85	\$ 685.508.388,71	
2.3	Sub Rasante de suelo mejorado con cemento Esp=15cm	m2	41.019,30	\$ 11.153,91	\$ 457.525.580,46	
3	SEÑALIZACION				\$ 595.946.172,02	14,42%
3.1	Señalizacion vertical.	m2	10,40	\$ 478.488,26	\$ 4.976.277,90	
3.2	Demarcación horizontal termoplástica.					
3.2.1	Por extrusion, b1) en color blanco.	m2	1.143,51	\$ 31.656,43	\$ 36.199.444,27	
3.3	Semoforización	Gl	19,00	\$ 27.613.386,65	\$ 524.654.346,35	
3.4	Iluminacion	Gl	119,00	\$ 253.076,50	\$ 30.116.103,50	
TOTAL					4.133.972.677,6	100,0%

Página 1

CAPÍTULO 9: RECOMENDACIONES

9.1) ESTUDIOS GEOTÉCNICOS Y TOPOGRAFÍA

9.1.1) Estudios Geotécnicos

Para la elaboración del presente anteproyecto se consideró información proveniente de estudios de suelos realizados en zonas cercanas al área de intervención. Si bien dichos datos resultan orientativos, no reflejan con exactitud las condiciones particulares del terreno en el sector de estudio. Por ello, se recomienda llevar a cabo un estudio geotécnico específico en el área del proyecto, mediante sondeos y ensayos de laboratorio, que permita determinar con mayor precisión las propiedades del suelo y garantizar un diseño adecuado de las estructuras proyectadas.

9.1.2) Estudios de Topografía

Para el inicio del anteproyecto se contó únicamente con información topográfica correspondiente al trazado de la avenida. Esta limitación impide disponer de datos precisos sobre pendientes, cotas y drenajes en el resto del área de estudio. En consecuencia, se recomienda ampliar el relevamiento topográfico a toda la zona de influencia del proyecto, de manera de contar con una base completa y actualizada que permita ajustar con mayor precisión el diseño geométrico y prever las obras complementarias necesarias.

9.2) DISEÑO GEOMÉTRICO

9.2.1) Estadio Sarmiento

Debido a la elevada concentración de vehículos que se produce durante los eventos en el estadio Sarmiento, la capacidad de la vía se ve superada, generando demoras significativas en el tránsito. Con el fin de optimizar la circulación y garantizar una mayor seguridad tanto para conductores como para peatones, se recomienda la **construcción de una dársena exclusiva para el ascenso y descenso de pasajeros de colectivos**. Esta medida debería complementarse con la implementación de una **pasarela peatonal** que vincule directamente la dársena con el estadio, evitando cruces indebidos sobre la calzada y mejorando la accesibilidad del público.

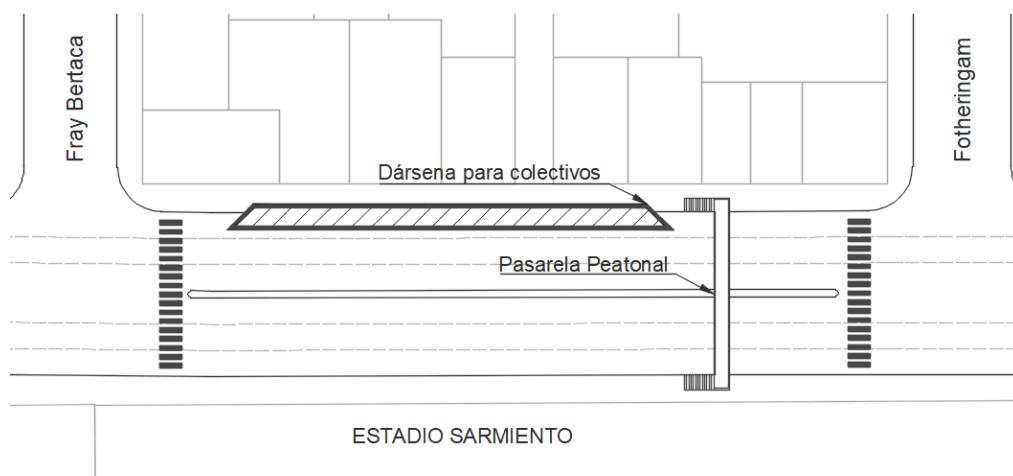


Figura 9.1: Esquema de Dársena y cruce peatonal (Fuente: Elaboración propia)



Figura 9.2: Esquema de cruce peatonal tipo (Fuente: 3d Ware House Sketchup)

Asimismo, se sugiere habilitar un **acceso vehicular diferenciado al predio** por medio de alguna de las calles laterales (como la Martín F. L), con el objetivo de distribuir de manera más equilibrada los flujos de ingreso y egreso. Esta alternativa permitiría disminuir la presión sobre la vía principal, reduciendo los tiempos de espera y contribuyendo a una mejor organización del tránsito en la zona en horarios de máxima demanda, y asimismo eliminar el semáforo que se encuentra actualmente funcionando en dicha entrada.

9.2.2) Soterramiento de cableado eléctrico

Como recomendación complementaria, se propone evaluar la implementación del soterramiento del cableado eléctrico y de telecomunicaciones en el sector de la avenida. Esta medida presenta diversas ventajas frente al tendido aéreo tradicional, entre ellas:

- Seguridad vial y peatonal: reduce el riesgo de accidentes ocasionados por cables caídos o postes en mal estado.
- Mayor resiliencia: disminuye la vulnerabilidad de la red frente a tormentas, vientos intensos y otros eventos climáticos.
- Impacto estético y urbano: la eliminación de los postes de luz en las veredas genera un entorno más ordenado, accesible y con menor “ruido visual”, lo que favorece la percepción del espacio público.
- Durabilidad y mantenimiento: protege las instalaciones de factores externos, prolongando su vida útil y reduciendo los costos de reparaciones frecuentes.

La ejecución de este tipo de obras requiere la apertura de canalizaciones subterráneas a lo largo de la traza, dentro de las cuales se instalan conductos de PVC o polietileno de alta densidad (PEAD) que albergan los cables eléctricos y de telecomunicaciones.

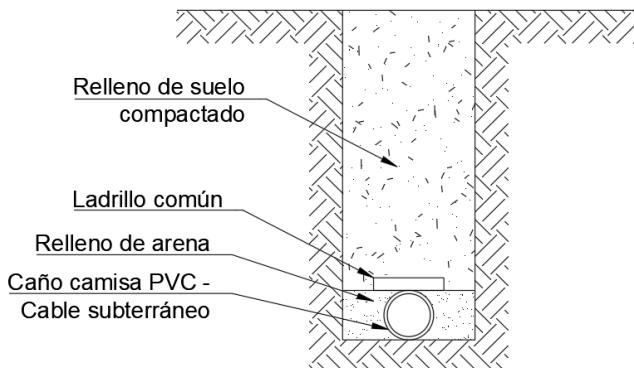


Figura 9.3: Canalización de cables eléctricos (Fuente: Elaboración propia)

Algunas precauciones importantes son:

- Respetar la profundidad mínima de zanjo (usualmente entre 0,80 y 1,20 m) para garantizar seguridad y accesibilidad futura.
- Considerar la separación adecuada entre instalaciones eléctricas, de agua, cloacas y gas, evitando interferencias con otros servicios.
- Incorporar cámaras de inspección y registro cada cierta distancia, lo que facilita el mantenimiento sin necesidad de romper veredas o calzadas.
- Prever un sistema de drenaje o cama de arena para evitar acumulación de agua que pueda dañar la aislación de los cables.
- Coordinar con las empresas prestadoras de servicios para la correcta planificación y ejecución.

Si bien la obra requiere una inversión inicial significativa, los beneficios a mediano y largo plazo en términos de seguridad, calidad urbana y revalorización del corredor vial justifican su consideración dentro de un plan integral de mejoramiento.

9.2.3) Intersección con Avenida Mclean

En la intersección de la avenida McLean con la avenida Alvear se proyectó una semaforización de dos tiempos, en función del bajo volumen de giros registrado en la actualidad. Sin embargo, considerando que en el futuro esta demanda podría incrementarse, se recomienda prever la construcción de dársenas de espera para giros a la izquierda, utilizando parte del ancho disponible del parterre central. Esta implementación se realizará únicamente en la dirección en que la demanda lo justifique, otorgándole en ese caso un tiempo verde específico para la maniobra. Asimismo, se sugiere habilitar el giro a la derecha en forma libre, dado que la probabilidad de cruce en dichas condiciones es reducida. La aplicación de estas medidas permitirá optimizar la operación semafórica, reducir los tiempos de espera en la intersección y mejorar la fluidez del tránsito en el área.

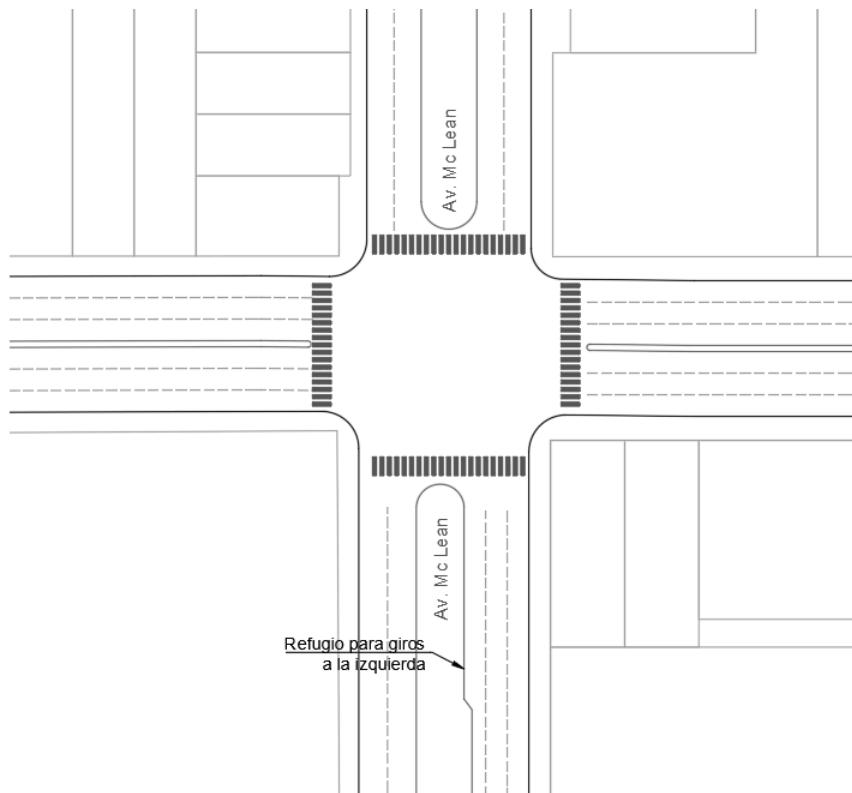


Figura 9.4: Esquema de refugios para giros sobre Av. McLean (Fuente: Elaboración propia)

9.2.4) Intersección con Avenida Hernandarias

La Avenida Alvear, luego de su intersección con la Avenida Hernandarias en dirección hacia el suroeste, presenta un ensanchamiento de su calzada que genera un efecto de “cuello de botella” para el tránsito que se dirige hacia la Ruta Nacional N.º 11.

Con el fin de resolver esta problemática, se propone la implementación de islas de canalización que permitan el giro libre hacia la derecha en dirección a la Avenida Hernandarias, favoreciendo así la unificación y fluidez del flujo vehicular en dicha intersección.



Figura 9.4: Esquema de Islas de Canalización para Av. Hernandarias (Fuente: Elaboración propia)

9.3) Seguridad vial

9.3.1) Semaforización

Se recomienda mejorar la semaforización existente en todo el tramo en estudio, evitando esquemas de cuatro fases, ya que aumentan los tiempos de demora y dificulta la implementación de la coordinación semafórica. En los casos en que sea necesario proteger giros, deben priorizarse configuraciones como máximo de tres fases. De este modo se reducen los tiempos de espera y se facilita una adecuada coordinación.

Asimismo, para que la onda verde funcione de manera efectiva, es fundamental que el tiempo de recorrido de los vehículos se mantenga dentro del ciclo semafórico. Por ello, todos los semáforos involucrados deberán operar con un mismo ciclo, lo que permite una sincronización adecuada y garantiza la progresión vehicular dentro de la banda de coordinación.

Como se mencionó en el **Capítulo 6**, al contar únicamente con información de la intersección con **Av. Mac Lean**, se adoptó su tiempo de ciclo y sus proporciones de reparto como referencia para la programación del resto del corredor. En la **Tabla 9.1** se presenta el esquema de operación propuesto para cada semáforo del corredor, junto con las observaciones pertinentes para su implementación.

Tabla 9.1: Esquema de operación semafórica propuesto para las intersecciones del corredor
(Fuente: Elaboración propia)

Intersecciones	Fases	Descripción de fases	Tiempo de ciclo (s)	Verde (s)	Amarillo (s)	Observaciones
Av.Hernandarias	2	F1: Av.Hernandarias F2: Av.Alvear	47	F1 = 22,27 F2 = 14,03	F1 = 5,0s F2 = 5,7s	Sin giros protegidos
Padre Cerqueira	2	F1: Padre Cerqueira F2: Av.Alvear	47	F1 = 22,27 F2 = 14,03	F1 = 5,0s F2 = 5,7s	Sin giros protegidos. Pasa a tener un único sentido de circulación
Av. Mac Lean	2	F1: Av.MacLean F2: Av. Alvear	47	F1 = 22,27 F2 = 14,03	F1 = 5,0s F2 = 5,7s	Sin giros protegidos
Fotheringham	2	F1: Av.Alvear NO-SE F2: Av.Alvear SE-NO	47	F1 = 22,27 F2 = 14,03	F1 = 5,0s F2 = 5,7s	Giro protegido. Se elimina semáforo del estadio Sarmiento
Fray Bertaca	2	F1: Fray Bertaca F2: Av. Alvear	47	F1 = 22,27 F2 = 14,03	F1 = 5,0s F2 = 5,7s	Sin giros protegidos
Campias	3	F1: Av.Alvear SE-NO F2: Av.Alvear NO-SE F3: Campias	47	F1 = 22,27 F2 = 14,03 F3 = 5,54	F1 = 5,0s F2 = 5,7s F3 = 2s	Giro protegido

De la tabla podemos resaltar lo siguiente:

- **Av. Hernandarias:** se propone adoptar el mismo esquema de operación de dos fases utilizado en la intersección con Av. Mac Lean, sin protección de giros, en reemplazo del esquema actual de cuatro fases.

- **Padre Cerqueira:** establecer un único sentido de circulación NE-SO (hasta la avenida Marconi), lo que posibilita implementar una semaforización de dos fases en reemplazo de las actuales cuatro fases, cuya complejidad resulta innecesaria. Esta simplificación contribuirá a mejorar la coordinación y a reducir los tiempos de espera en la intersección.

Para implementar esta medida de manera eficiente, se recomienda estudiar la calle **Padre Sena** en el tramo comprendido entre Av. Marconi y Av. Moreno. Este tramo podría absorber la demanda de vehículos que actualmente circulan en sentido SO-NE por la calle Padre Cerqueira. Asimismo, se sugiere evaluar la instalación de un nuevo semáforo que permita el cruce de la avenida Alvear por calle Padre Sena dirección SO-NE, contemplando también la habilitación de giro a la izquierda desde la avenida en caso de requerirse.

Finalmente se plantea la apertura del cruce con la vía férrea, a fin de posibilitar una circulación directa y evitar recorridos adicionales. (**Figura 9.5**).



Figura 9.5: Propuesta de apertura del cruce de calle Padre Sena en la vía férrea.
(Fuente: Google maps)

- **Fotheringham:** se propone la eliminación del semáforo existente en el estadio Sarmiento, lo que permitiría operar la intersección mediante **dos fases**: una destinada a la circulación Av. Alvear NO-SE y otra a la circulación Av. Alvear SE-NO. Esta disposición facilita la habilitación segura del giro a la izquierda del movimiento NO-SE, minimizando conflictos vehiculares y optimizando la operación de la intersección.
- **Campias:** como se mencionó en el **Apartado 1.4**, la calle Campias posee un esquema de semaforización confuso e incompleto, por lo que se recomienda un esquema de **tres fases**. La primera corresponde a la circulación NO-SE por Av. Alvear, la segunda a la circulación

SE-NO por la misma avenida —incluyendo un giro a la izquierda protegido para este movimiento— y la tercera al cruce transversal de la calle Campias en sentido NE-SO.

Este diseño permite garantizar la seguridad de los giros a la izquierda y, al mismo tiempo, mantener la progresión vehicular sobre la avenida principal. La incorporación de una tercera fase resulta necesaria para habilitar el cruce transversal, pero no compromete de manera significativa la coordinación del corredor, dado que se conserva un ciclo común y se privilegia el flujo dominante sobre Av. Alvear.

Con el fin de implementar estas mejoras, se recomienda realizar un estudio de tránsito más detallado en cada una de las intersecciones mencionadas. Esto permitirá evaluar diversas alternativas y su viabilidad, proporcionando información concisa que facilite al proyectista seleccionar y aplicar la opción que mejor se adapte a las futuras demandas de tránsito.

9.3.2) Iluminación con paneles solares

Se recomienda implementar sistemas de iluminación LED alimentados con paneles solares. Esta solución permite reducir el consumo energético, disminuir costos de operación y mantenimiento, y promover la sostenibilidad ambiental, garantizando al mismo tiempo una adecuada visibilidad y seguridad en la vía. (ver **figuras 9.6 y 9.7**).



Figura 9.6: Ilustración de luminarias con alimentación solar. (Fuente: XINTONG)



Figura 9.7: Ilustración de luminarias con alimentación solar. (Fuente:Catálogo XINTONG)

CAPÍTULO 10: ANEXOS

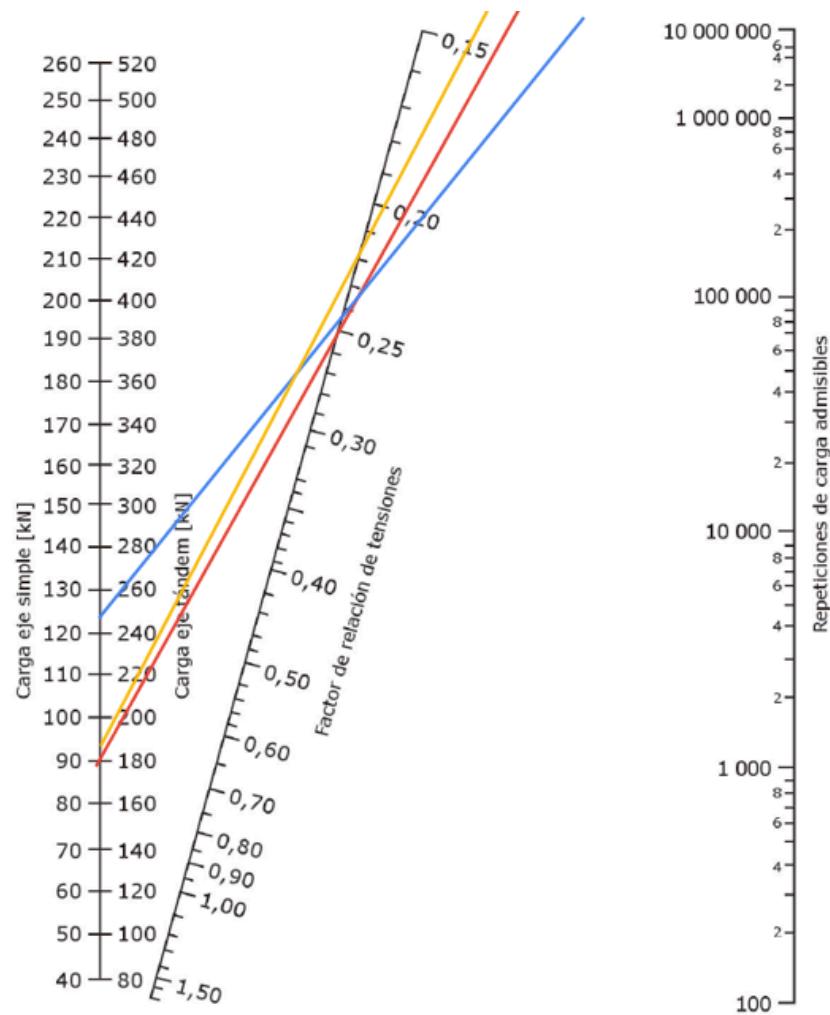
A.5) DISEÑO ESTRUCTURAL

Tabla A.5.1: Tensión equivalente sin banquina de hormigón (Fuente: Manual ICPA)

Espesor de la losa (mm)	k subrasante-subbase (Mpa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	5,42/4,39/3,36	4,75/3,83/3,10	4,38/3,59/3,02	4,13/3,44/2,98	3,66/3,22/2,94	3,45/3,15/2,93
110	4,74/3,88/2,92	4,16/3,35/2,64	3,85/3,12/2,55	3,63/2,97/2,50	3,23/2,76/2,45	3,06/2,58/2,44
120	4,19/3,47/2,60	3,69/2,98/2,30	3,41/2,75/2,20	3,23/2,62/2,14	2,88/2,40/2,08	2,73/2,33/2,07
130	3,75/3,14/2,35	3,30/2,68/2,04	3,06/2,46/1,93	2,89/2,33/1,87	2,59/2,13/1,80	2,46/2,05/1,78
140	3,37/2,87/2,15	2,97/2,43/1,83	2,76/2,23/1,72	2,61/2,10/1,65	2,34/1,90/1,58	2,23/1,73/1,55
150	3,06/2,64/1,99	2,70/2,23/1,67	2,51/2,04/1,55	2,37/1,92/1,48	2,13/1,72/1,40	2,03/1,65/1,37
160	2,79/2,45/1,85	2,47/2,06/1,54	2,29/1,87/1,41	2,17/1,76/1,34	1,95/1,57/1,25	1,86/1,40/1,23
170	2,56/2,28/1,73	2,26/1,91/1,43	2,10/1,74/1,30	1,99/1,63/1,23	1,80/1,45/1,14	1,71/1,38/1,11
180	2,37/2,14/1,62	2,09/1,79/1,34	1,94/1,62/1,21	1,84/1,51/1,14	1,66/1,34/1,04	1,58/1,27/1,01
190	2,19/2,01/1,53	1,94/1,67/1,26	1,80/1,51/1,13	1,71/1,41/1,06	1,54/1,25/0,96	1,47/1,18/0,92
200	2,04/1,90/1,45	1,80/1,58/1,19	1,67/1,42/1,07	1,59/1,33/0,99	1,43/1,17/0,89	1,37/1,10/0,85
210	1,91/1,79/1,37	1,68/1,49/1,13	1,56/1,34/1,01	1,48/1,25/0,93	1,34/1,10/0,83	1,28/1,04/0,79
220	1,79/1,70/1,30	1,57/1,41/1,07	1,46/1,27/0,95	1,39/1,18/0,88	1,26/1,03/0,78	1,20/0,88/0,74
230	1,68/1,62/1,24	1,48/1,34/1,02	1,38/1,21/0,91	1,31/1,12/0,84	1,18/0,98/0,73	1,13/0,92/0,70
240	1,58/1,55/1,18	1,39/1,28/0,97	1,30/1,15/0,87	1,23/1,06/0,80	1,11/0,93/0,69	1,06/0,77/0,66
250	1,43/1,48/1,13	1,32/1,22/0,93	1,22/1,09/0,83	1,16/1,01/0,76	1,05/0,88/0,68	1,00/0,83/0,62
260	1,41/1,41/1,07	1,25/1,17/0,89	1,16/1,05/0,79	1,10/0,97/0,73	0,99/0,84/0,63	0,95/0,79/0,59
270	1,34/1,36/1,02	1,18/1,12/0,86	1,10/1,00/0,76	1,04/0,93/0,70	0,94/0,80/0,60	0,90/0,75/0,57

Tabla A.5.2: Factor de erosión, con pasadores y sin banquina de hormigón (Fuente: Manual ICPA)

Espesor de la losa (mm)	k subrasante-subbase (Mpa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	3,76/3,80/3,86	3,75/3,79/3,80	3,74/3,77/3,75	3,74/3,76/3,71	3,72/3,72/3,62	3,70/3,70/3,56
110	3,63/3,71/3,76	3,62/3,67/3,69	3,61/3,65/3,65	3,61/3,63/3,62	3,59/3,60/3,53	3,58/3,58/3,48
120	3,52/3,61/3,68	3,50/3,56/3,60	3,49/3,54/3,56	3,49/3,52/3,52	3,47/3,49/3,45	3,46/3,47/3,40
130	3,74/3,52/3,60	3,39/3,47/3,51	3,39/3,44/3,47	3,38/3,43/3,44	3,37/3,39/3,37	3,35/3,37/3,33
140	3,31/3,43/3,53	3,30/3,38/3,43	3,29/3,35/3,39	3,28/3,33/3,36	3,27/3,30/3,29	3,26/3,23/3,26
150	3,22/3,36/3,47	3,21/3,30/3,36	3,20/3,27/3,31	3,19/3,25/3,28	3,17/3,21/3,22	3,16/3,19/3,19
160	3,14/3,28/3,41	3,12/3,22/3,30	3,11/3,19/3,25	3,10/3,17/3,21	3,09/3,13/3,15	3,08/3,12/3,12
170	3,06/3,22/3,35	3,04/3,15/3,24	3,03/3,12/3,19	3,02/3,10/3,15	3,01/3,06/3,08	3,00/3,04/3,05
180	2,99/3,16/3,30	2,97/3,09/3,19	2,96/3,06/3,13	2,95/3,03/3,09	2,93/2,99/3,02	2,92/2,91/2,99
190	2,92/3,10/3,25	2,90/3,03/3,14	2,88/2,99/3,08	2,88/2,97/3,04	2,86/2,93/2,96	2,85/2,91/2,93
200	2,85/3,05/3,21	2,83/2,97/3,09	2,82/2,94/3,03	2,81/2,91/2,99	2,79/2,87/2,91	2,78/2,85/2,88
210	2,79/2,99/3,16	2,77/2,92/3,05	2,75/2,88/2,99	2,75/2,86/2,94	2,73/2,81/2,86	2,72/2,77/2,83
220	2,73/2,95/3,12	2,71/2,87/3,01	2,69/2,83/2,94	2,69/2,80/2,90	2,67/2,76/2,82	2,66/2,73/2,78
230	2,67/2,90/3,08	2,65/2,82/2,97	2,64/2,78/2,90	2,63/2,75/2,86	2,61/2,70/2,77	2,60/2,68/2,74
240	2,62/2,86/3,05	2,60/2,78/2,93	2,58/2,73/2,86	2,57/2,71/2,82	2,55/2,66/2,73	2,54/2,64/2,69
250	2,57/2,80/3,01	2,54/2,73/2,89	2,53/2,69/2,85	2,52/2,66/2,76	2,50/2,61/2,73	2,49/2,59/2,65
260	2,52/2,78/2,98	2,49/2,69/2,86	2,48/2,65/2,79	2,47/2,62/2,74	2,45/2,56/2,66	2,44/2,54/2,62
270	2,47/2,74/2,94	2,44/2,65/2,82	2,43/2,61/2,76	2,42/2,58/2,71	2,40/2,52/2,62	2,39/2,50/2,58



Nota: Para la determinación de las repeticiones admisibles de carga para ejes triples se debe dividir la carga mayorada por 3 y emplear la escala correspondiente a ejes simples.

Figura A.5.1: Ábaco para análisis de fatiga (Fuente: Manual ICPA)

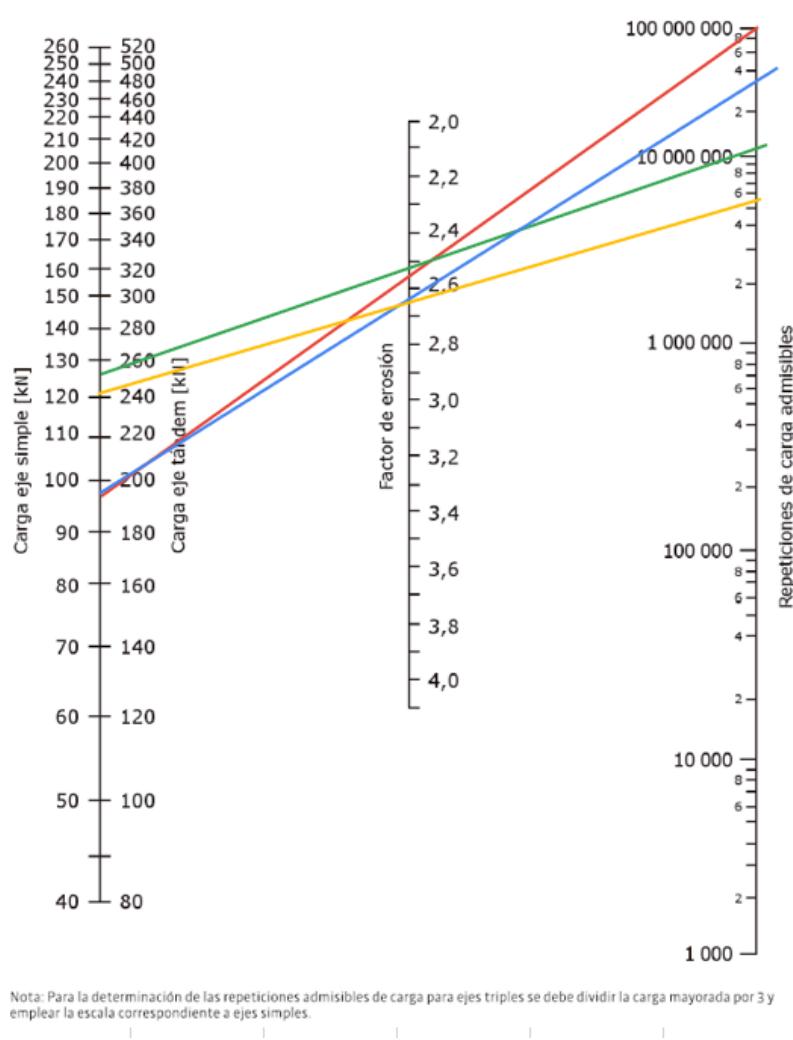


Figura A.5.2: Ábaco para análisis de erosión (Fuente: Manual ICPA)

A.6) SEGURIDAD VIAL

Señales de prohibición

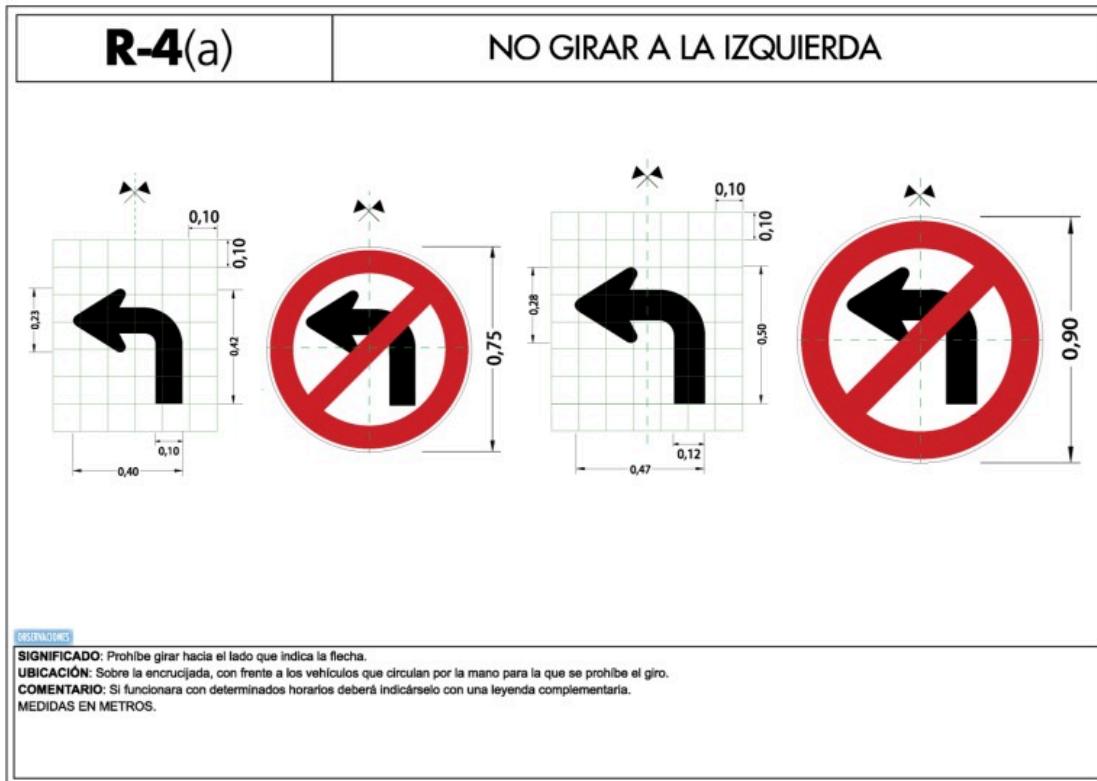


Figura A.6.1: Señal de no girar a la izquierda (Fuente: Manual de Señalamiento Vertical - DNV)

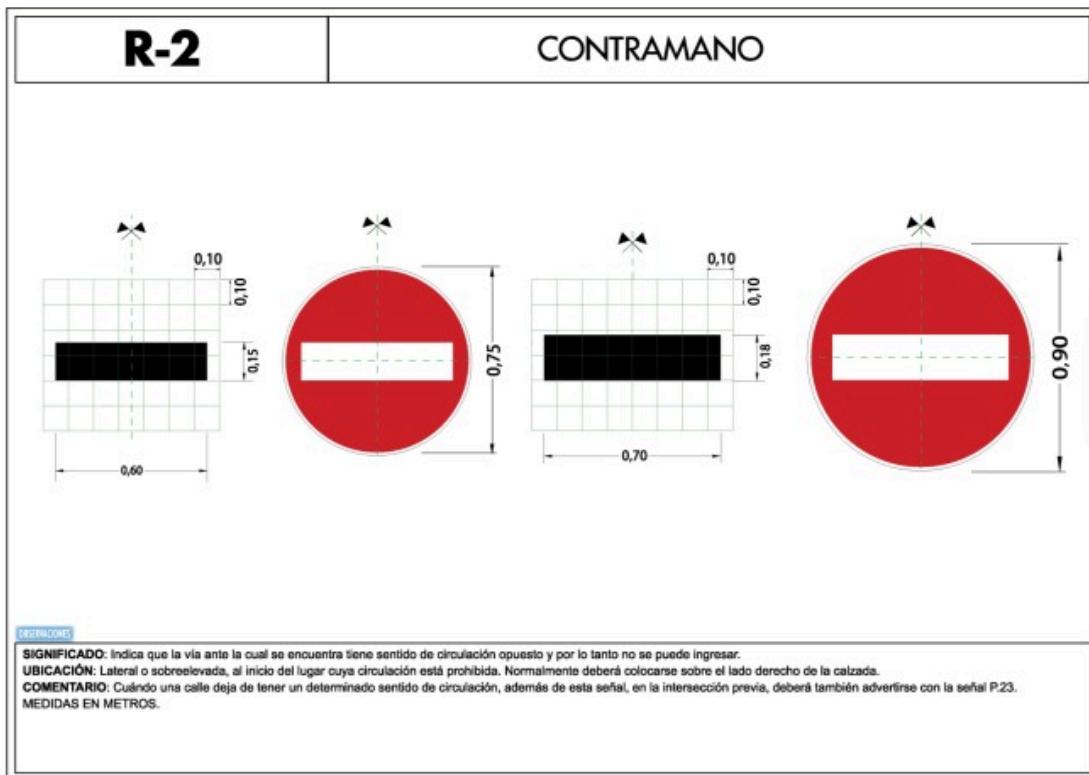


Figura A.6.2: Señal de contramano (Fuente: Manual de Señalamiento Vertical - DNV)

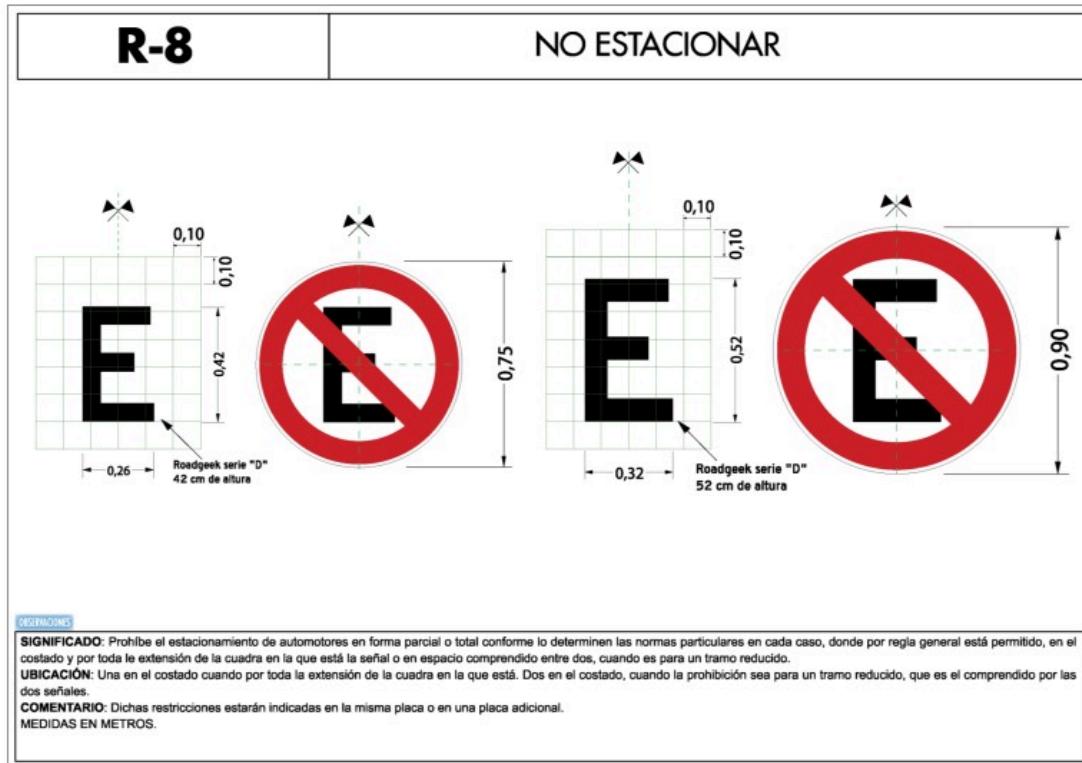


Figura A.6.3: Señal de prohibido estacionar (Fuente: Manual de Señalamiento Vertical - DNV)

Señales de restricción

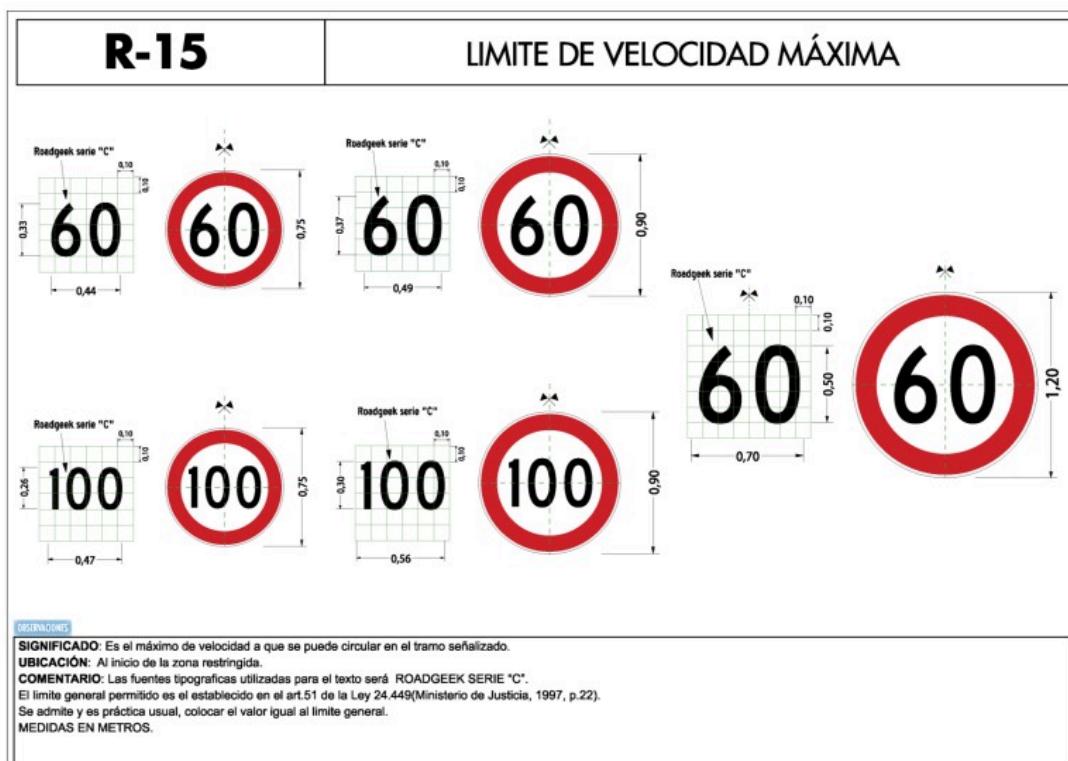


Figura A.6.4: Señal de límite de velocidad máxima (Fuente: Manual de Señalamiento Vertical - DNV)

Maniobras Permitidas

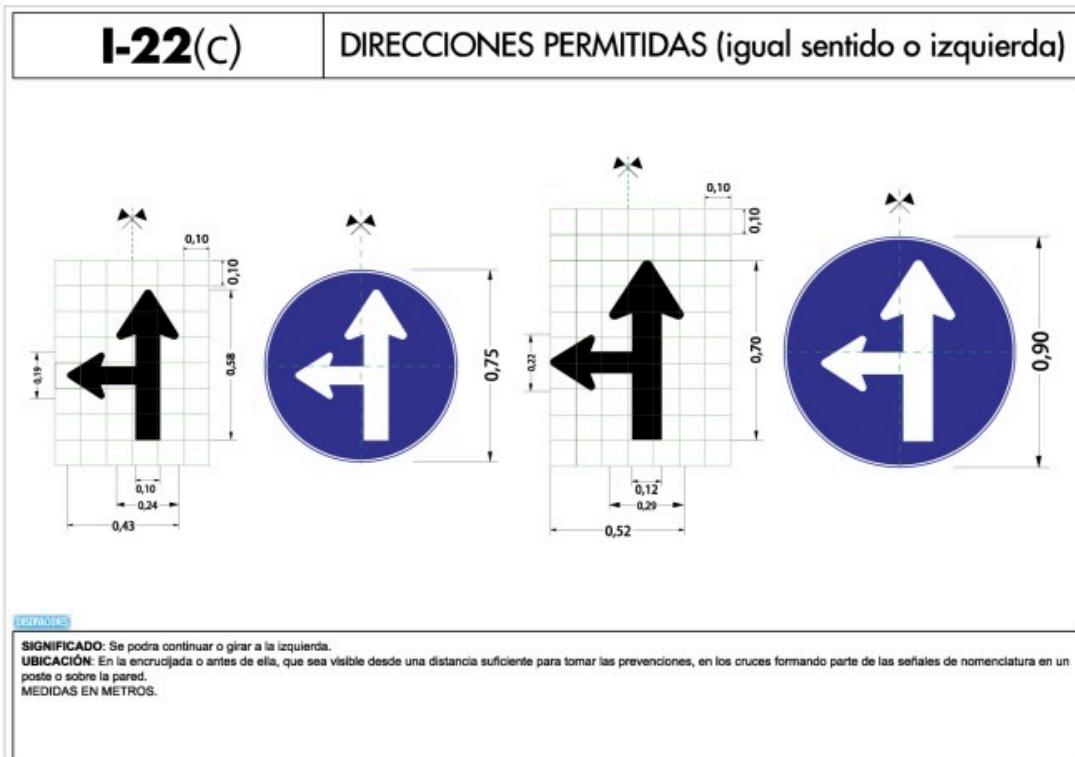


Figura A.6.5: Señal de direcciones permitidas (Fuente: Manual de Señalamiento Vertical - DNV)

Señales de información turística y servicios

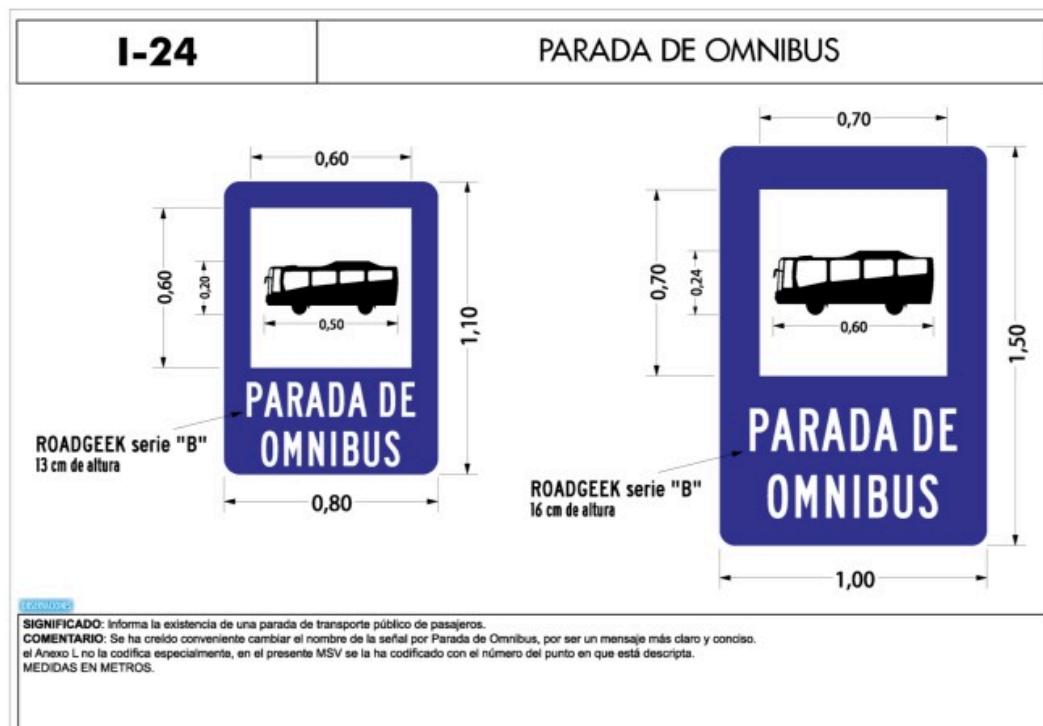


Figura A.6.6: Señal de parada de ómnibus (Fuente: Manual de Señalamiento Vertical - DNV)

Nomenclatura vial y urbana



Figura A.6.7: Señal de diagramación de señales de orientación de destino y acceso geográfico (Fuente: Manual de Señalamiento Vertical - DNV)

A.7) VERIFICACIÓN HIDRÁULICA

Tabla A.7.1: Cálculos Subcuenca 1 (Fuente: Elaboración propia)

Subcuenca 1		
Micro cuenca 1		
Área	158366,24	m ²
	0,16	km ²
Caudal	2,72	m ³ /s
Micro cuenca 2		
Área	110578,1	m ²
	0,11	km ²
Caudal	1,90	m ³ /s
Caudal imborrial reja		
L	1,9	m
b	1,2	m
P	6,2	m
y	0,05	m
Q	0,118	m ³ /s
Cantidad de rejas	4	
Qt	0,47	m ³ /s
Caudal de imborrial de cordón		
L	1,2	m
y	0,18	m
Q	0,16	m ³ /s
Caudal total que reciben los imbornales	0,63	m ³ /s
Caudal de aporte de la cuenca	1,90	m ³ /s

Tabla A.7.2: Cálculos de Subcuenca 2 (Fuente: Elaboración Propia)

Subcuenca 2		
Área	93898,36	m ²
	0,09	km ²
Caudal	1,68	m ³ /s
Caudal imborrial de cordón		
L	4	m
y	0,1	m
Q	0,22	m ³ /s
Cantidad de imbornales	2	
Qt	0,43	m ³ /s
Caudal imborrial en cordón		
L	6	m
y	0,11	m
Q	0,37	m ³ /s
Caudal total que reciben los	0,80	m ³ /s
Caudal de aporte de la cuenca	1,68	m ³ /s

Tabla A.7.3: Cálculos de Subcuenca 3 (Fuente: Elaboración propia)

Subcuenca 3	
Área	119379,97
	0,12
Caudal	2,70
	Caudal de imbornal 4.5 x 0.15
L	4,5 m
y	0,15 m
Q	0,44 m ³ /s
Cantidad de imb	3
Qt	1,33 m ³ /s
	Caudal de imbornal 1.5x0.1
L	1,5 m
y	0,1 m
Q	0,08 m ³ /s
Cantidad de imb	3
Qt	0,24 m ³ /s
	Caudal de imbornal 3.55 x 0.11
L	3,55 m
y	0,11 m
Q	0,22 m ³ /s
Cantidad de imb	4
Qt	0,88 m ³ /s
	Caudal de imbornal 1.1 x 0.1
L	1,1 m
y	0,1 m
Q	0,06 m ³ /s
Cantidad de imb	3
Qt	0,18 m ³ /s
	Caudal de imbornal 3.5 x 0.15
L	3,5 m
y	0,15 m
Q	0,35 m ³ /s
Cantidad de imb	2
Qt	0,69 m ³ /s
Caudal Total	3,32 m ³ /s
Caudal de aporte de la cuenca	2,70 m ³ /s

Tabla A.7.4: Cálculos de Subcuenca 4 y 5 (Fuente: Elaboración Propia)

Subcuenca 4 y 5	
Caudal de imbornal 1.6×0.1	
L	1.6 m
y	0,1 m
Q	0,09 m ³ /s
Caudal de imbornal 4.75×0.08	
L	4,75 m
y	0,08 m
Q	0,18 m ³ /s
Cantidad de imbornal	2
Qt	0,37 m ³ /s
Caudal de imbornal 1.8×0.1	
L	1,8 m
y	0,1 m
Q	0,10 m ³ /s
Caudal de imbornal 2×0.1	
L	2 m
y	0,1 m
Q	0,11 m ³ /s
Cantidad de imbornal	2
Qt	0,22 m ³ /s
Caudal de imbornal 2.8×0.1	
L	2,8 m
y	0,1 m
Q	0,15 m ³ /s
Cantidad de imbornal	2
Qt	0,30 m ³ /s
Caudal total	1,06 m ³ /s
Caudal de aporte de la cuenca	1,95 m ³ /s

Tabla A.7.5: Cálculos de Subcuenca 6 (Fuente: Elaboración propia)

Subcuenca 6	
Caudal de imbornal de reja $5,2 \times 0,75$	
L	5,2 m
b	0,75 m
P	11,9 m
y	0,05 m
Q	0,23 m ³ /s
Caudal de imbornal de cordon $3 \times 0,10$	
L	3 m
y	0,1 m
Caudal	0,161276161 m ³ /s
Cant de imb	2
Qt	0,32 m ³ /s
Caudal de imbornal de cordon $2 \times 0,10$	
L	2 m
y	0,1 m
Q	0,11 m ³ /s
Cant de imb	4
Qt	0,430 m ³ /s
Caudal de imbornal $2,8 \times 0,11$	
L	2,8 m
y	0,11 m
Caudal de imb	0,17 m ³ /s
Cant de imb	2
Qt	0,35 m ³ /s
Caudal Total	1,33 m ³ /s
Caudal de aporte de la cuenca	3,08 m ³ /s

A.8) CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

Tabla A.8.1: Item 1.1. Excavación no clasificada

Item:	1	MOVIMIENTO DE SUELO		
Descripción:	1.1	Excavacion no clasificada		
Descripción	Cantidad	A) EQUIPOS		
Motoniveladora	1,00	Potencia	Valor	
Retroexcavadora	1,00	180 hp	\$ 203.596.400	
Compactador Pata de Cabra	1,00	80 hp	\$ 145.426.000	
Autop.	1,00	115 hp	\$ 145.426.000	
Rodillo Combinado Autop.	1,00	125 hp	\$ 142.517.480	
Camion Volcador	2,00	140 hp	\$ 43.627.800	
		780 hp	\$ 724.221.480	
Amortizaciones e Intereses:				
\$ 724221480 x 8 h/d	+ 10.000 hs	\$ 724221480 x 0,08/año x 8 hs/dia	= 2 x 2.000 hs/año	695.252,62 \$/dia
Reparaciones y Repuestos:				
70 % de la amortización:	579.377,18 \$/dia	x 70%	=	405.564,03 \$/dia
Combustibles:				
Gas-Oil:	0,16 Its/hp hs x 780 hp x 8 hs/dia x 1191 \$/lt	=	1.189.094,40 \$/dia	
Lubricantes:				
20 % del combustible:	1.189.094,40 \$/dia	x 20%	=	237.818,88 \$/dia
				TOTAL EQUIPOS: 2.527.729,93 \$/dia
B) MANO DE OBRA				
	Cantidad	Valor Unitario	Valor Parcial	
Oficial Especializado	2,00 x	63.385,34 \$/dia =	126.770,68 \$/dia	
Oficial	1,00 x	54.223,49 \$/dia =	54.223,49 \$/dia	
Ayudante	4,00 x	46.126,08 \$/dia =	184.504,32 \$/dia	
			365.498,49 \$/dia	
Vigilancia:	10 % x	365.498,49 \$/dia =	36.549,85 \$/dia	
			402.048,34 \$/dia	
		TOTAL MANO DE OBRA:		402.048,34 \$/dia
EQUIPOS + MANO DE OBRA:		2.527.729,93 \$/dia + 402.048,34 \$/dia	=	6.658,59 \$/Ha
RENDIMIENTO		440,00 Ha/dia		
			SUB-TOTAL:	6.658,59 \$/Ha
			Pérdidas: 0% =	0,00 \$/Ha
			TOTAL COSTO UNITARIO:	6.658,59 \$/Ha
			COEFICIENTE DE PASO:	1,00
			PRECIO UNITARIO CALCULADO:	6.658,59 \$/Ha
			PRECIO UNITARIO ADOPTADO:	6.658,59 \$/Ha

Tabla A.8.3: Ítem 2.1. Losa H°30

Item:	2	EJECUCIÓN DE CALZADA		
Descripción:	2.1	Losa de H°30 - Esp=25cm		
A) EQUIPOS				
Descripción	Cantidad	Potencia	Valor	
Regla Vibrante	1,00	25 hp	\$ 3.635.650	
Vibrador de Inmersion	2,00	8 hp	\$ -	
Aserradora de Juntas	1,00	25 hp	\$ 1.454.260	
		66 hp	\$ 5.089.910	
Amortizaciones e Intereses:				
\$ 5089910 x 8 h/d	+ 10.000 hs	\$ 5089910 x 0,08/año x 8 hs/dia 2 x 2.000 hs/año	=	4.886,31 \$/dia
Reparaciones y Repuestos:				
70 % de la amortización:	4.071,93 \$/dia	x 70%	=	2.850,35 \$/dia
Combustibles:				
Gas-Oil:	0,16 lts/hp hs x 66 hp x 8 hs/dia x 1400 \$/lt	=	118.272,00 \$/dia	
Lubricantes:				
20 % del combustible:	118.272,00 \$/dia	x 20%	=	23.654,40 \$/dia
			TOTAL EQUIPOS:	149.663,06 \$/dia
B) MANO DE OBRA				
Cantidad		Valor Unitario		
Oficial Especializado	1,00 x	63.385,34 \$/dia =	63.385,34 \$/dia	
Oficial	4,00 x	54.223,49 \$/dia =	216.893,96 \$/dia	
Medio Oficial	0,00 x	50.624,64 \$/dia =	0,00 \$/dia	
Ayudante	5,00 x	46.126,08 \$/dia =	<u>230.630,40 \$/dia</u>	
			510.909,70 \$/dia	
Vigilancia:	10 % x	510.909,70 \$/dia =	<u>51.090,97 \$/dia</u>	
			562.000,67 \$/dia	
			TOTAL MANO DE OBRA:	562.000,67 \$/dia
EQUIPOS + MANO DE OBRA:	<u>149.663,06 \$/dia</u>	+ 1000,00 m3/dia	=	711,66 \$/ml
RENDIMIENTO				
C) MATERIALES				
Unidad	Cantidad	Valor Unitario		
Cemento	kg	81,89	214,87	\$ 17.595,70
Arena	m3	0,184	32231,4	\$ 5.930,58
Piedra	m3	0,184	80578,51	\$ 14.826,45
Agua	Lts	33,78	130	\$ 4.391,40
Acero en Barras	kg	0,10	\$ 89.152,68	\$ 8.915,27
Pasadores y Barras de Union	kg	1,20	1.258,41	\$ 1.510,09
Membrana plástica 100 micrones	m2	1,10	465,80	\$ 512,38
Elementos de Desgaste	Gl	1,00	512,61	\$ 512,61
			-	-
			Sub-Total Materiales:	54.194,48 \$/ml
			Materiales Menores:	1% = 541,94 \$/ml
			TOTAL MATERIALES:	54.736,42 \$/ml
			SUB-TOTAL:	55.448,08 \$/ml
			Pérdidas:	0% = 0,00 \$/ml
			TOTAL COSTO UNITARIO:	55.448,08 \$/ml
			COEFICIENTE DE PASO:	1,00
			PRECIO UNITARIO CALCULADO:	55.448,08 \$/ml
			PRECIO UNITARIO ADOPTADO:	55.448,08 \$/ml

Tabla A.8.4: Ítem 2.2. Sub base de RDC 150

Item:	2	EJECUCIÓN DE CALZADA	
Descripción:	2.2	SUB BASE DE RDC 150 - Esp=15cm	

Descripción	Cantidad	A) EQUIPOS	
		Potencia	Valor
Regla Vibrante	1,00	25 hp	\$ 3.635.650
		25 hp	\$ 3.635.650
Amortizaciones e Intereses:			
\$ 3635650 x 8 h/d	+ 10.000 hs	\$ 3635650 x 0,08/año x 8 hs/dia 2 x 2.000 hs/año	= 3.490,22 \$/dia
Reparaciones y Repuestos:			
70 % de la amortización:	2.908,52 \$/dia	x 70%	= 2.035,96 \$/dia
Combustibles:			
Gas-Oil:	0,16 lts/hp hs x 25 hp x 8 hs/dia x 1400 \$/lt	=	44.800,00 \$/dia
Lubricantes:			
20 % del combustible:	44.800,00 \$/dia	x 20%	= 8.960,00 \$/dia
TOTAL EQUIPOS:			59.286,18 \$/dia

B) MANO DE OBRA		
	Cantidad	Valor Unitario
Oficial Especializado	1,00 x	63.385,34 \$/dia = 63.385,34 \$/dia
Oficial	5,00 x	54.223,49 \$/dia = 271.117,45 \$/dia
Ayudante	10,00 x	46.126,08 \$/dia = 461.260,80 \$/dia
		<u>795.763,59 \$/dia</u>
Vigilancia:	10 % x	795.763,59 \$/dia = 79.576,36 \$/dia
		<u>875.339,95 \$/dia</u>
TOTAL MANO DE OBRA:		
59.286,18 \$/dia + 875.339,95 \$/dia = 875.339,95 \$/dia		
EQUIPOS + MANO DE OBRA:		
RENDIMIENTO	450,00 m3/dia	
		2.076,95 \$/m3

C) MATERIALES			
	Unidad	Cantidad	Valor Unitario
RDC - 150	m3	0,12	\$ 120.750,00
Sub-Total Materiales:			
Materiales Menores:		1%	= 144,90 \$/m3
TOTAL MATERIALES:			14.634,90 \$/m3
SUB-TOTAL:			
Pérdidas:	0%	=	0,00 \$/m3
TOTAL COSTO UNITARIO:			16.711,85 \$/m3
COEFICIENTE DE PASO:			
PRECIO UNITARIO CALCULADO:			16.711,85 \$/m3
PRECIO UNITARIO ADOPTADO:			16.711,85 \$/m3

Tabla A.8.5: Ítem 2.3. Sub rasante de suelo mejorado con cemento

Item:	2	EJECUCIÓN DE CALZADA
Descripción:	2,3	Sub Rasante de suelo mejorado con cemento Esp=15cm

A) EQUIPOS			
Descripción	Cantidad	Potencia	Valor
Fresadora Ancho 1,00mts	1,00	180 hp	\$ 181.782.500
Retroexcavadora	1,00	80 hp	\$ 145.426.000
Rodillo Neum.Autop.	1,00	100 hp	\$ 87.255.600
Rodillo Vibrante Autop. Liviano	1,00	26 hp	\$ 72.713.000
Camion Regador de Asfalto	0,50	200 hp	\$ 87.255.600
Motocompresor 5m3	1,00	90 hp	\$ 58.170.400
Camión C/Batea	2,00	280 hp	\$ 81.438.560
		1.136 hp	\$ 751.852.420

B) MANO DE OBRA			
	Cantidad	Valor Unitario	
Oficial Especializado	1,00 x	63.385,34 \$/dia =	63.385,34 \$/dia
Oficial	4,00 x	54.223,49 \$/dia =	216.893,96 \$/dia
Medio Oficial	2,00 x	50.624,64 \$/dia =	101.249,28 \$/dia
Ayudante	4,00 x	46.126,08 \$/dia =	<u>184.504,32 \$/dia</u>
Vigilancia:	10 % x	566.032,90 \$/dia =	<u>56.603,29 \$/dia</u>
			622.636,19 \$/dia
		TOTAL MANO DE OBRA:	622.636,19 \$/dia
EQUIPOS + MANO DE OBRA:		3.585.670,08 \$/dia + 622.636,19 \$/dia =	4.208,31 \$/m3
RENDIMIENTO		1000,00 m3/dia	

C) MATERIALES				
	Unidad	Cantidad	Valor Unitario	
Cemento Portland Normal	tn	0,04	\$ 118.512,39	\$ 4.740,50
Suelo	tn	0,27	\$ 2.788,80	\$ 752,98
Agua	Lts	30,00	185,00	\$ 5.550,00
<i>Sub-Total Materiales:</i>				11.043,48 \$/m3
<i>Materiales Menores:</i>				1% = 110,43 \$/m3
TOTAL MATERIALES:				11.153,91 \$/m3

SUB-TOTAL:	15.362,22 \$/m3
Pérdidas: 0%	0,00 \$/m3
TOTAL COSTO UNITARIO:	15.362,22 \$/m3
COEFICIENTE DE PASO:	1,00
PRECIO UNITARIO CALCULADO:	15.362,22 \$/m3

PRECIO UNITARIO ADOPTADO: 15.362,22 \$/m3

Tabla A.8.6: Ítem 3.1. Señalización Vertical

Item:	3	SEÑALIZACION E ILUMINACIÓN
Descripción:	3.1	Señalizacion Vertical

Descripción	Cantidad	A) EQUIPOS	
		Potencia	Valor
Equipo y Herramientas Menores	1,00	0 hp	\$ 2.908.520
Camion Volcador	1,00	140 hp	\$ 43.627.800
		140 hp	\$ 46.536.320
Amortizaciones e Intereses:			
\$ 46536320 x 8 h/d		\$ 46536320 x 0,08/año x 8 hs/dia	= 44.674,87 \$/dia
10.000 hs	+	2 x 2.000 hs/año	
Reparaciones y Repuestos:			
70 % de la amortización:		37.229,06 \$/dia x 70%	= 26.060,34 \$/dia
Combustibles:			
Gas-Oil:		0,16 lts/hp hs x 140 hp x 8 hs/dia x 1400 \$/lt	= 250.880,00 \$/dia
Lubricantes:			
20 % del combustible:		250.880,00 \$/dia x 20%	= 50.176,00 \$/dia
		TOTAL EQUIPOS:	371.791,21 \$/dia

B) MANO DE OBRA		
	Cantidad	Valor Unitario
Oficial Especializado	1,00 x	63.385,34 \$/dia = 63.385,34 \$/dia
Oficial	0,00 x	54.223,49 \$/dia = 0,00 \$/dia
Medio Oficial	1,00 x	50.624,64 \$/dia = 50.624,64 \$/dia
Ayudante	4,00 x	46.126,08 \$/dia = 184.504,32 \$/dia
		298.514,30 \$/dia
Vigilancia:	10 % x	298.514,30 \$/dia = 29.851,43 \$/dia
		328.365,73 \$/dia
		TOTAL MANO DE OBRA: 328.365,73 \$/dia
EQUIPOS + MANO DE OBRA:	371.791,21 \$/dia	+ 328.365,73 \$/dia
RENDIMIENTO		= 2.333,86 \$/m2

C) MATERIALES		
	Unidad	Cantidad
Laminas reflectivas	m2	1,00 \$ 424.960,00 \$ 424.960,00
Postes P/Carteles	nro	1,00 \$ 33.200,00 \$ 33.200,00
Boloneria P/Carteles	nro	1,00 \$ 13.280,00 \$ 13.280,00
		Sub-Total Materiales: 471.440,00 \$/m2
		Materiales Menores: 1% = 4.714,40 \$/m2
		TOTAL MATERIALES: 476.154,40 \$/m2
		SUB-TOTAL: 478.488,26 \$/m2
		Pérdidas: 0% = 0,00 \$/m2
		TOTAL COSTO UNITARIO: 478.488,26 \$/m2
		COEFICIENTE DE PASO: 1,00
		PRECIO UNITARIO CALCULADO: 478.488,26 \$/m2
		PRECIO UNITARIO ADOPTADO: 478.488,26 \$/m2

Tabla A.8.7: Ítem 3.2.1. Señalización Horizontal

Item:	3	SEÑALIZACION E ILUMINACIÓN	
Descripción:	3.2.1	Señalización Horizontal. Por extrusion, b1) en color blanco.	

Descripción	Cantidad	A) EQUIPOS		
		Potencia		Valor
Fusor de Material Termoplástico	1,00	220 hp	\$	251.586.980
Aplicador de Impacto Móvil	1,00	0 hp	\$	37.810.760
Camión Volcador	1,00	140 hp	\$	43.627.800
		360 hp	\$	333.025.540
Amortizaciones e Intereses:				
\$ 333.025.540 x 8 h/d				
10.000 hs	+	\$ 333.025.540 x 0,08/año x 8 hs/dia		
		2 x 2.000 hs/año	=	319.704,52 \$/dia
Reparaciones y Repuestos:				
70 % de la amortización:				
		266.420,43 \$/dia	x	
		70%	=	186.494,30 \$/dia
Combustibles:				
Gas-Oil:				
		0,16 lts/hp hs x 360 hp x 8 hs/dia x 1400 \$/lt	=	645.120,00 \$/dia
Lubricantes:				
20 % del combustible:				
		645.120,00 \$/dia	x	
		20%	=	129.024,00 \$/dia
				TOTAL EQUIPOS: 1.280.342,82 \$/dia

B) MANO DE OBRA		
	Cantidad	Valor Unitario
Oficial Especializado	3,00 x	63.385,34 \$/dia =
Oficial	2,00 x	54.223,49 \$/dia =
Medio Oficial	3,00 x	50.624,64 \$/dia =
Ayudante	3,00 x	46.126,08 \$/dia =
		<u>138.378,24 \$/dia</u>
		588.855,16 \$/dia
Vigilancia:	10 % x	588.855,16 \$/dia =
		<u>58.885,52 \$/dia</u>
		647.740,68 \$/dia
		TOTAL MANO DE OBRA: 647.740,68 \$/dia
EQUIPOS + MANO DE OBRA:	1.280.342,82 \$/dia	+
RENDIMIENTO	300,00 m/dia	=
		6.426,95 \$/m

C) MATERIALES		
	Unidad	Cantidad
Pintura Termoplástica	kg	6,50
Esferas de Vidrio	kg	0,700
Imprimación P/Señalización Horizontal	lts	0,20000
Sub-Total Materiales:		24.979,68 \$/m
Materiales Menores:		1% = 249,80 \$/m
TOTAL MATERIALES:		25.229,48 \$/m
SUB-TOTAL:		31.656,43 \$/m
Pérdidas:		0% = 0,00 \$/m
TOTAL COSTO UNITARIO:		31.656,43 \$/m
COEFICIENTE DE PASO:		1,00
PRECIO UNITARIO CALCULADO:		31.656,43 \$/m
PRECIO UNITARIO ADOPTADO:		31.656,43 \$/m

Tabla A.8.8: Ítem 3.3. Semaforización

Item:	3	SEÑALIZACIÓN E ILUMINACIÓN
Descripción:	3.3	Semaforización

Descripción	A) EQUIPOS		
	Cantidad	Potencia	Valor
Equipo y Herramientas Menores	1,00	5 hp	\$ 2.908.520
Camion con grua	1,00	180 hp	\$ 86.896.500
Camion Volcador	1,00	140 hp	\$ 43.627.800
		325 hp	\$ 133.432.820
Amortizaciones e Intereses:			
\$ 133432820 x 8 h/d 10.000 hs	+	\$ 133432820 x 0,08/año x 8 hs/dia 2 x 2.000 hs/año	= 128.095,51 \$/dia
Reparaciones y Repuestos:			
70 % de la amortización:		106.746,26 \$/dia x 70%	= 74.722,38 \$/dia
Combustibles:			
Gas-Oil:		0,16 lts/hp hs x 325 hp x 8 hs/dia x 1400 \$/lt	= 582.400,00 \$/dia
Lubricantes:			
20 % del combustible:		582.400,00 \$/dia x 20%	= 116.480,00 \$/dia
			TOTAL EQUIPOS: 901.697,89 \$/dia

B) MANO DE OBRA		
	Cantidad	Valor Unitario
Oficial Especializado	3,00 x	63.385,34 \$/dia = 190.156,02 \$/dia
Oficial	1,00 x	54.223,49 \$/dia = 54.223,49 \$/dia
Medio Oficial	1,00 x	50.624,64 \$/dia = 50.624,64 \$/dia
Ayudante	2,00 x	46.126,08 \$/dia = 92.252,16 \$/dia
		387.256,31 \$/dia
Vigilancia:	10 % x	387.256,31 \$/dia = 38.725,63 \$/dia
		425.981,94 \$/dia
		TOTAL MANO DE OBRA: 425.981,94 \$/dia
EQUIPOS + MANO DE OBRA:	901.697,89 \$/dia	+ 425.981,94 \$/dia
RENDIMIENTO	300,00 m/dia	= 4.425,60 \$/m

C) MATERIALES		
	Unidad	Cantidad
Semáforo con 3 ópticas	un	1
Columna de hierro reforzada semaforo	un	1
Columna de hierro reforzada para sem peatonal	un	1
Controlador	un	1,00
Cable	m	200,00
		Sub-Total Materiales:
		Materiales Menores:
		1% = 273.356,05 \$/m
		TOTAL MATERIALES: 27.608.961,05 \$/m

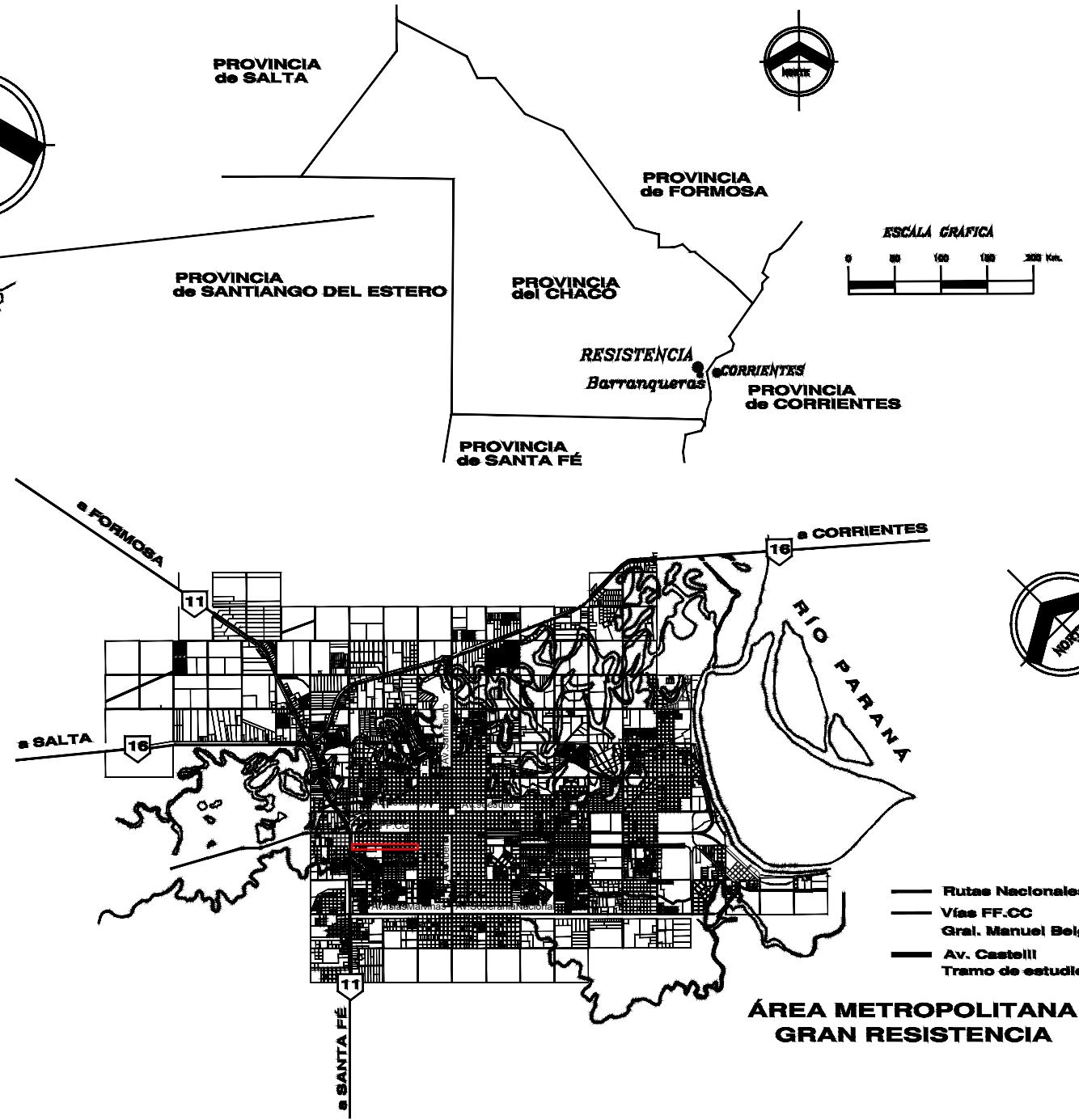
SUB-TOTAL:	27.613.386,65 \$/m
Pérdidas:	0% = 0,00 \$/m
TOTAL COSTO UNITARIO:	27.613.386,65 \$/m
COEFICIENTE DE PASO:	1,00
PRECIO UNITARIO CALCULADO:	27.613.386,65 \$/m

PRECIO UNITARIO ADOPTADO:	27.613.386,65 \$/m
----------------------------------	--------------------

Tabla A.8.9: Ítem 3.4: Iluminación

Item:	3 SEÑALAMIENTO E ILUMINACION		
Descripción:	3.4 Iluminación		
A) EQUIPOS			
Descripción	Cantidad	Potencia	Valor
Camión con grúa	1,00	180 hp	\$ 86.896.500
Equipos y herramientas menores	1,00	140 hp	\$ 43.627.800
		320 hp	\$ 130.524.300
Amortizaciones e Intereses:			
$\frac{\$ 130524300 \times 8 \text{ h/d}}{10.000 \text{ hs}}$	+	$\frac{\$ 130524300 \times 0,08/\text{año} \times 8 \text{ hs/dia}}{2 \times 2.000 \text{ hs/año}}$	= 125.303,33 \$/dia
Reparaciones y Repuestos:			
70 % de la amortización:	104.419,44 \$/dia	x 70%	= 73.093,61 \$/dia
Combustibles:			
Gas-Oil:	0,16 lts/hp hs x 320 hp x 8 hs/dia x 1400 \$/lt	=	573.440,00 \$/dia
Lubricantes:			
20 % del combustible:	573.440,00 \$/dia	x 20%	= 114.688,00 \$/dia
		TOTAL EQUIPOS:	886.524,94 \$/dia
B) MANO DE OBRA			
	Cantidad	Valor Unitario	
Oficial Especializado	1,00 x	63.385,34 \$/dia =	63.385,34 \$/dia
Oficial	1,00 x	54.223,49 \$/dia =	54.223,49 \$/dia
Medio Oficial	2,00 x	50.624,64 \$/dia =	101.249,28 \$/dia
Ayudante	2,00 x	46.126,08 \$/dia =	92.252,16 \$/dia
			311.110,27 \$/dia
Vigilancia:	10 % x	311.110,27 \$/dia =	31.111,03 \$/dia
			342.221,30 \$/dia
		TOTAL MANO DE OBRA:	342.221,30 \$/dia
EQUIPOS + MANO DE OBRA:	886.524,94 \$/dia	+	342.221,30 \$/dia
RENDIMIENTO		300,00 m/dia	= 4.095,82 \$/m
C) MATERIALES			
	Unidad	Cantidad	Valor Unitario
Artefactos completos de iluminación led	un	1,0	\$ 208.440,50
Antioxido	Lts	0,4	\$ 6.925,10
Pintura esmalte sintético	lts	0,5	\$ 7.938,65
Materiales varios	un	1,0	\$ 31.335,65
			Sub-Total Materiales: 246.515,52 \$/m
			Materiales Menores: 1% = 2.465,16 \$/m
			TOTAL MATERIALES: 248.980,68 \$/m
			SUB-TOTAL: 253.076,50 \$/m
			Pérdidas: 0% = 0,00 \$/m
			TOTAL COSTO UNITARIO: 253.076,50 \$/m
			COEFICIENTE DE PASO: 1,00
			PRECIO UNITARIO CALCULADO: 253.076,50 \$/m
			PRECIO UNITARIO ADOPTADO: 253.076,50 \$/m

REPÚBLICA ARGENTINA



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA



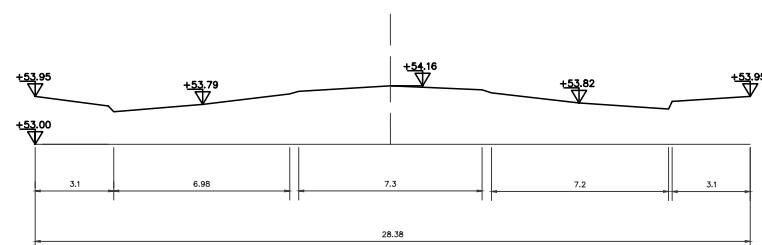
TRABAJO FINAL DE CARRERA

UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

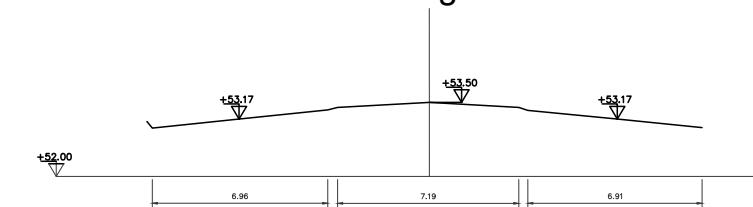
AUTORES: AQUINO, LUISINA
MARTINEZ, SOFIA
SOSA, MATIAS

PLANO N° 0
ESC.: VARIAS
FECHA: SEPTIEMBRE 2025

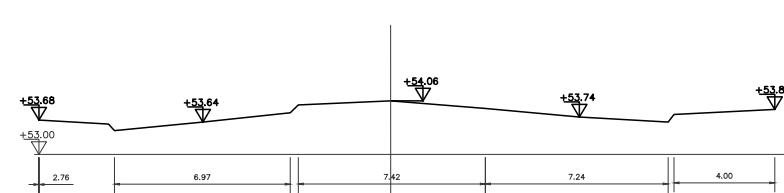
Av. Alvear Prog. 0+128



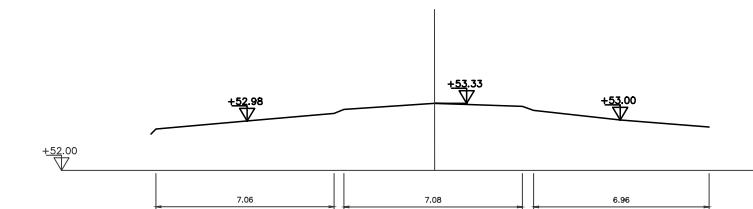
Av. Alvear Prog. 0+703



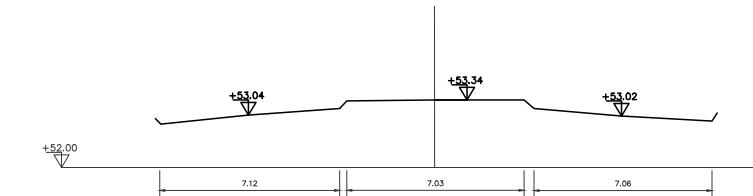
Av. Alvear Prog. 0+271



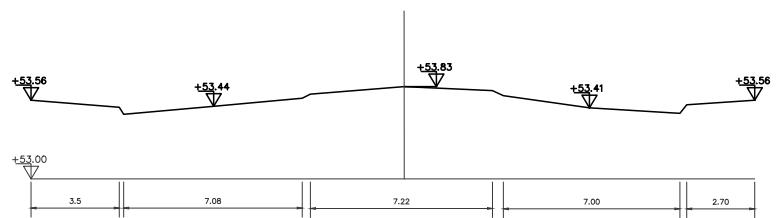
Av. Alvear Prog. 0+821



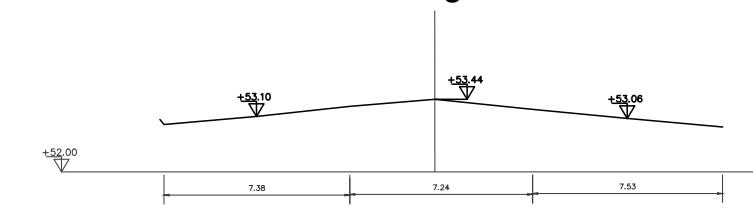
Av. Alvear Prog. 0+406



Av. Alvear Prog. 0+488



Av. Alvear Prog. 0+981



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA

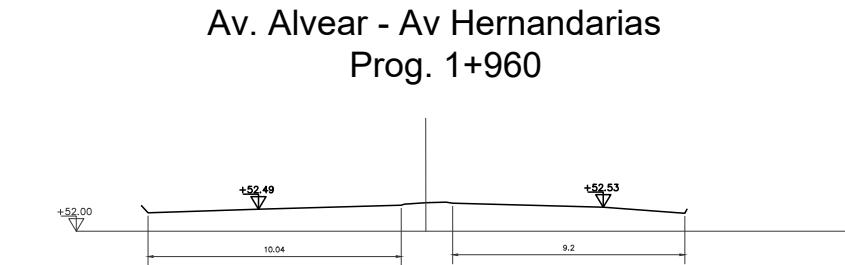
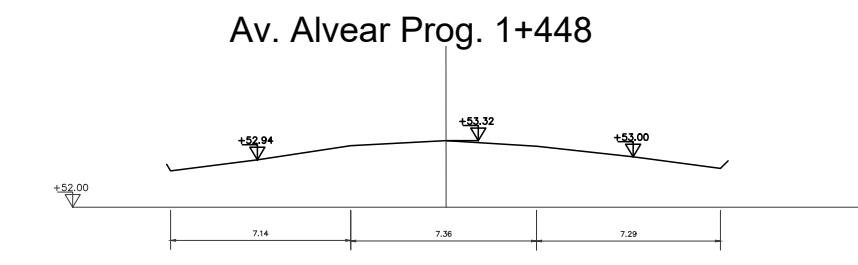
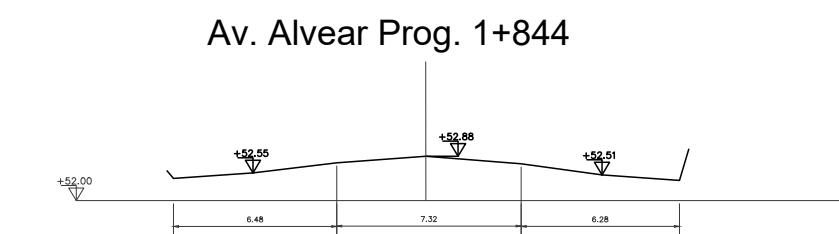
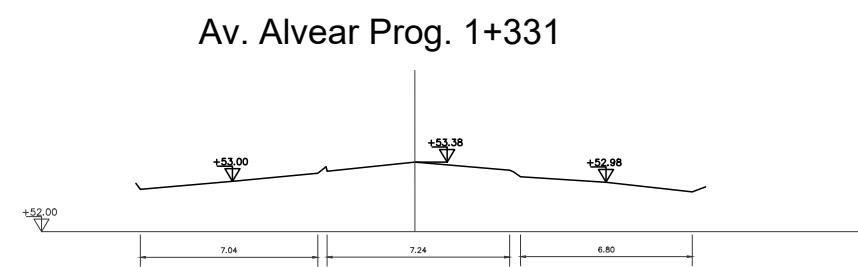
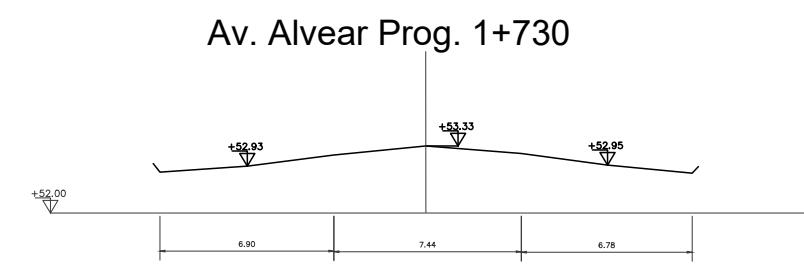
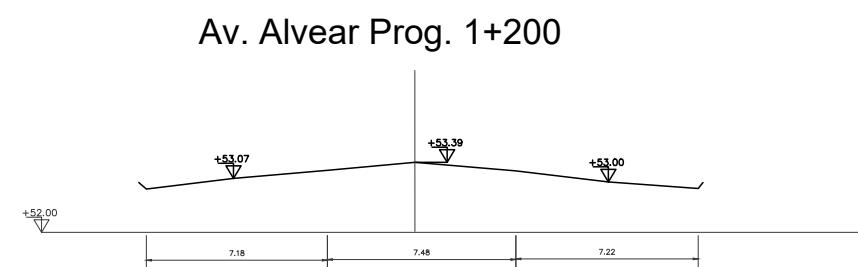
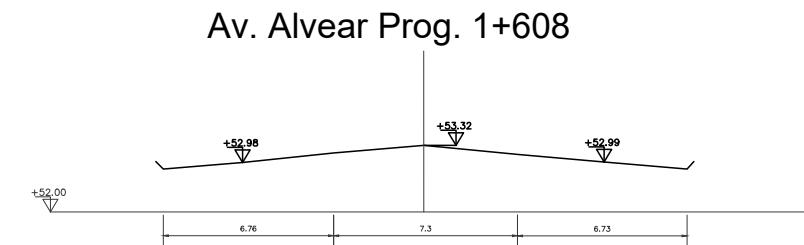
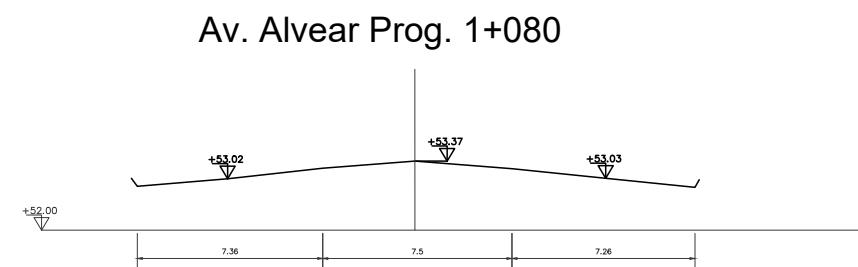


TRABAJO FINAL DE CARRERA

PERFILES TRANSVERSALES
SITUACIÓN ACTUAL

AUTORES: AQUINO, LUISINA
MARTINEZ, SOFIA
SOSA, MATIAS

PLANO N°1
ESC.: 1:200
FECHA: SEPTIEMBRE 2025



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA

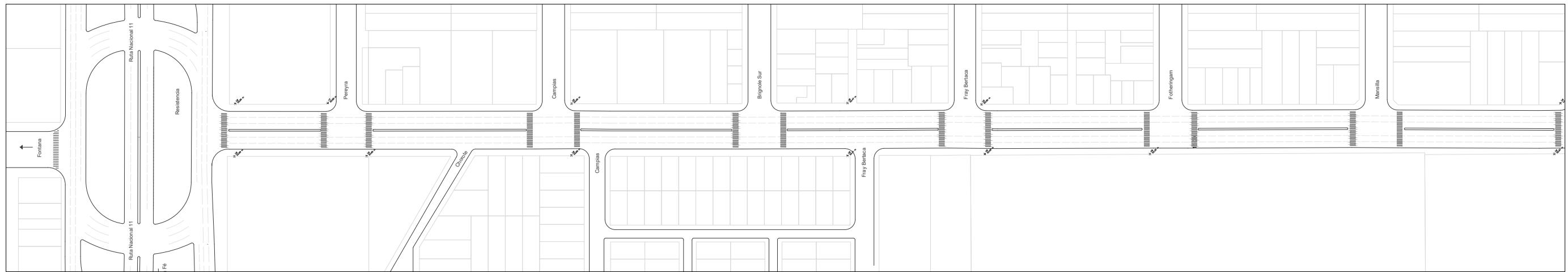


TRABAJO FINAL DE CARRERA

PERFILES TRANSVERSALES
SITUACIÓN ACTUAL

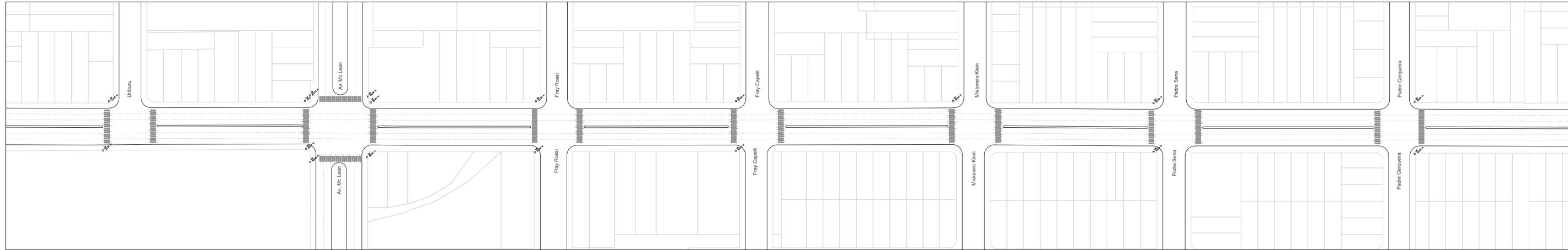
AUTORES: AQUINO, LUISINA
MARTINEZ, SOFIA
SOSA, MATIAS

PLANO N°2
ESC.: 1:150
FECHA: SEPTIEMBRE 2025



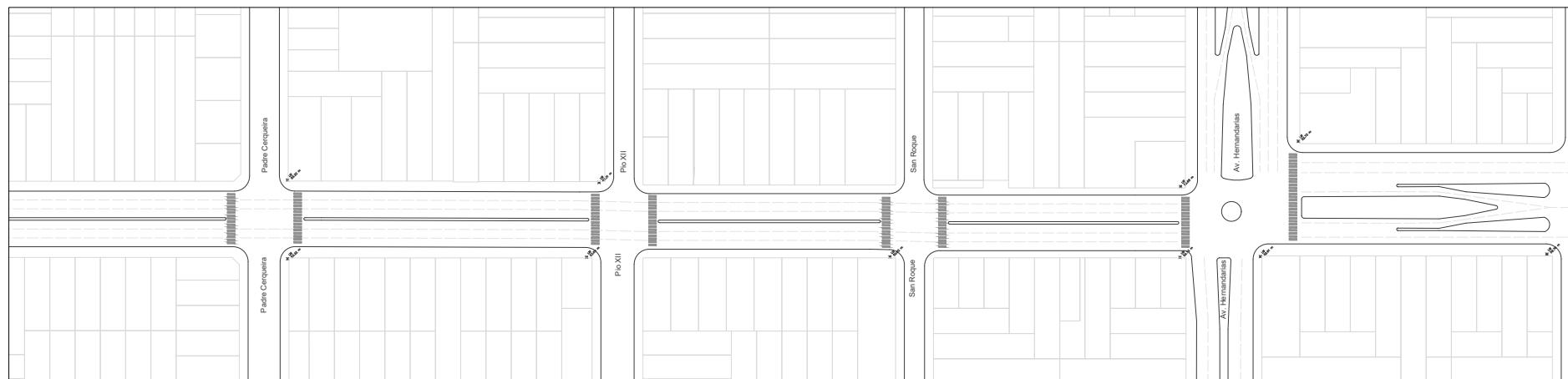
RN N° 11 - Mansilla

ESC 1:2500



Uriburú - Padre Cerqueira

ESC 1:2500



Padre Cerqueira - Av. Hernandarias

ESC 1:2500

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA**



TRABAJO FINAL DE CARRERA

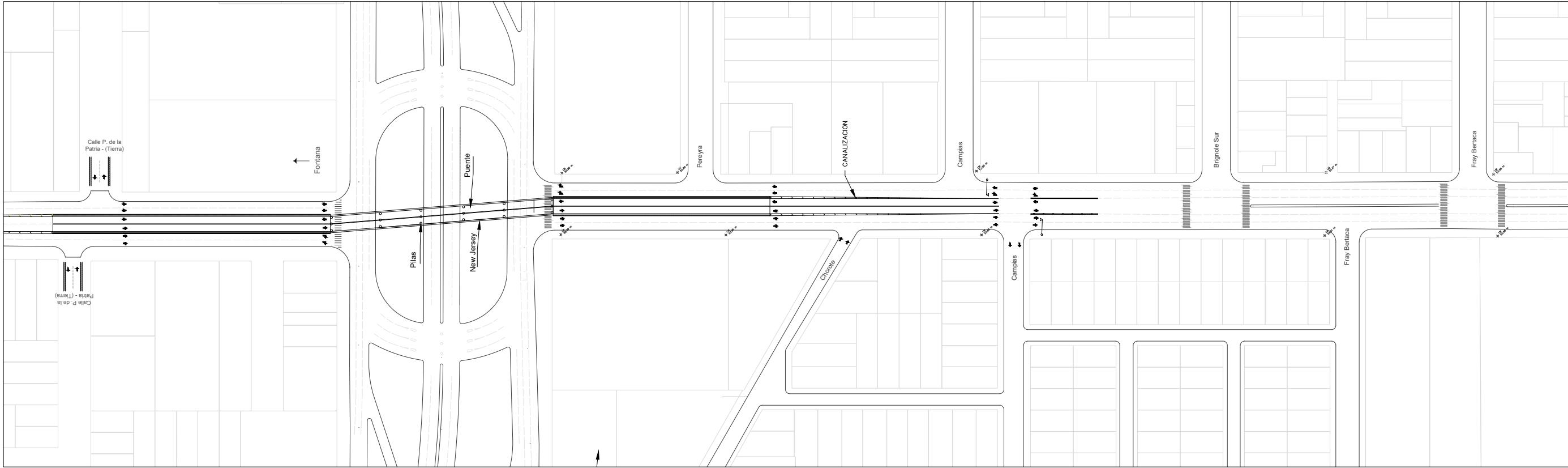
**PLANIMETRÍA PROPUESTA AV. ALVEAR - RN N° 11
HASTA AV. HERNANDARIAS**

AUTORES: AQUINO, LUISINA
MARTINEZ, SOFIA
SOSA, MATIAS

PLANO N°3

ESC.:

FECHA: SEPTIEMBRE 2025



ESC 1:2000

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA

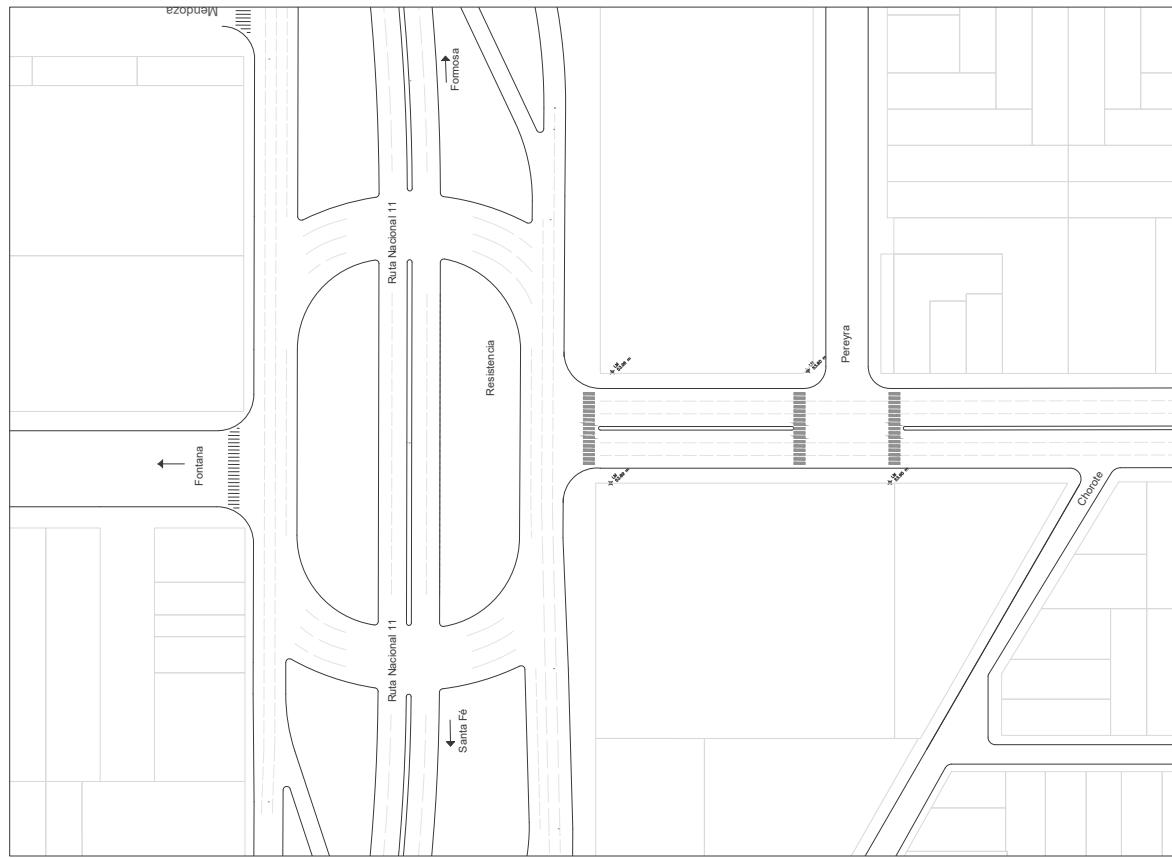


TRABAJO FINAL DE CARRERA

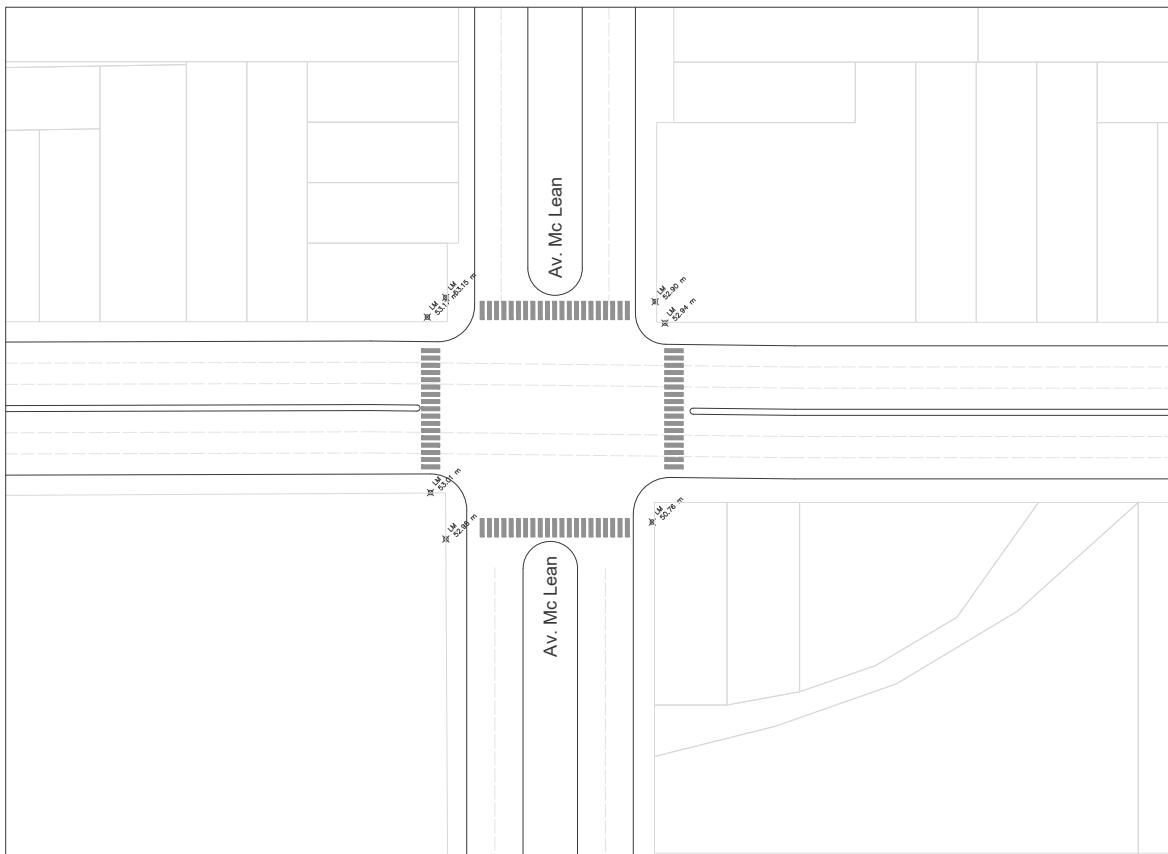
ALTERNATIVA CON PASO SOBRE NIVEL EN RUTA N° 11

AUTORES: AQUINO, LUISINA
MARTINEZ, SOFIA
SOSA, MATIAS

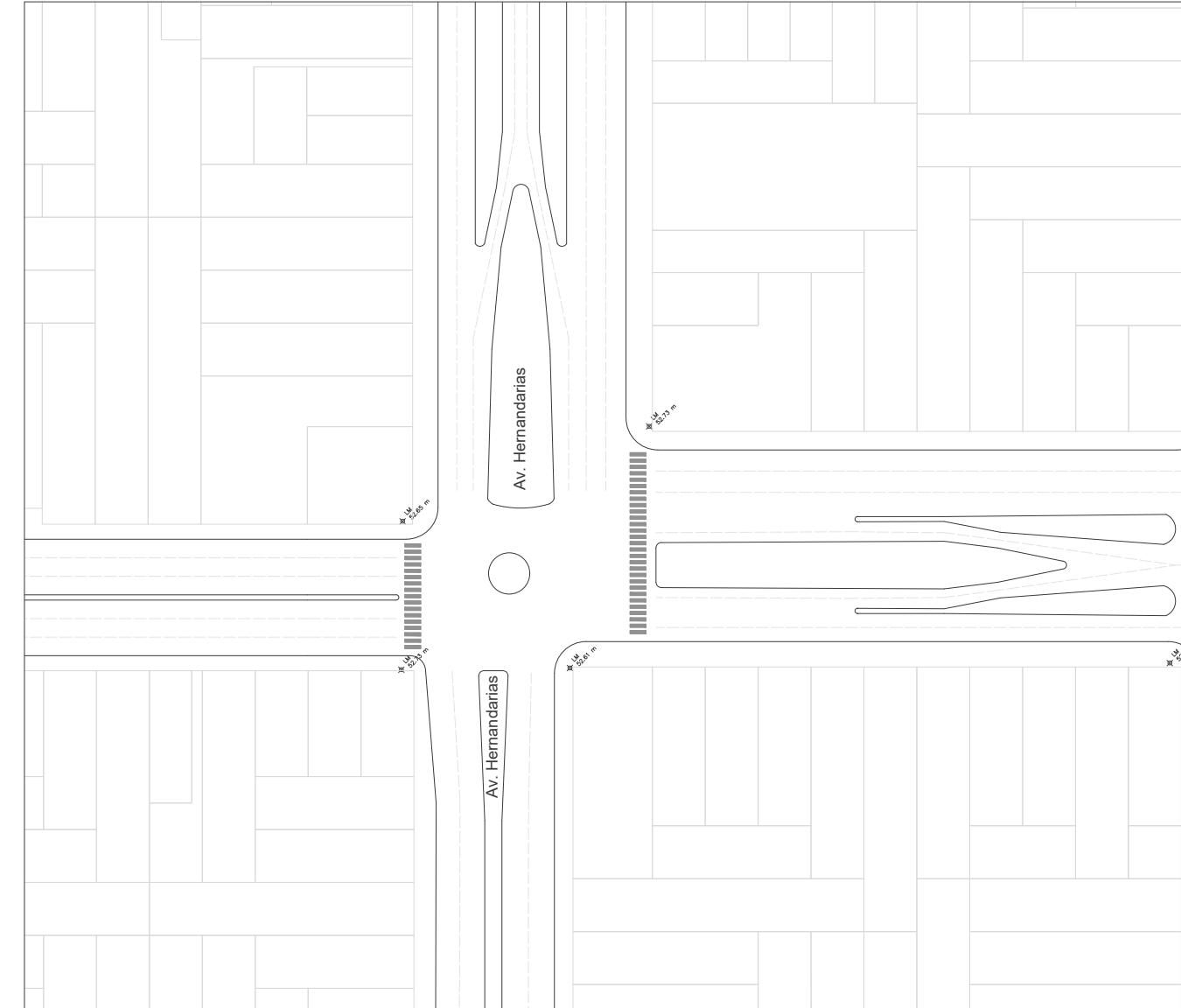
PLANO N°4
ESC.:
FECHA: SEPTIEMBRE 2025



AV. ALVEAR Y RN N° 11
ESC 1:1000



AV. ALVEAR Y AV. MC LEAN
ESC 1:1250



AV. ALVEAR Y AV. HERNANDARIAS
ESC 1:1250

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
 FACULTAD DE INGENIERÍA



TRABAJO FINAL DE CARRERA

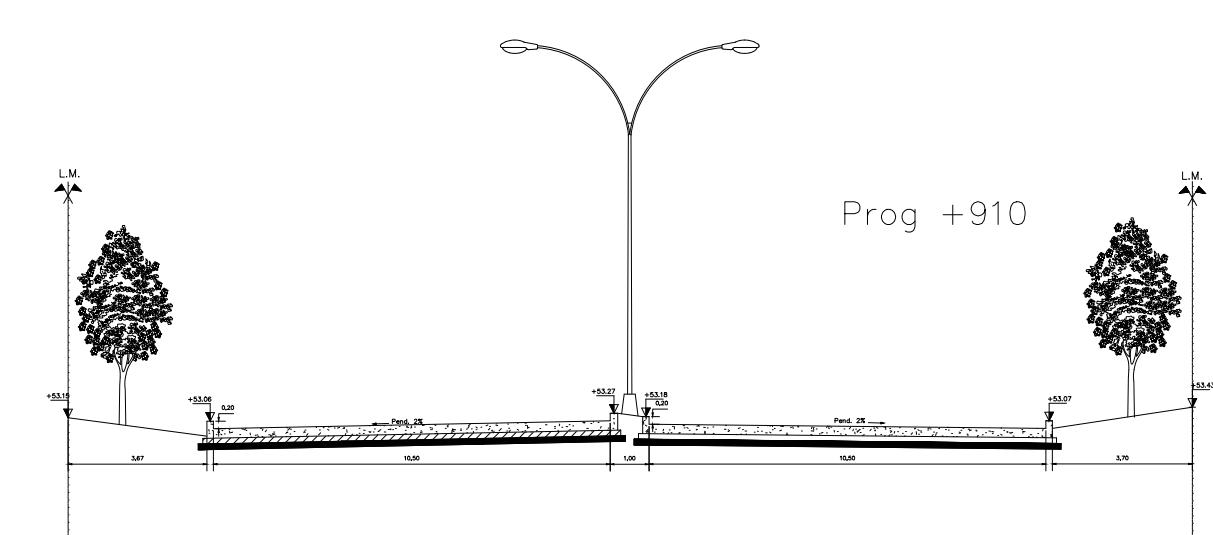
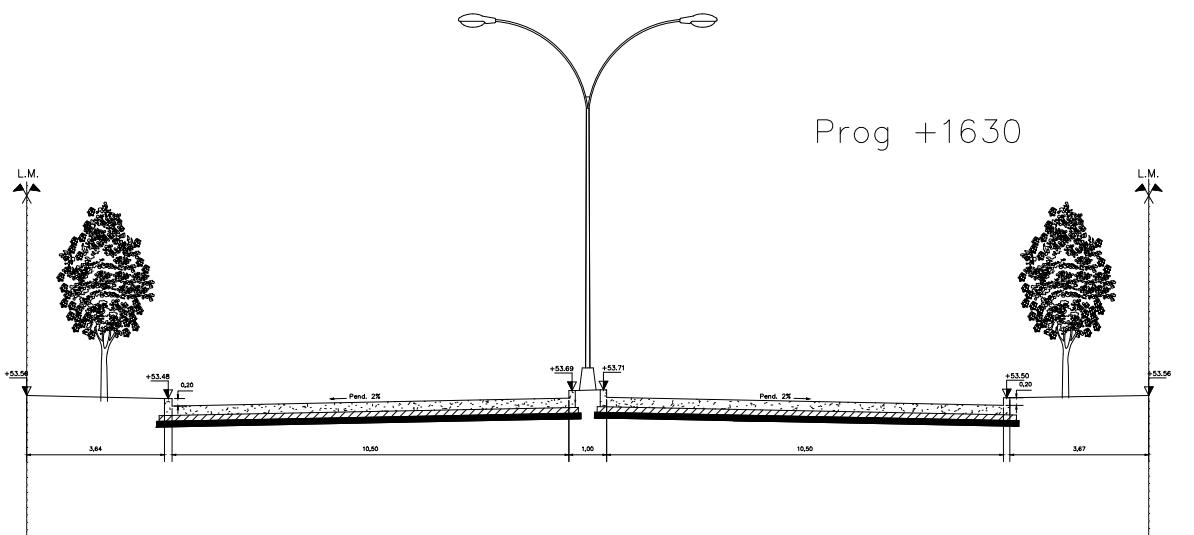
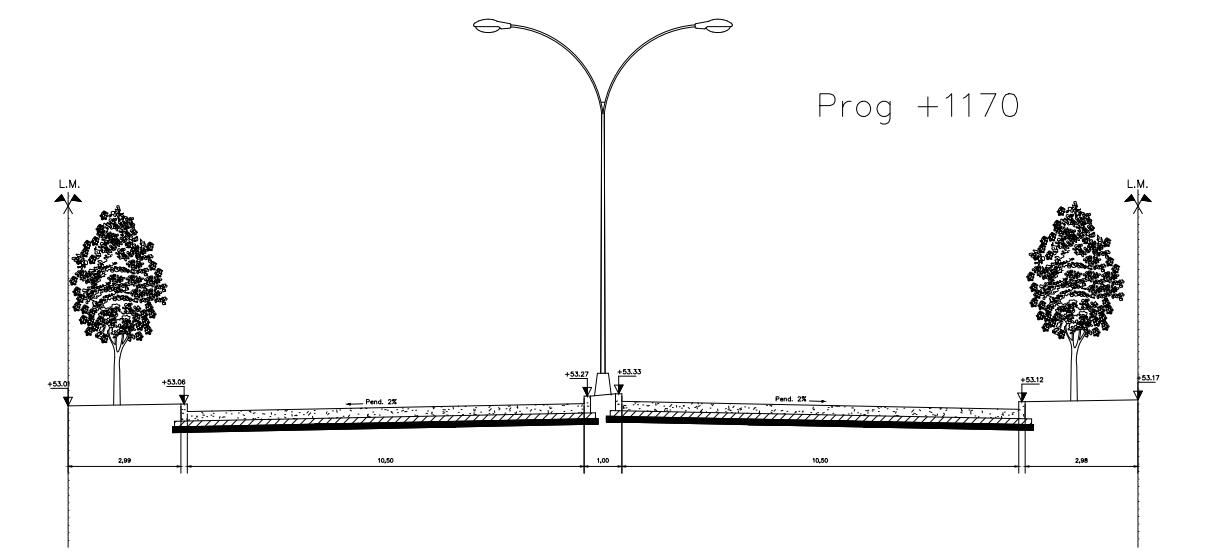
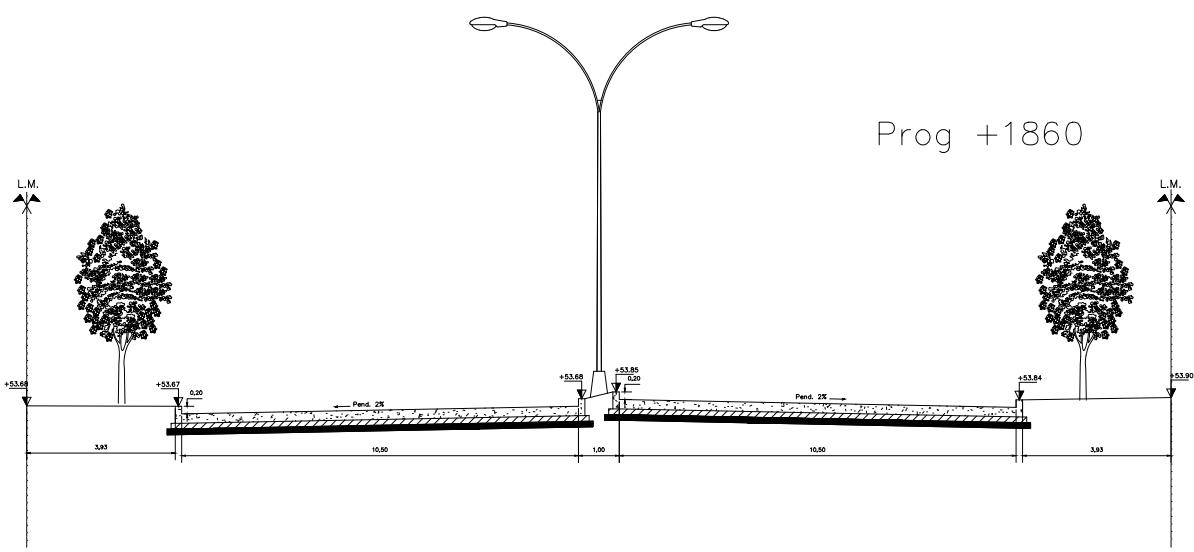
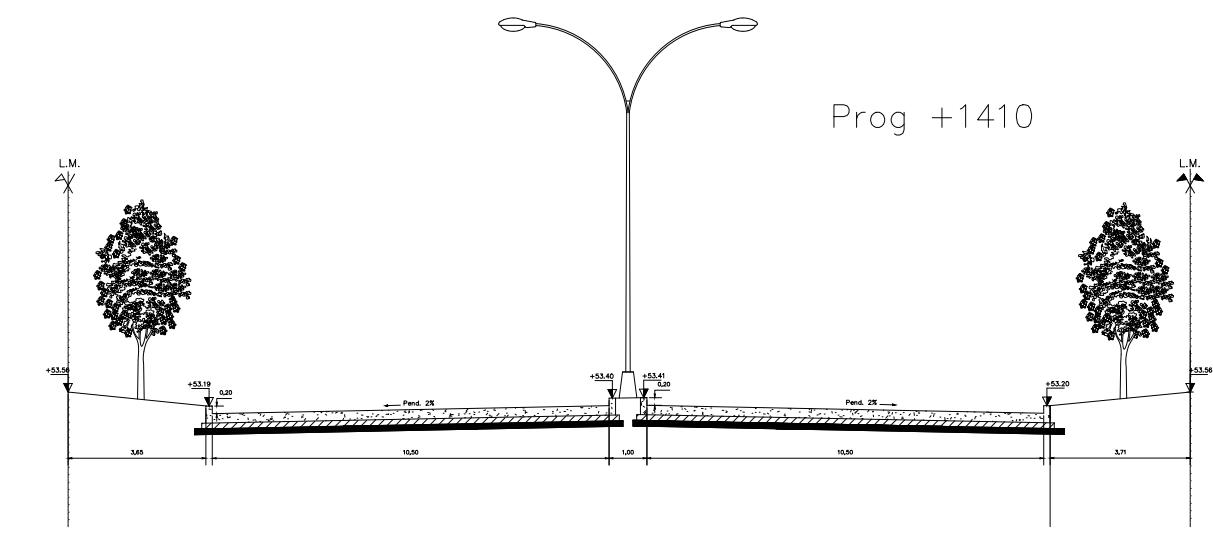
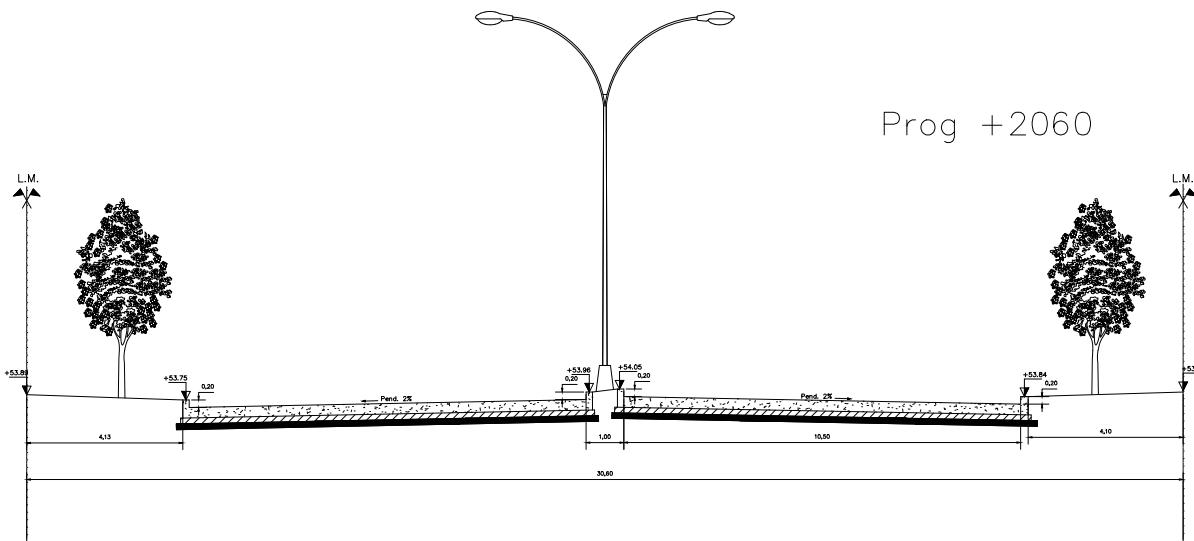
INTERSECCIONES - AV. ALVEAR

AUTORES: AQUINO, LUISINA
 MARTINEZ, SOFIA
 SOSA, MATIAS

PLANO N°5

ESC.:

FECHA: SEPTIEMBRE 2025



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA



TRABAJO FINAL DE CARRERA

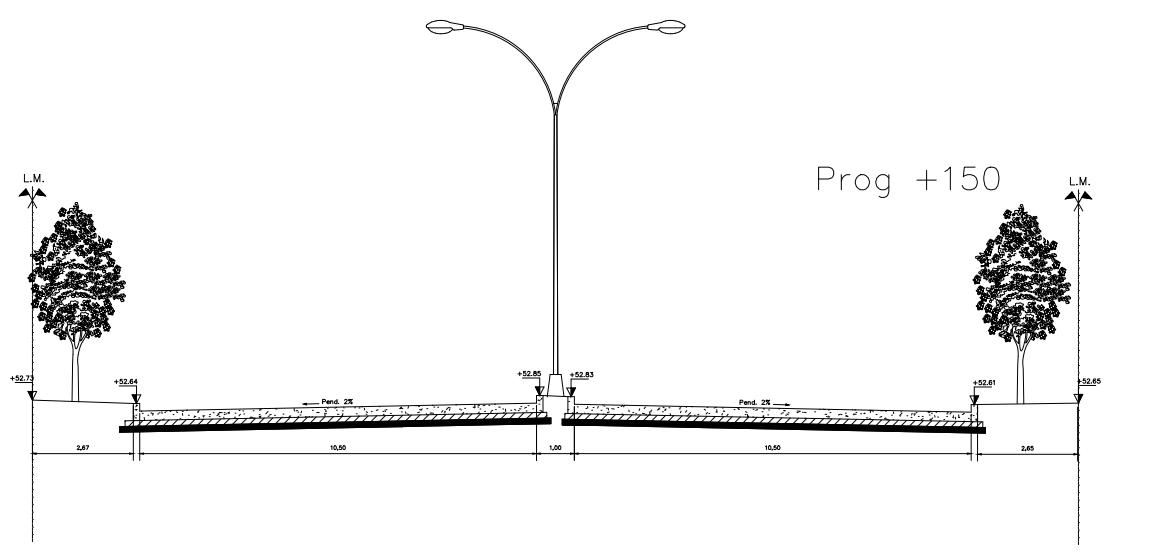
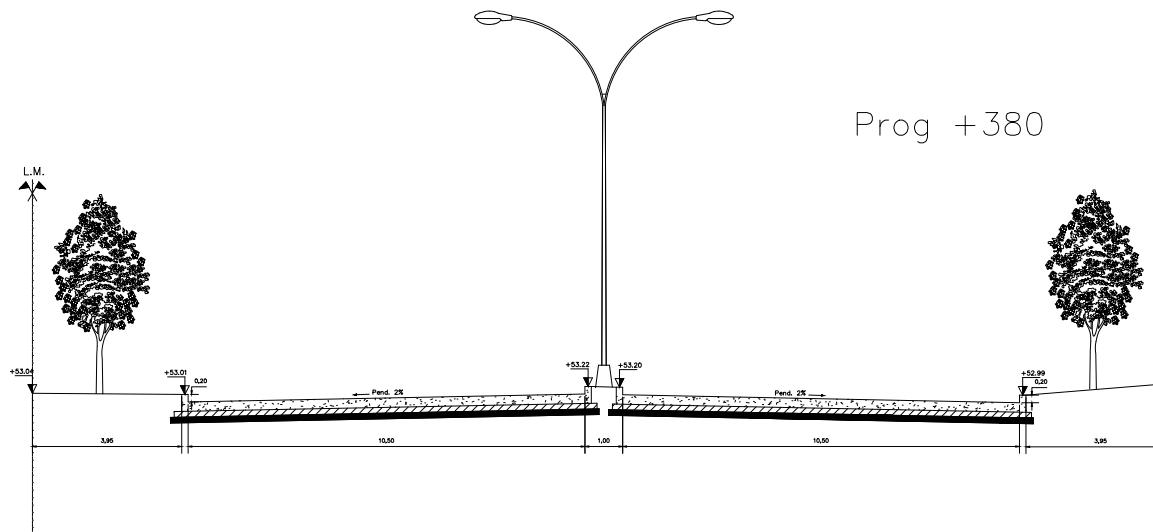
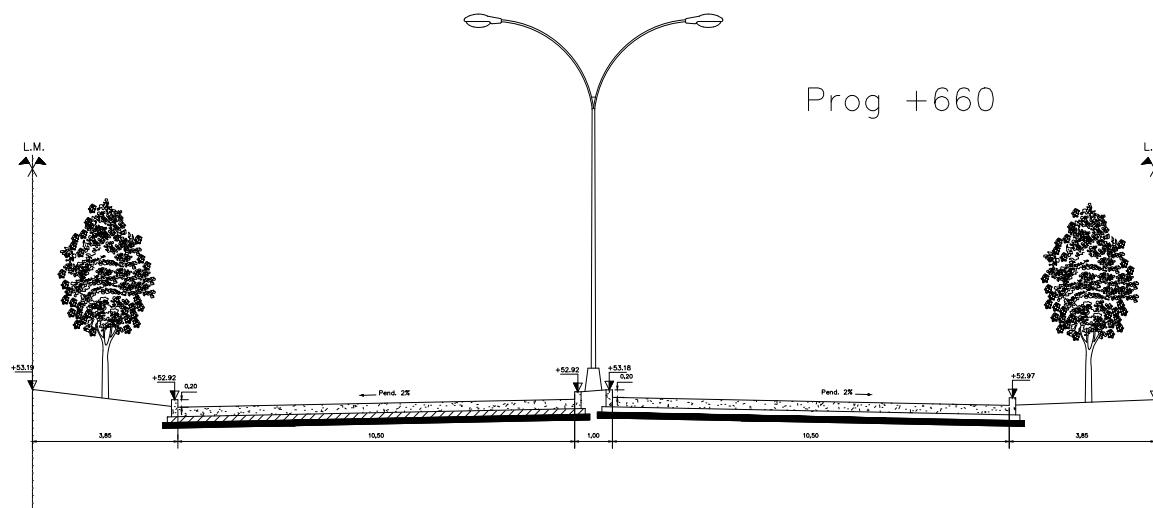
PERFILES TRANSVERSALES

AUTORES: AQUINO, LUISINA
MARTINEZ, SOFIA
SOSA, MATIAS

PLANO N°6

ESC.: 1:200

FECHA: SEPTIEMBRE 2025



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA



TRABAJO FINAL DE CARRERA

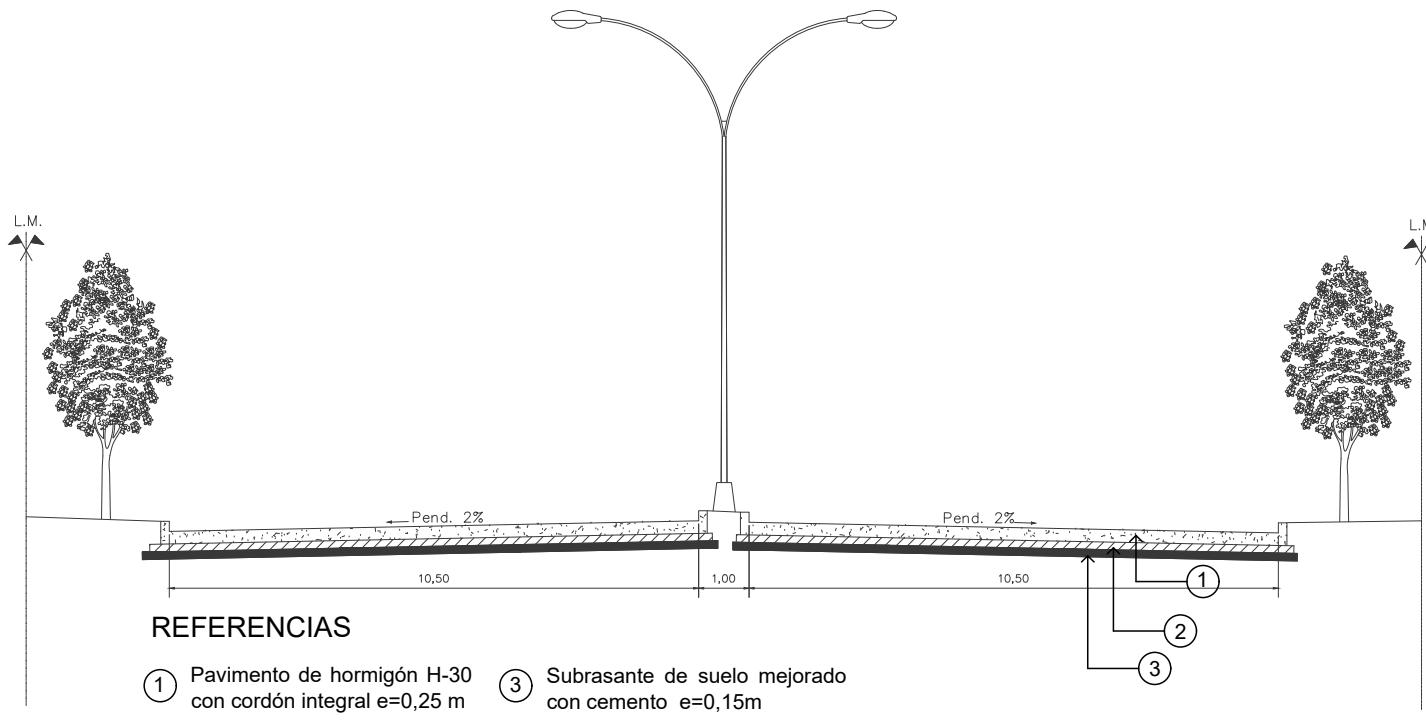
PERFILES TRANSVERSALES

AUTORES: AQUINO, LUISINA
MARTINEZ, SOFIA
SOSA, MATIAS

PLANO N°7

ESC.: 1:200

FECHA: SEPTIEMBRE 2025



REFERENCIAS

- ① Pavimento de hormigón H-30 con cordón integral $e=0,25$ m
- ② Subbase de RDC $e=0,15$ m
- ③ Subrasante de suelo mejorado con cemento $e=0,15$ m

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA



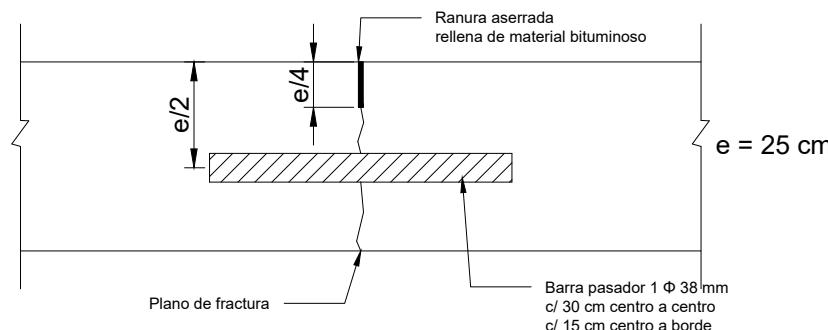
TRABAJO FINAL DE CARRERA

PAQUETE ESTRUCTURAL

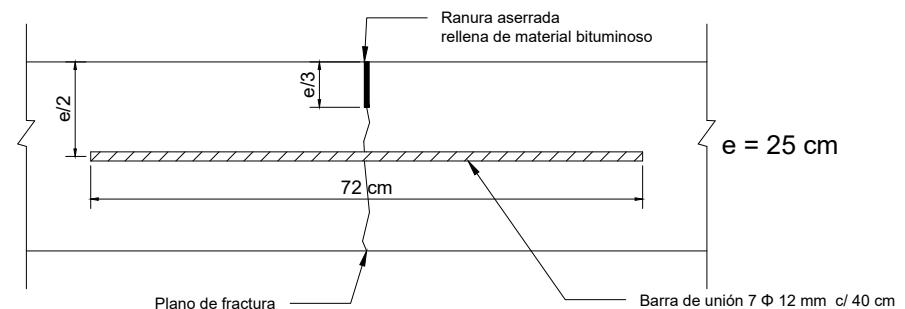
AUTORES: AQUINO, LUISINA
MARTINEZ, SOFIA
SOSA, MATIAS

PLANO N°8
ESC.: 1:200
FECHA: SEPTIEMBRE 2025

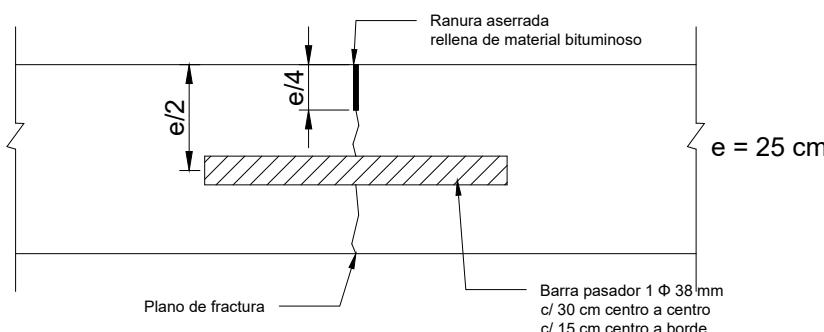
**Juntas Transversales de Contracción
con Pasadores (Tipo A-1)**



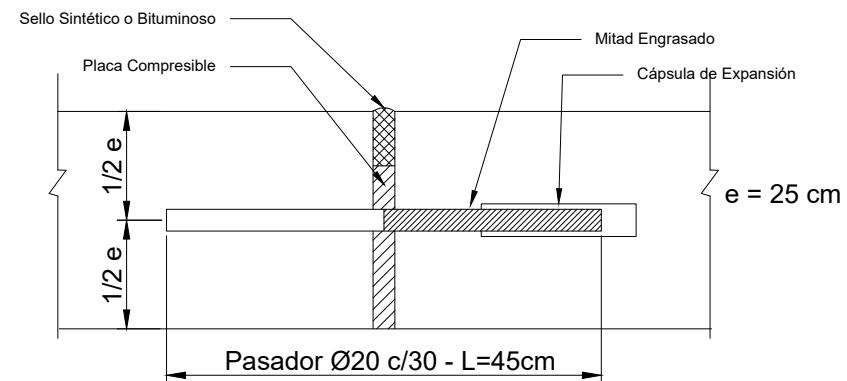
**Juntas Longitudinales de Contracción
con Barras de Union (Tipo C-1)**



**Juntas Transversales de Construcción
con Pasadores (Tipo B)**



Juntas de Dilatacion (Tipo E)



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA**



TRABAJO FINAL DE CARRERA

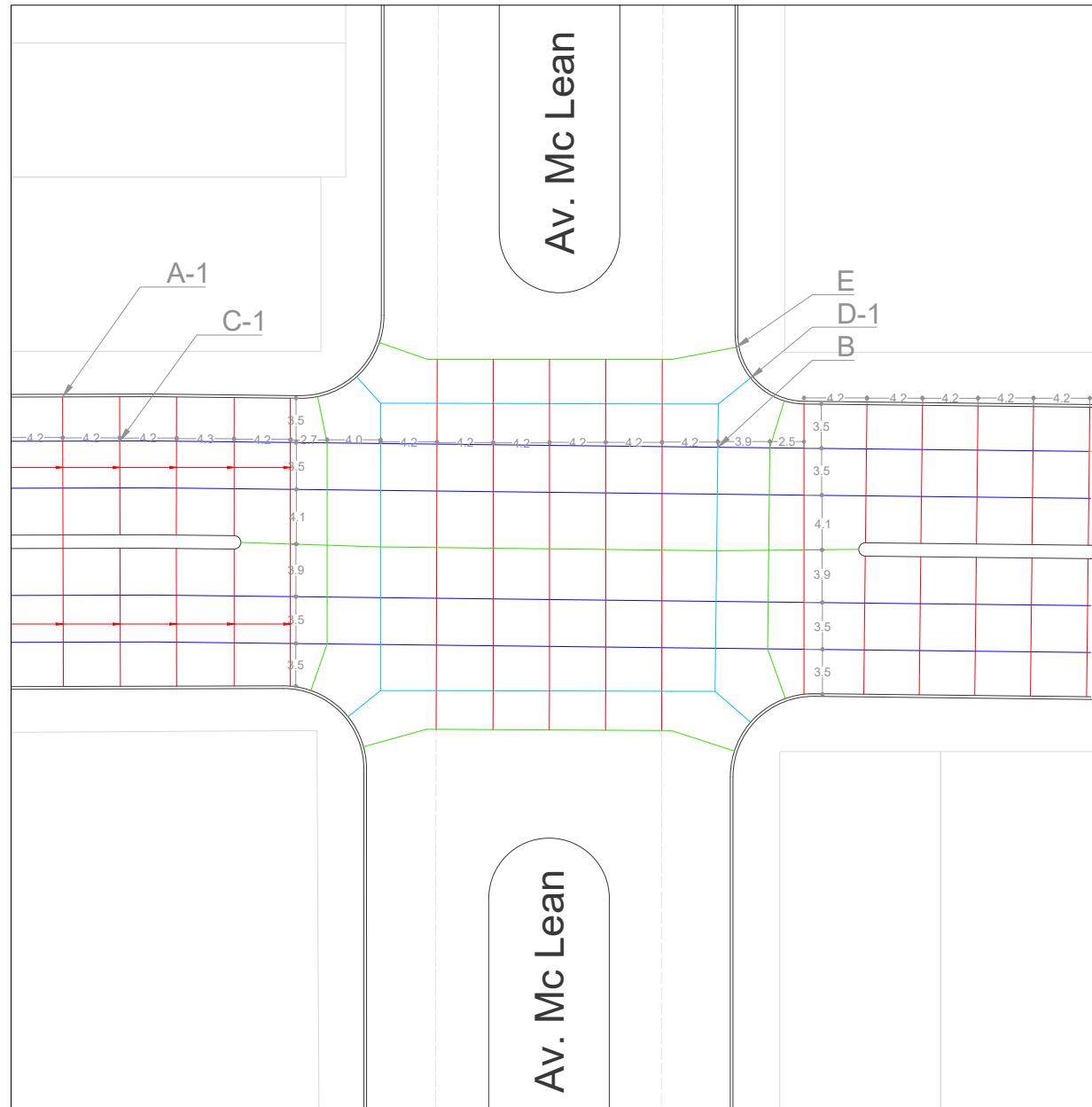
DETALLES DE JUNTAS

AUTORES: AQUINO, LUISINA
MARTINEZ, SOFIA
SOSA, MATIAS

PLANO N°9

ESC.: 1:1

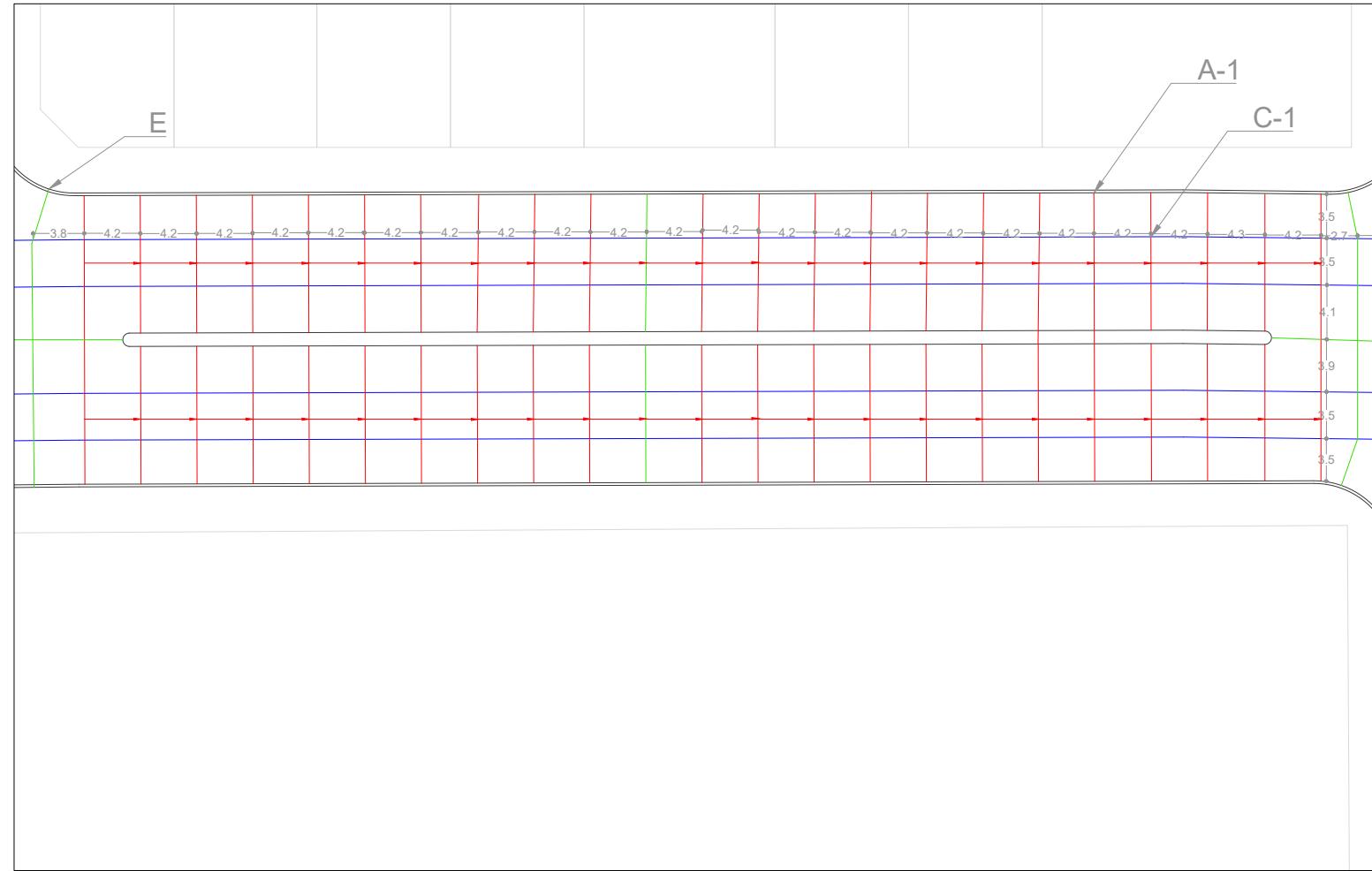
FECHA: SEPTIEMBRE 2025



Intersección
ESC 1:500

REFERENCIAS

- Juntas transversales de contracción A-1
- Juntas longitudinales de contracción C-1
- Juntas de dilatación E
- Juntas longitudinales de construcción D1
- Juntas transversales de construcción B



Tramo
ESC 1:500

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA

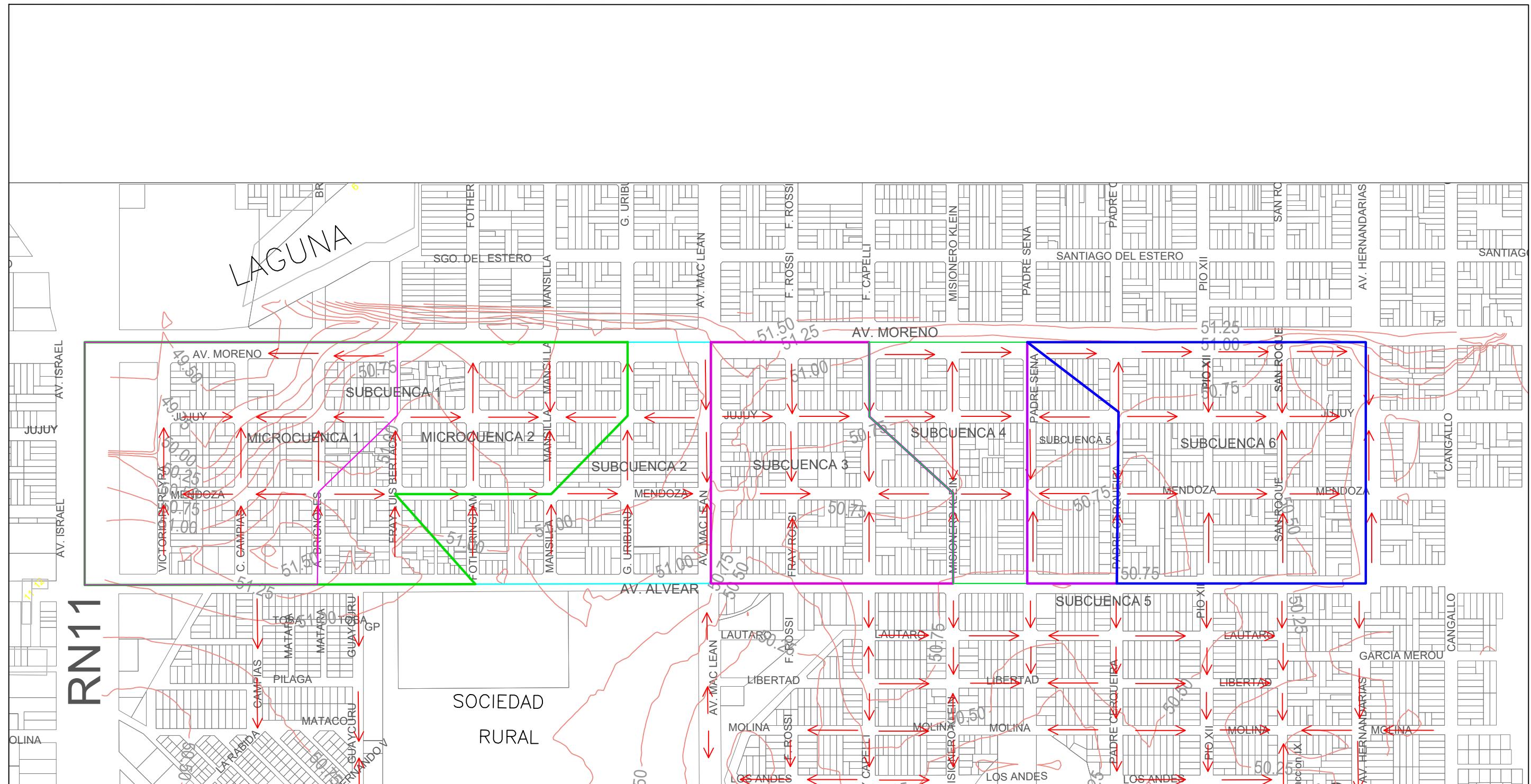


TRABAJO FINAL DE CARRERA

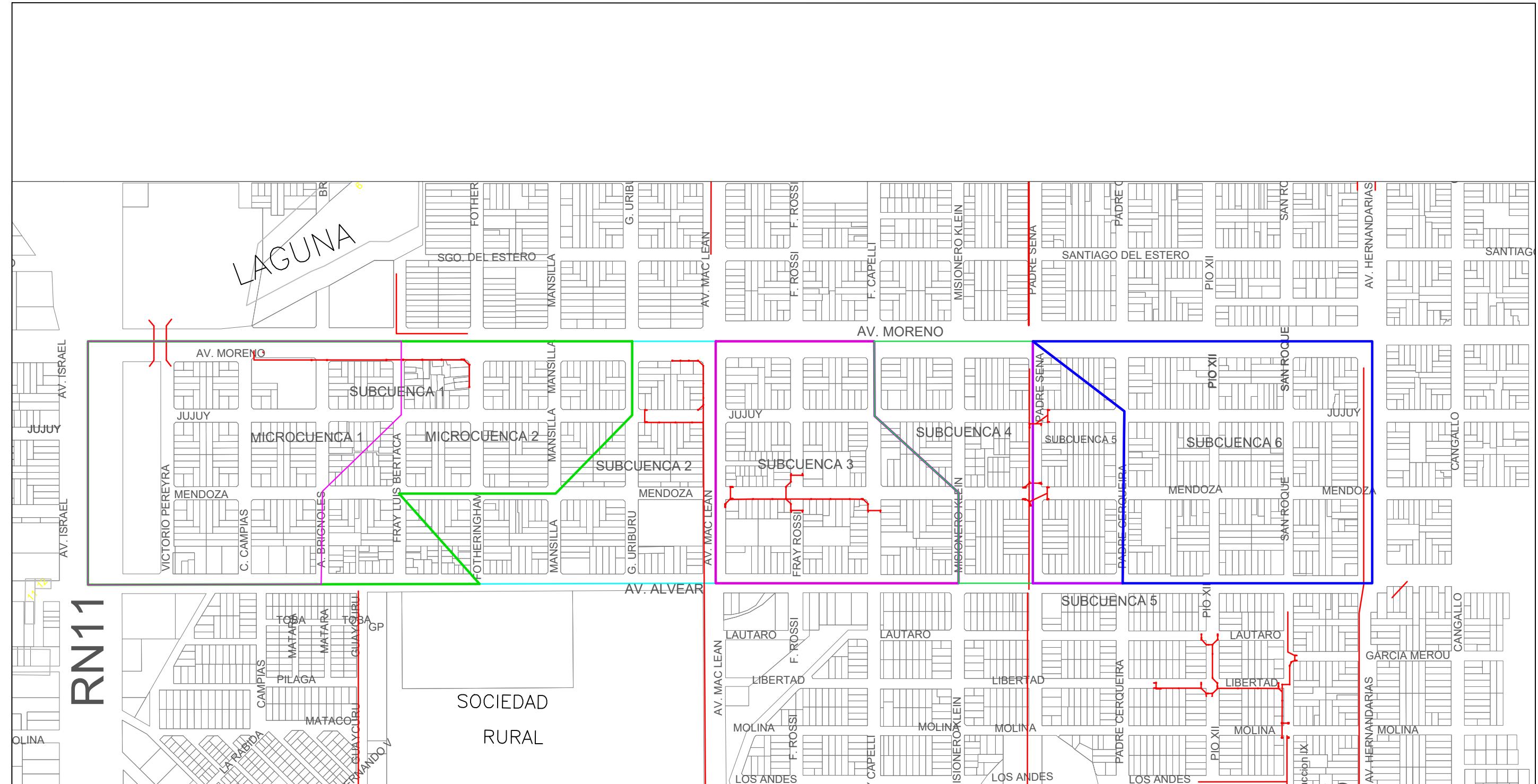
JUNTAS EN INTERSECCIÓN Y TRAMO

AUTORES: AQUINO, LUISINA
MARTINEZ, SOFIA
SOSA, MATIAS

PLANO N°10
ESC.:1:500
FECHA: SEPTIEMBRE 2025



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
TRABAJO FINAL DE CARRERA	
SUBCUENCIAS DELIMITADAS EN ZONA DE ESTUDIO	
AUTORES: AQUINO, LUISINA MARTINEZ, SOFIA SOSA, MATIAS	PLANO N° 11 ESC.: 1:6 FECHA: SEPTIEMBRE 2025



Referencias

-  Catastro
 -  Microcuenca 1
 -  Subcuenca 1
 -  Subcuenca 2
 -  Subcuenca 3
 -  Subcuenca 4
 -  Subcuenca 5
 -  Subcuenca 6
 -  Conductos existentes
 -  Alcantarilla

SOCIEDAD RURAL

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA


FACULTAD DE
INGENIERÍA

TRABAJO FINAL DE CARRERA

SUBCUENCIAS DELIMITADAS EN ZONA DE ESTUDIO