

**SOTERRAMIENTO DEL CORREDOR FERROVIARIO
EN EL TRAMO CABALLITO – MORENO
DE LA LINEA SARMIENTO**

BUENOS AIRES

PASO JUNÍN (VARIANTE)

**INFORME DE INGENIERIA
MEMORIA DESCRIPTIVA**

JUN-MD-VI-01

Rev. 0

Diciembre, 2010

Informe de Ingeniería – Memoria Descriptiva

1.	Introducción.....	2
2.	Diseño vial geométrico.....	6
2.1	Planimetría.....	6
2.2	Altimetría.....	9
3.	Diseño vial estructural.....	9
3.1	Tipología de estructura vial.....	10
3.2	Tránsito.....	11
3.3	Parámetros complementarios para el diseño.....	11
3.4	Cálculo de barras de unión y pasadores.....	13
3.4.1	Barras de unión.....	13
3.4.2	Pasadores.....	14
3.4.3	Dimensionado de losas.....	14
4.	Diseño de Puentes y Estructuras.....	15
4.1	Criterios de diseño.....	15
4.2	Estribos del puente.....	15
4.3	Tablero del puente.....	16
4.4	Método constructivo.....	16
4.5	Prueba de carga.....	16
5.	Anexo de Diseño Vial Geométrico.....	1
6.	Anexo de Diseño Estructural Vial.....	3

1. Introducción

El objetivo del proyecto es la construcción de un Cruce Elevado sobre las vías del Ferrocarril Sarmiento, a la altura de la Avenida Junín, en el Partido de Merlo, Provincia de Buenos Aires, que permitirá la vinculación de la Avenida Rivadavia (Ruta Nacional N° 7), al norte del ferrocarril Sarmiento, con la calle Junín, al sur del ferrocarril.

Motiva el presente proyecto la incorporación de una nueva posibilidad de cruce sobre nivel del ferrocarril, ya que en la actualidad no existe un paso vehicular en el sitio de implantación de la obra propuesta.

Las previsiones de uso vial del proyecto de cruce sobreelevado en calle Junín corresponden a la proyección de afluencia de vehículos sobre este paso que actualmente utilizan los pasos a nivel cercanos, según el siguiente detalle: al oeste, el paso a nivel en calle Córdoba y, al este, el paso a nivel en calle Derqui, que presentan tiempos de barrera baja de 26.5 y 34.0 minutos por hora, respectivamente. Así, con el desarrollo de la presente obra, se prevé una sensible mejora en la conectividad vial Norte-Sur.

La zona de emplazamiento puede catalogarse como industrial-residencial. Las actividades industriales se localizan a ambos lados del ferrocarril, mostrando la presencia de un Molino y otras industrias con ocupaciones menores en la margen norte. En el lado sur, se destaca la presencia de la fábrica Pirelli, de Merlo. La disposición residencial de la zona sur, especialmente, es de características socioeconómicas media-baja.

La zona de emplazamiento del proyecto se aprecia en la Figura 1.1.



Respecto de las características generales de la zona de emplazamiento de la obra pueden señalarse los siguientes aspectos:

- **Al norte**, el paso se ubicará en una explanada sin edificaciones en donde el uso de suelo es predominantemente industrial, libre de forestación, parquizado y en buen estado.

En la zona se localizan servicios de importancia, tales como un sistema de iluminación en el borde sur de la Avenida Rivadavia. Adicionalmente, en la zona de emplazamiento se han relevado líneas de media tensión. Las Fotografías 1.1 y 1.2 muestran imágenes generales de este sector de la obra, y tal como se aprecia en la Fotografía 1.2, la industria dispuesta al norte de la Avenida Rivadavia, avanza en su construcción sobre el borde de la misma Avenida y al Este del punto de emplazamiento de la obra. Este hecho establece un condicionante en la localización del cruce sobreelevado, a fin de evitar la afectación de los terrenos de la mencionada industria.

- **Al sur**, es una zona típica de la trama residencial, con calles no pavimentadas, y en donde las veredas no se encuentran consolidadas. El control de drenaje en esta zona de la obra se produce a través de cunetas excavadas, las cuales determina que los accesos a las viviendas se produzcan a través de alcantarillas de bajo diámetro. Las Fotografías 1.3 y 1.4 muestran características típicas de la zona de emplazamiento al sur de la obra.

De acuerdo a los estudios ambientales provistos por el comitente el tránsito sobre la calle Junín en el área cercana al paso es muy limitado, identificándose una mayor intensidad sobre la calle Cervantes (de acceso directo al centro de Merlo al este y al oeste se conecta con la Av. Balbín de mayor nivel de jerarquía).

La disposición de las vías en el sector muestra una altimetría sobreelevada en el orden de 1.30 m respecto de las cotas de las calzadas próximas. Adicionalmente, el paso debe atravesar la disposición en planta de dos vías férreas con alineamiento recto, junto con una vía secundaria concurrente a las anteriores en el sitio del emplazamiento. Estos elementos actúan como condicionante en la disposición planimétrica y altimétrica de las soluciones propuestas.

En la concepción del proyecto de la obra en estudio se valoraron los siguientes aspectos:

- El objetivo primario de la obra es permitir la circulación vehicular Norte-Sur sin restricción del movimiento ferroviario.
- El desarrollo longitudinal de la obra muestra una importante extensión, superior a los 500 m. Esta extensión establece que, en el caso de prever la circulación peatonal libre en el propio sistema sobreelevado, las vías para circulación de los transeúntes demandaría amplios espacios en el desarrollo transversal de la obra.
- Las restricciones físicas presentes en el sector de obra no permiten contar con estos espacios peatonales en el perfil transversal a conformar, por lo que se ha dispuesto una vereda-senda, a cada lado de la vía de circulación vehicular, que han sido diseñadas para brindar el espacio necesario para la realización de trabajos de mantenimiento, la circulación peatonal de emergencia y/o la realización de tareas ligadas a la seguridad. En consecuencia, en función de los espacios acotados dentro de los cuales debe inscribirse la estructura de circulación, se considera que estas veredas-sendas no han sido concebidas como una vía de circulación peatonal permanente.
- La materialización del ramal de acceso sobre la calle Av. Rivadavia Sur, determina la necesidad de mejorar las condiciones de circulación en los laterales de la rama, a través de la pavimentación de las vías de acceso a las residencias frentistas, así como la disposición en forma adecuada de los sistemas de drenaje superficial.



*Fotografía 1.1. Vista del sector de emplazamiento de la obra, al Norte del ferrocarril
Vista hacia el Oeste*



*Fotografía 1.2. Vista del sector de emplazamiento de la obra, al Norte del ferrocarril
Vista hacia el Este*



*Fotografía 1.3. Vista del sector de emplazamiento de la obra, al Sur del ferrocarril
Vista hacia el Oeste*



*Fotografía 1.4. Vista del sector de emplazamiento de la obra, al Sur del ferrocarril
Vista hacia el Este*

2. Diseño vial geométrico

El diseño geométrico de los componentes viales comprende dos aspectos básicos: la planialtimetría, o definición del proyecto en planta y la altimetría, con la definición de la rasante y perfiles del proyecto. Por otra parte, es necesario identificar la disposición de las secciones transversales del proyecto en sus distintos sectores componentes.

Los aspectos fundamentales del diseño geométrico se desarrollan a continuación.

2.1 Planimetría

Para la identificación en las planimetrías de las calzadas componentes del proyecto, se han utilizado dos ejes de aplicación de definición de planimetría y de aplicación de rasante. Para el sentido de circulación Moreno – Avda. Rivadavia Norte se ha tomado como punto de progresivas 0.00, el inicio de la Rampa a 250 metros al este de la calle Junín con finalización en el empalme de la rampa descendente con la Av. Rivadavia Norte. El inicio de progresivas para la rampa ascendente con sentido de circulación Av. Rivadavia Norte-Moreno se produce en el empalme con de la rampa con la Av. Rivadavia Sur y finaliza en el empalme con Moreno.

Según esta definición, es posible identificar dos calzadas en terraplén, con las siguientes características:

- **Rampa Sur (sobre calle Moreno).** Se desarrolla entre las progresivas 0.00 (sobre calle Moreno entre calles Mendoza y Rioja) y 260.00 (inicio de la estructura del propio viaducto). En el sector la obra debe inscribirse en un ancho, entre líneas de edificación, de 16.00 m. El alineamiento de este sector de la obra es recto hasta la estructura de sobrepaso sobre las vías del FFCC. Se prevé que en este sector la calzada sobre la rampa sea de dos carriles de circulación, uno por sentido. Cabe aclarar que en este tramo las rampas de ambos sentidos comparten trazado y altimetría.
- **Rampas en el Norte.** Se compone de dos rampas, ubicadas una al norte de la Avenida Rivadavia Norte (descendente), y otra al sur de la mencionada avenida (ascendente). La rama descendente presenta un desarrollo de 196 m, hasta el inicio del carril de aceleración, en tanto que la rama ascendente tiene un desarrollo de 210 m, aproximadamente. Ambas ramas se localizan en forma paralela a la Avenida Rivadavia, y la traza de cada una de ellas presentan curvas horizontales. Sus características específicas se describen a continuación:
 - **Rampa Descendente.** Se desarrolla entre progresivas 305.03 y 541.00, con desarrollo hacia el Oeste en el sentido creciente de las progresivas. Su radio medido, en el eje del carril, es de 51 m. En este sector se desarrolla una transición en el ancho de la calzada, desde los 3.50 m sobre el puente, a una calzada de 4.00 m, la cual se mantiene en la rampa descendente. En forma adicional, sobre la curva se ha aplicado un sobrecancho de 1.10 m.
 - **Rampa Ascendente.** Se desarrolla hasta la progresivas 211.05, se presenta una curva en planta, con desarrollo hacia la derecha, en el sentido creciente de las progresivas. Su radio medio es igual a 38.5 m, permitiendo la materialización de una calzada de 4.00 m en la rampa, que concluye en un carril de 3.50 m sobre el puente del viaducto. El sobrecancho aplicado en la propia curva es de 1.00 m.

- **Sector de Puente del Viaducto.** El viaducto se inicia en la progresiva 260.00 (sentido E-O), y concluye en progresivas diferenciadas según que se trate del carril descendente o ascendente. En el primero de ellos, la progresiva de fin del sector es la 310.00. Sobre el carril ascendente se ha dispuesto un progresivado parcial que se inicia en la parte baja. La estructura del puente afecta los últimos 10 metros del trazado de esta rama ascendente.

El eje de proyecto cruza las vías del ferrocarril con un ángulo de $57^{\circ}43'$.

Para la resolución planimétrica de las secciones transversales típicas del proyecto se han tomado como condiciones los siguientes elementos:

- **Anchos de carril.** En Rampas y viaducto se ha considerado que los carriles de circulación específicos en el trazado tendrán un ancho mínimo efectivo de 3.00 m, con un ancho mínimo 0.50 m a cada lado destinados a la disposición de una zona de seguridad para el acomodamiento de vehículos en condiciones de emergencia, o para la ejecución de tareas de mantenimiento.

En Av. Rivadavia Norte la inclusión de las rampas ascendentes y descendentes no modifican el ancho actual de la calzada.

En calles laterales, o calzadas inferiores, con sentido de circulación único, el ancho recomendable es de 4.50 m. Las disponibilidades de espacio real en el sector de calle Moreno, hace que el valor antes indicado no sea aplicable. En calle Moreno se prevén 2 carriles inferiores de 3.50 m de ancho, uno por cada sentido de circulación. Esta situación resulta en una solución con ciertos niveles de restricción, tanto en la circulación de vehículos pesados, como en el potencial acceso a los frentistas del sector.

- La calzada en el puente es variable ligeramente superior. Los carriles de circulación en cada sentido tienen un ancho de 3.50 m. Se completa la sección en el puente con un adicional de 0.36 m destinado a la disposición de la protección de borde a través de la baranda de defensa vehicular de hormigón tipo New Jersey. La sección correspondiente a esta calzada, en el sector recto, presenta una pendiente transversal a dos aguas del orden del 2% hacia ambos bordes.
- **Veredas.** El ancho mínimo recomendable para la circulación de un bajo volumen de peatones en espacios no confinados es de 1.20 m (dos carriles de 0.60 m), al que se debe adicionar un espacio de protección de un ancho mínimo de 0.50 m, de los vehículos que circulan por la calzada, lo que resulta un ancho total de vereda de 1.70 m. Esta configuración no contempla el espacio necesario para un cantero continuo destinado a la forestación con árboles.

La condición anterior, restringe las posibilidades de utilización del espacio correspondiente a la zona de seguridad creada en la estructura sobre elevada como un sector de posible circulación peatonal libre. Se acepta que este espacio sea empleado para la ejecución de las tareas de mantenimiento, efectuándolas con los elementos de seguridad y señalización necesarios.

A nivel de superficie, sobre la calle Moreno, la disposición del perfil transversal indicado en los correspondientes planos, permite el mantenimiento de un ancho mínimo de la vereda de 1.70 m.

La disposición de las secciones en el sector sobre nivel y en las calzadas ubicadas a nivel de terreno se presentan en la Figuras 2.1 y 2.2.

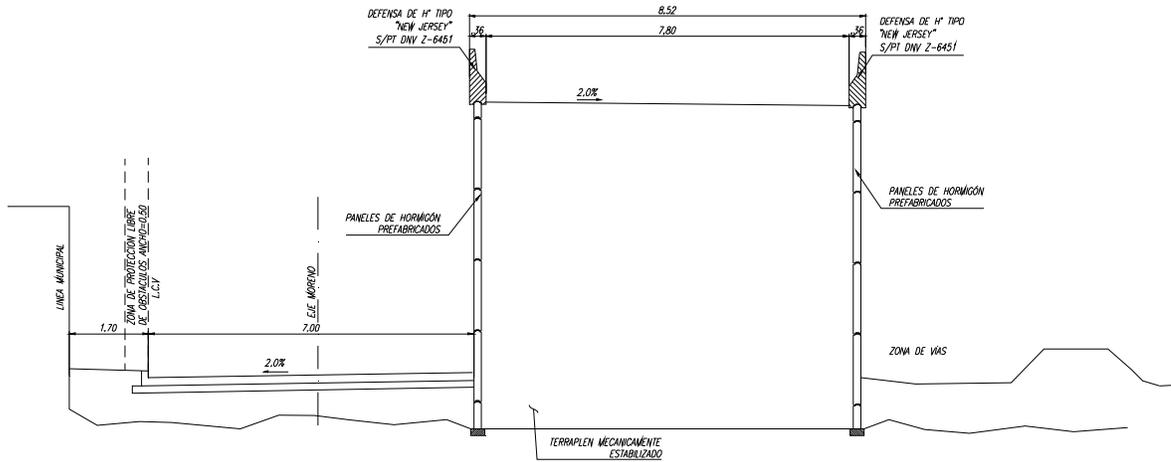


Figura 2.1. Corte de secciones transversales en progresiva 0+200

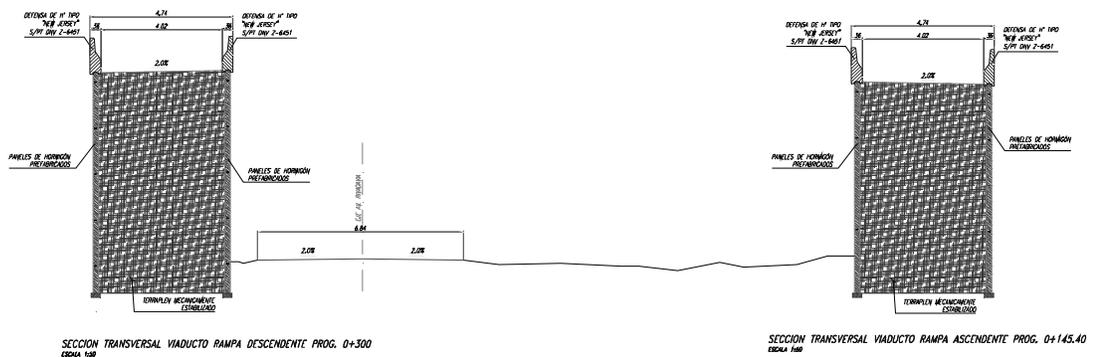


Figura 2.2. Corte de secciones transversales en progresiva 0+320

2.2 Altimetría

El gálibo requerido para el paso sobre el ferrocarril determina la longitud del trazado ya que la pendiente máxima admisible es el condicionante principal.

El trazado en planta ha sido desarrollado permitiendo la conformación, en parte del recorrido, de un sistema de una calzada única sobreelevada, respecto de la posición de las vías férreas, dividiéndose en dos calzadas al norte de las vías. Las rampas permiten el movimiento bidireccional.

Para la resolución altimétrica del proyecto se han tomado como condiciones los siguientes elementos:

- **Rampas.** En las rampas ascendentes y descendentes del paso superior se adopta una pendiente máxima del 7% para una velocidad de diseño de 50km/h en tramos menores a 300 m. Este criterio ha sido respetado, tomándose para la Rampa Sur (calle Moreno) un valor de 4.4% y para la rampa descendente un valor de 4.7%. La pendiente adoptada para la rampa ascendente es de 4.9%. El trazado del conjunto de la altimetría, incluyendo las correspondientes curvas verticales, ha sido desarrollado sobre la base de resolver la totalidad del trazado entre las intersecciones de calles transversales sin interferirlas.
- **Acuerdos verticales.** Por el reducido espacio que se dispone y la complicación que genera la interferencia con calles transversales se debieron utilizar parámetros mínimos correspondientes a la visibilidad de detención para la velocidad de diseño de 50 Km/h. El criterio seguido responde a las formulaciones de la AASTHO (2004), que si bien son un poco más restrictivas que las de las DNV, establecen parámetros mínimos más seguros, tanto para curvas cóncavas, como para curvas convexas. Las características básicas de las curvas verticales se presentan en las altimetrías correspondientes, siendo los acuerdos de la rama ascendente de entrada del paso superior de un parámetro de 800 m, mientras que la curva convexa sobre las vías del FFCC se logra con un parámetro de 1000 m. Los acuerdos de la rama descendente norte se conforman con parámetros de 910 m de entrada y 900 m de salida.
- **Gálibo vertical.** Según las Normas para los cruces entre caminos y vías Férreas (SETOP) la altura libre respecto del nivel más alto de las vías férreas, para un ancho de 9.00 m paralelo a la vía deberá ser igual o superior a 5.45 m. La disposición altimétrica planteada de acuerdo al espesor previsto para el paquete estructural del tablero del puente permite lograr gálibos de 5.70 m, mayor al mínimo requerido.

En el Anexo correspondiente se presenta el detalle de los componentes geométricos adoptados para el paso superior, tanto en su desarrollo en planta, como en alzado.

3. Diseño vial estructural

El diseño estructural de la calzada ha sido efectuado empleando la metodología de diseño AASHTO'93, de uso frecuente en la Dirección Nacional de Vialidad.

El diseño de pavimentos ha sido realizado verificando que la composición estructural propuesta permita soportar un número de ejes equivalentes razonable para el caso de una vía urbana. Bajo este concepto de cantidad de ejes equivalentes, es necesario tener en cuenta que la mayor parte

del tránsito que empleará la vía es el correspondiente a automóviles particulares, y de transporte público en automóviles, con una cierta restricción para el caso de vehículos de transporte público colectivo.

Los dos primeros desarrollan efectos destructivos poco significativos para la calzada, en tanto que los colectivos se pueden asumir con un efecto destructivo por vehículo del orden de 0.4 ejes equivalentes por vehículo. En relación con la circulación de vehículos de carga, se consideran sólo camiones simples de pequeño porte (sin acoplados y sin semirremolques), con un efecto destructivo medio por vehículo, del orden de 1.25 ejes (promedio ponderado de vehículos cargados y descargados).

Sobre la base de las estimaciones de volumen total de vehículos que potencialmente pueden movilizarse en el cruce se ha efectuado una revisión de los posibles ejes equivalentes de diseño de la estructura vial, y con estos se ha valorado la composición requerida.

3.1 Tipología de estructura vial

Las alternativas de solución estructural vial en obras de carácter urbana pueden ser soluciones de pavimentos flexibles (con capa de rodamiento de concreto asfáltico), pavimentos rígidos (con capa de rodamiento formada por una losa de hormigón) o de tipo mixtos, con disposición de estas estructuras antes indicadas en forma combinada, según distintos sectores de la obra.

Con la intención de lograr la mejor vida útil general de la obra, es necesario tener en cuenta algunas premisas que pueden incidir en las decisiones a adoptar, las que se desarrollan a continuación:

- Sector con pendientes elevadas o en los que pueden desarrollarse importantes fuerzas paralelas a la rasante. Las soluciones de pavimento asfáltico requieren de diseño de mezclas asfálticas con altas condiciones de estabilidad a fin de poder soportar adecuadamente los esfuerzos que se generan, ya sea por tracción del vehículo o por aplicación de los frenos, en los sectores en los cuales las pendientes son de relativa importancia. Este tipo de situación se presenta en ambas rampas de vinculación entre la vialidad de superficie en el puente que cruza sobre el ferrocarril. De no emplearse la tipología de mezclas antes indicadas, la estructura tiende a presentar al poco tiempo de su habilitación deformaciones de tipo plásticas, en forma de “serruchos” transversales al eje de la calzada. Es por esto que en ambas rampas del sistema se hace recomendable la utilización de losas de hormigón.
- La disposición de las rampas de acceso al puente ha determinado que las calzadas inferiores a ambos lados se desarrollen con dimensiones mínimas aceptables para la circulación en un sentido. Al mismo tiempo, la solución geométrica ha determinado una sensible reducción del ancho de las veredas, adoptándose valores de anchos mínimos. En el caso de procurar aplicar sobre estas vías urbanas una solución de tipo flexible, es necesario la conformación de un cordón cuneta, que inmediatamente genera una impresión de mayor reducción del ancho de la calzada.
- Finalmente, se entiende que, a consecuencia del desarrollo de los trabajos de construcción del puente, se deberán reconstruir las calzadas por debajo del tablero, en el espacio público ubicado fuera de la zona de afectación del ferrocarril. En estos espacios reducidos, si bien resulta factible, se entiende que es altamente dificultoso el desarrollo de los trabajos de compactación de mezclas asfálticas entre las posiciones de la pila del puente. En

consecuencia, se considera aconsejable la utilización al igual que en los casos antes considerados de una solución de pavimento rígido.

3.2 Tránsito

El análisis propuesto establece como base de cálculo la definición de un tránsito demandante de la estructura. En este sentido, los estudios ambientales, si bien no fijan valores específicos de tránsito derivado al sector de la obra, permiten considerar una demanda esperada base del orden de 1.500.000 vehículos en el año.

Estos valores han sido tomados como base para la ejecución de un cálculo estimado de los ejes equivalentes que demanda la obra. Se asume una tasa de crecimiento anual del tránsito de 3.5%, y un período de diseño del pavimento de 25 años. La Tabla 3.1 muestra las estimaciones de ejes equivalentes aplicables sobre la calzada principal.

Tránsito anual	1,500,000		vehículos por año
Diario ambos sentidos	4,110		vehículos por día
Diario un sentido	2,055		vehículos por día
Vehículos	Ómnibus	Camiones	
% participación	20%	5%	
Cantidad diaria	411	103	por día y carril
Eje Equiv por vehiculo	0.4	1.25	
Período de Diseño	25	25	años
Tasa Crecimiento	3.50%	3.50%	anual
Factor de Multiplicación	38.95	38.95	
Ejes Equivalentes	2,337,000	1,825,781	
Ejes Acumulados		4,162,781	

Tabla 3.1. Estimación de efectos destructivos de la cantidad de ejes equivalentes probables

En conclusión el diseño de la calzada principal se debe prever para un total de 4.2 millones de ejes equivalentes de aplicación en el diseño de pavimentos de hormigón. En el caso de las calzadas a nivel de superficie, solicitados en una forma sensiblemente inferior a la estimación anterior, han sido diseñadas para un volumen equivalente igual al 50% del anterior.

Los aspectos básicos de los diseños propuestos son los indicados a continuación.

3.3 Parámetros complementarios para el diseño

Los parámetros básicos empleados en la definición son:

- **Losa de Hormigón.** Se adopta para la losa el empleo de hormigones tipo H-30. Para este material se han adoptado los siguientes parámetros de diseño:
 - Módulo de rotura 45 kg/cm^2
 - Módulo de elasticidad del hormigón 355.000 kg/cm^2
- **Subbase de suelo – cemento.** Se adopta para la misma una condición de resistencia a la compresión simple de uso frecuente en estas obras por parte de la Dirección Nacional de Vialidad. Los valores empleados son:

- Resistencia a compresión simple a los 7 días 25 kg/cm^2
- Módulo de elasticidad de la mezcla¹ 38.000 kg/cm^2

- **Subrasante.** Se considera que la misma se conforma con el escarificado y la recompactación del terreno de apoyo de la estructura, y la conformación de una base de asiento. La misma se considera conformada con suelo seleccionado, compactado según las exigencias de la Dirección Nacional de Vialidad para la capa superior del terraplén.

Para la fijación del módulo de reacción de la subrasante, se ha tomado como referencia un valor soporte de diseño del 3% (al 95% de la densidad máxima en el caso de suelos del tipo A6). Se considera que esta condición de resistencia de los materiales se mantiene, por lo menos, un metro por debajo del nivel de la subrasante.

Según el espesor de la capa de subbase empleado, es el valor de módulo de reacción que desarrolla el conjunto cimiento-subbase. El método AASHTO requiere la definición de un módulo de reacción combinado entre la subrasante y la subbase prevista. Se ha considerado un espesor de subbase, obteniendo el valor que se indica a continuación:

Espesor subbase 15 cm $K_{\text{comb}} = 410 \text{ pci} = 11,52 \text{ kg/cm}^3$.

Este valor debe ser ajustado en función del coeficiente de degradación de la capacidad contributiva de la subbase (LS). El método propone valores estimativos de la curva de diseño a emplear según sean las características del material de subbase y de su módulo. En función de las características de la subbase se adopta un valor de curva LS igual a 0,25, con lo que el módulo combinado de subrasante, considerando los efectos de la subbase es igual a:

$$K_{\text{efect}} = 323 \text{ pci, es decir } 9,07 \text{ kg/cm}^3.$$

- **Coefficientes complementarios.** Se adoptan los siguientes valores:
 - **Factor de Transferencia de Carga.** Considerando que la estructura vial se vincula lateralmente con las veredas y componentes de muros de sostenimiento se adopta un factor de transferencia de carga igual a 2.70.
 - **Factor de confiabilidad.** Considerando el sistema como una arteria principal se adopta una valor de $R=85\%$.
 - **Coefficiente de Desviación Standard.** El método indica que en el caso de pavimentos de hormigón, el valor puede variar entre 0.34 y 0.39, dependiendo del grado de conocimiento que se tenga en relación con la variabilidad del tránsito aplicado. Para este diseño se ha adopta un valor de $SD = 0.39$.
 - **Variación del Índice de Serviciabilidad Presente.** Se adopta $\Delta PSI=2.00$.
 - **Coefficiente de Drenaje.** En el tipo de subbase que conforma la estructura y los suelos sobre los que se apoya, se ha adopta un coeficiente de drenaje $CD = 1.00$.

¹ Valor de módulo de elasticidad del material obtenido de tablas de relación entre resistencia a compresión y módulo del método AASHTO.

Para esta combinación de factores la estructura vial resultante en todos los pavimentos es la indicada en la Tabla 3.2.a correspondiente al diseño con sub-base de suelo cemento. En la Tabla 3.2.b se presenta el diseño de pavimento con la alternativa de sub-base de hormigón pobre, adoptando un espesor mínimo constructivo de 12 cm para esta capa.

<i>Capa</i>	<i>Espesor de capas (cm)</i>
Losa de hormigón	20
Subbase de suelo cemento	15
Base de Asiento de Suelo Compactado (subrasante)	20

Tabla 3.2.a. *Composición estructural de los pavimentos (Alternativa de sub-base de suelo cemento)*

<i>Capa</i>	<i>Espesor de capas (cm)</i>
Losa de hormigón	20
Subbase de hormigón pobre	12
Base de Asiento de Suelo Compactado (subrasante)	20

Tabla 3.2.b. *Composición estructural de los pavimentos (Alternativa de sub-base de hormigón pobre)*

Como se aprecia en el Anexo correspondiente adjunto a la presente memoria, la dimensión de aplicación estricta según requerimiento estructural del espesor de la losa de hormigón es de 19 cm. Sin embargo, se ha adoptado una dimensión mínima recomendable de 20 cm en la solución propuesta. En función de considerar que las dimensiones propuestas son las mínimas recomendables para este tipo de pavimento, se han adoptado iguales dimensiones para el pavimento de las calzadas laterales a las rampas.

3.4 Cálculo de barras de unión y pasadores

Siguiendo los lineamientos incorporados en el método del Instituto del Cemento Portland Argentino se tiene:

3.4.1 Barras de unión

Hipótesis de diseño:

Material: barras conformadas superficialmente de acero de alto límite de fluencia.

Longitud: 75 cm.

Espesor losa: 20 a 22 cm.

Distancia al borde libre más cercano: 3,00 m.

Según esta metodología resultan las separaciones máximas que indica la Tabla 3.3.

BARRAS		Separación Máxima (cm)	Separación Adoptada (cm)	Tipo de Acero
DIÁMETRO	LONGITUD			
10 mm	75 cm	53	50	Acero liso
12 mm	75 cm	77	70	Acero liso
12 mm	75 cm	> 100	100	Conformado

Tabla 3.3. Definición de dimensiones de barras de unión

Con vistas en la modulación de losas de 3.50 m da 4.50 m de longitud, se adopta finalmente una separación entre barras de unión para la junta longitudinal en el eje de la calzada igual a 100 cm, localizando la primera barra en cada losa a 75 cm de la esquina de la junta de contracción.

Para espesor de losa de 20 cm, por requerimientos estructurales se adoptan barras de unión de acero conformado, con diámetro de 12 mm y longitud de 75 cm, dispuestas en el eje de la calzada y separadas entre sí 100 cm, localizando la primera barra de cada losa a 75 cm de la esquina de la junta de contracción.

Sobre las juntas de dilatación, longitudinales o transversales, se prevé la utilización de barras de acero liso de diámetro 16 mm, de 50 cm de largo, cada 75 cm.

3.4.2 Pasadores

En las juntas de contracción transversales se prevén pasadores de acero liso común pintados. Dado los espesores de losa involucrados, se opta por seguir las recomendaciones del caso hechas por la metodología según se detalla en la Tabla 3.5 junto a las características finalmente adoptadas:

CARACTERÍSTICAS DE LOS PASADORES	SUGERIDO	ADOPTADO
- Separación entre barras	30 cm	30 cm
- Diámetro de barras	1/8 espesor losa	25 mm
- Longitud (juntas de contracción)	40 cm	45 cm

Tabla 3.5. Dimensionamiento de barras pasadores

3.4.3 Dimensionado de losas

Se contempla la construcción de la calzada mediante hormigonado de losas individuales de 3.00 m a 4.00 m de ancho. La junta longitudinal (cosida mediante barras de unión de acero conformado) se materializará en el ancho indicado.

La longitud establecida para cada losa varía, en general, entre 3.50 m y 4.50 m, guardando una relación de 1.15, aproximadamente, la cual es inferior al valor convencionalmente aceptado de 1.20.

4. Diseño de Puentes y Estructuras

El Proyecto del Viaducto Puente del Cruce Junín, fue desarrollado siguiendo los lineamientos generales del Reglamento de Puentes de la Dirección Nacional de Vialidad, teniendo en cuenta los condicionantes funcionales, topográficos, geotécnicos y hechos existentes del lugar de emplazamiento de la obra.

El diseño del puente respeta los gálibos, rasante y geometría del diseño vial, resultando dos puentes de un (1) tramo cada uno; el Tramo 1 correspondiente al cruce sobre las vías del ferrocarril de 30.0 m de longitud y un ángulo de desviación en planta respecto a las vías de 33.0°, y el Tramo 2 correspondiente al cruce sobre la Av. Rivadavia de 23.4 m de longitud con un ángulo de desviación en planta de 30.2°.

En el caso de ambos puentes la geometría del tablero es variable, acomodándose sus dimensiones a la geometría de las ramas del diseño vial. En los dos casos se disponen defensas tipo New Jersey de 0.36 m de ancho a ambos lados del tablero.

4.1 Criterios de diseño

El cálculo del puente se realizó para las cargas de diseño de la Categoría A-30 del Reglamento “Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado” de la Dirección Nacional de Vialidad (D.N.V.). El diseño de secciones de hormigón armado y pretensado se realizó según el Reglamento CIRSOC 201, Tomos 1 y 2 (1982 y modif.).

El puente en estudio se encuentra emplazado en zona sísmica 0 según el Reglamento INPRES-CIRSOC-103, por lo tanto no se consideran acciones sísmicas sobre la estructura.

4.2 Estribos del puente

La solución adoptada para los estribos del puente consiste en estructuras tipo pórtico formado por pilotes-columna y una viga superior de hormigón armado que soporta las cargas verticales del tablero y las fuerzas laterales de frenado, viento y movimientos lentos por fluencia, retracción y variación de temperatura del tablero.

Por detrás del estribo se ubica el terraplén de suelo mecánicamente reforzado, con un revestimiento de escamas de hormigón, que contiene el suelo del terraplén de acceso y soporta los empujes frontales y laterales de suelo.

La estructura de los estribos de hormigón armado E1 y E2 están constituidos por cinco pilotes columnas de 1.00 m de diámetro y una viga superior de bancada de sección rectangular de 1.40 m de ancho y 1.00 m de altura que sirve de apoyo a las vigas del tablero, con sus respectivos muros frontal y laterales.

La estructura de los estribos de hormigón armado E3 y E4 están constituidas por dos pilotes columnas de 1.00 m de diámetro y una viga superior de bancada de sección rectangular de 1.40 m de ancho y 1.00 m de altura que sirve de apoyo a las vigas del tablero, con sus respectivos muros frontal y laterales.

En función del Estudio de Suelos realizado en el lugar de emplazamiento de la obra, se ha determinado una cota de fundación de los pilotes de los Estribos E3 y E4 a una profundidad de 20 m respecto al nivel de terreno natural, mientras que los pilotes de los estribos E1 y E2 se fundaran a una profundidad de 26 m previendo el futuro túnel ferroviario del soterramiento.

El hormigón de los pilotes será tipo H-25 con cemento ARS, y el hormigón del resto del estribo será tipo H-21 con cemento normal.

4.3 Tablero del puente

El tablero del puente del Tramo 1 está constituido por cinco (5) vigas pretensadas de 1.50 m de altura, con una losa superior de 0.20 m de espesor mínimo, compuesta por prelosas estructurales de 0.05 m de espesor complementadas con un hormigón armado de segunda etapa de 0.15 m. En los extremos del tablero se ha previsto la ejecución de vigas transversales de hormigón armado. La viga pretensada será de hormigón tipo H-38 y el resto del tablero de hormigón H-21.

El diseño del tablero se completa con las defensas vehiculares tipo New Jersey, juntas de dilatación elásticas y losas de aproximación en los extremos del puente, carpeta de rodamiento y desagües de calzada.

El tablero del puente del Tramo 2 está constituido por tres (3) vigas pretensadas de 1.25 m de altura, con una losa superior de 0.20 m de espesor mínimo, compuesta por prelosas estructurales de 0.05 m de espesor complementadas con un hormigón armado de segunda etapa de 0.15 m. En los extremos del tablero se ha previsto la ejecución de vigas transversales de hormigón armado. La viga pretensada será de hormigón tipo H-38 y el resto del tablero de hormigón H-21.

El diseño del tablero se completa con las defensas vehiculares tipo New Jersey, juntas de dilatación elásticas y losas de aproximación en los extremos del puente, carpeta de rodamiento y desagües de calzada.

4.4 Método constructivo

Con relación al método constructivo, las vigas serán prefabricadas y pretensadas en taller, transportadas a obra, y el montaje de las vigas se realizará utilizando equipos y grúas de capacidad de carga adecuada. La losa de tablero se construirá con un sistema mixto de prelosas prefabricadas que cumplen la función de encofrado y contienen la armadura inferior resistente, y una capa de compresión ejecutada in situ en segunda etapa. Las pilas y estribos serán construidos con hormigón ejecutado in situ, mientras que las fundaciones serán ejecutadas mediante pilotes excavados.

4.5 Prueba de carga

Con el objeto de verificar el comportamiento estructural del puente, se realizará una prueba de carga estática al finalizar la construcción de la obra.

La prueba de carga estática se realizará mediante la aplicación de un tren de cargas representativo de las cargas móviles de diseño del puente, con el objeto de determinar los siguientes aspectos del comportamiento estructural del puente:

- i) La rigidez de la estructura, en función de la máxima flecha medida en la prueba de carga, y su comparación con las previsiones del modelo numérico del puente.
- ii) La deformación remanente para un ciclo de carga y descarga.
- iii) La capacidad para resistir sin daño las solicitaciones máximas normales de la estructura.

5. Anexo de Diseño Vial Geométrico

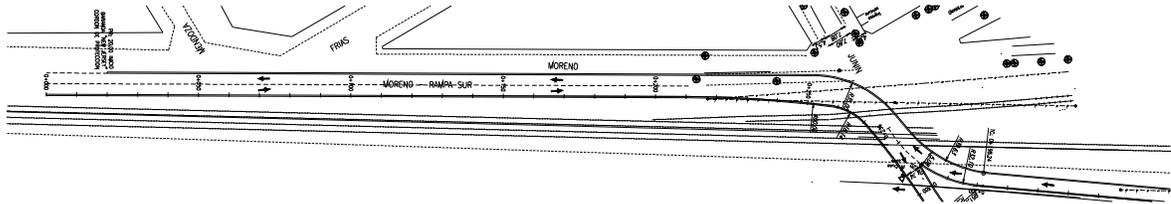


Figura 5.1. Detalle de la geometría horizontal sobre Calle Moreno

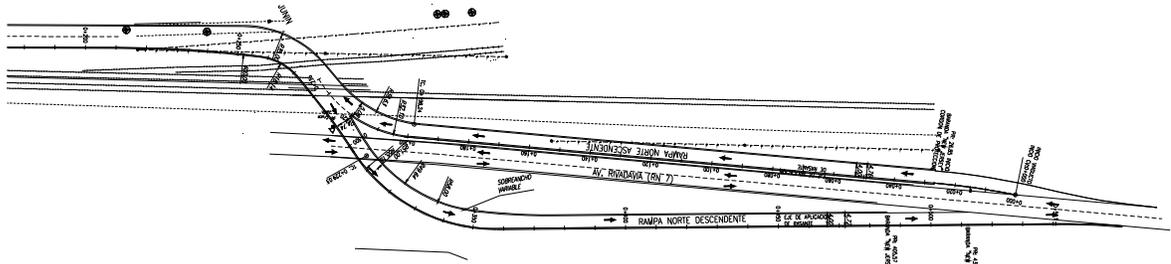


Figura 5.2. Detalle de la geometría horizontal sobre Av. Rivadavia

Segmento	Progresiva Inicio	Progresiva Final	Alineamiento	Longitud	Radio	Interna	Externa	Longitud de Tangente	Progresiva Vértice
1	0+000.00m	0+210.81m	Tangente	210.814m	0	0	0	0	0
2	0+210.81m	0+257.54m	Curva	46.726m	400	6.6931 (d)	173.3069 (d)	23.390m	0+234.20m
3	0+257.54m	0+271.24m	Curva	13.705m	18,5	42.4455 (d)	137.5545 (d)	7.184m	0+264.72m
4	0+271.24m	0+302.57m	Curva	31.329m	240	7.4793 (d)	172.5207 (d)	15.687m	0+286.93m
5	0+302.57m	0+357.67m	Curva	55.097m	55	57.2413 (d)	122.7587 (d)	30.094m	0+332.67m
6	0+357.67m	0+540.87m	Tangente	183.196m	0	0	0	0	0

Tabla 5.1. Geometría horizontal Viaducto Junin - Av. Rivadavia Rampa descendente

Segmento	Progresiva Inicio	Progresiva Final	Alineamiento	Longitud	Radio	Interna	Externa	Longitud de Tangente	Progresiva Vértice
1	0+000.00m	0+026.85m	Curva	26.847m	400	6.2530 (d)	173.7470 (d)	13.437m	0+013.44m
2	0+026.85m	0+198.10m	Curva	171.256m	18,5	0	0	0	0
3	0+198.10m	0+235.84m	Curva	37.732m	240	56.1530 (d)	123.8470 (d)	20.537m	0+218.64m

Tabla 5.2. Geometría horizontal Rampa Ascendente Rivadavia

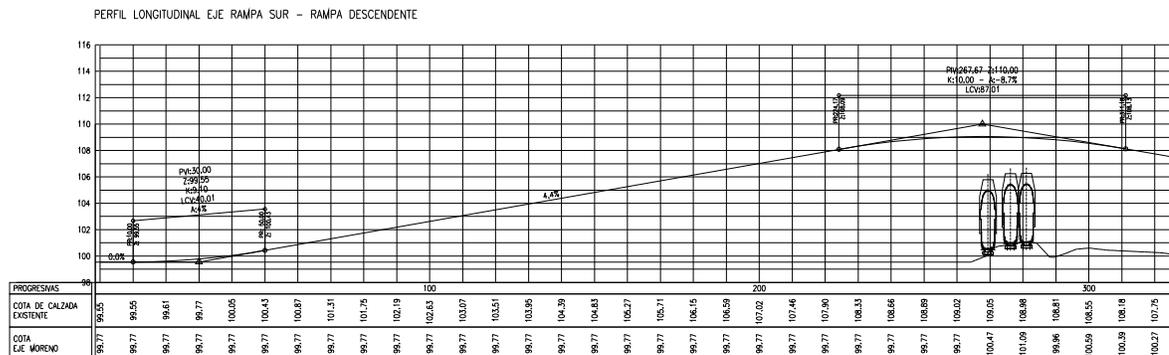


Figura 5.3. Detalle de la geometría Vertical Rampa Moreno

Vértice	Progresiva m	Cota m	Pendiente de entrada %	Pendiente de salida %	Cambio de pendiente %	Tipo de Curva	Acuerdo	Longitud de la Curva m	Radio de la Curva m
1	0+000.00m	99.551m	0	0.00%	0				
2	0+030.00m	99.551m	0.00%	4.40%	4.40%	Convexa	Parabólico	40,01	910
3	0+267.67m	110.000m	4.40%	-4.30%	8.70%	Concava	Parabólico	87,01	1.000
4	0+500.00m	100.000m	-4.30%	0.00%	4.30%	Concava	Parabólico	38,74	900
5	0+540.00m	100.000m	0.00%						

Tabla 5.3. Detalle de la geometría Vertical Viaducto Moreno – Rampa Norte descendente

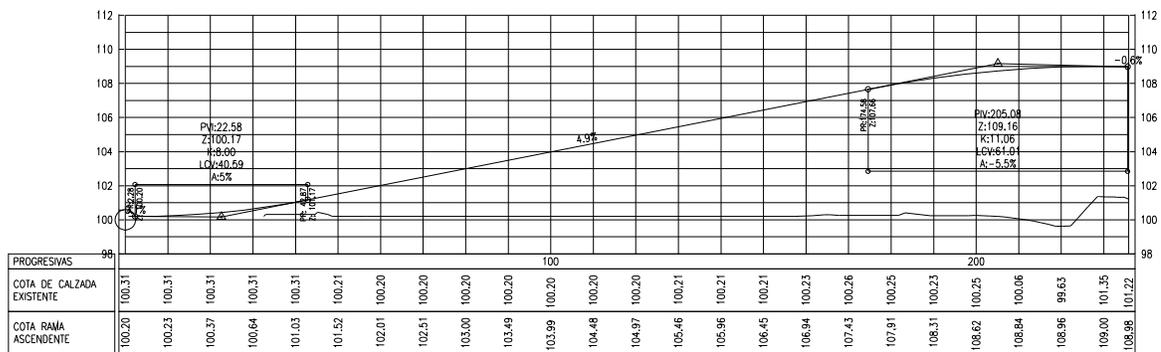


Figura 5.4. Detalle de la geometría Vertical Rampa ascendente Av. Rivadavia Norte

Vértice	Progresiva m	Cota m	Pendiente de entrada %	Pendiente de salida %	Cambio de pendiente %	Tipo de Curva	Acuerdo	Longitud de la Curva m	Radio de la Curva m
1	0+000.76m	100.203m	0	-0.15%	0				
2	0+022.58m	100.171m	-0.15%	4.93%	5.07%	Concava	Parabólico	40,59	800
3	0+205.08m	109.163m	4.93%	-0.59%	5.52%	Convexa	Parabólico	61,01	1.106
4	0+235.84m	108.981m	-0.59%	0,00%	0			0,00	0

Tabla 5.4. Geometría Vertical Rampa ascendente Av. Rivadavia Norte

6. Anexo de Diseño Estructural Vial

CALCULO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS SEGÚN METODO AASHTO'93

PROYECTO: Soterramiento Sarmiento-Cruce Sobrelevado Junin-Calzada Principal
Vida de la Estructura 25 años

DATOS DE CALCULO	Datos	Un Ingles	Métrico	Internac
DATOS DE TRAFICO				
EJES EQUIVALENTES ACUMULADOS 8000 kg (18 Kip) ESALS		4,200,000		
PROPIEDAD DE LA SECCION DE PAVIMENTO				
MODULO DE ROTURA DEL HORMIGON	Sc	649 psi	46 kg/cm2	4512.6 kPa
MODULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGON	Ec	5,009,760 psi	355,000 kg/cm2	34825500 kPa
MÓDULO DE REACCIÓN EFECTIVO				
VALOR SOPORTE DE LA SUBRASANTE			3.00 %	
MODULO RESILIENTE SUBRASANTE	Mr	4,234 psi	300 kg/cm2	29,430 kPa
ESPESOR DE LA SUBBASE	MATERIAL: Base Granular + Asfalto	6.0 in	15.00 cm	0.15 mts
MODULO ELASTICO SUBBASE	Esb	536,256 psi	38,000 kg/cm2	3,727,800 kPa
MODULO DE REACCION INICIAL COMPUESTO DE SUBRASANTE	adoptado	410 pci	formula orientativa 11.52 kg/cm3	112.97 MN/m3

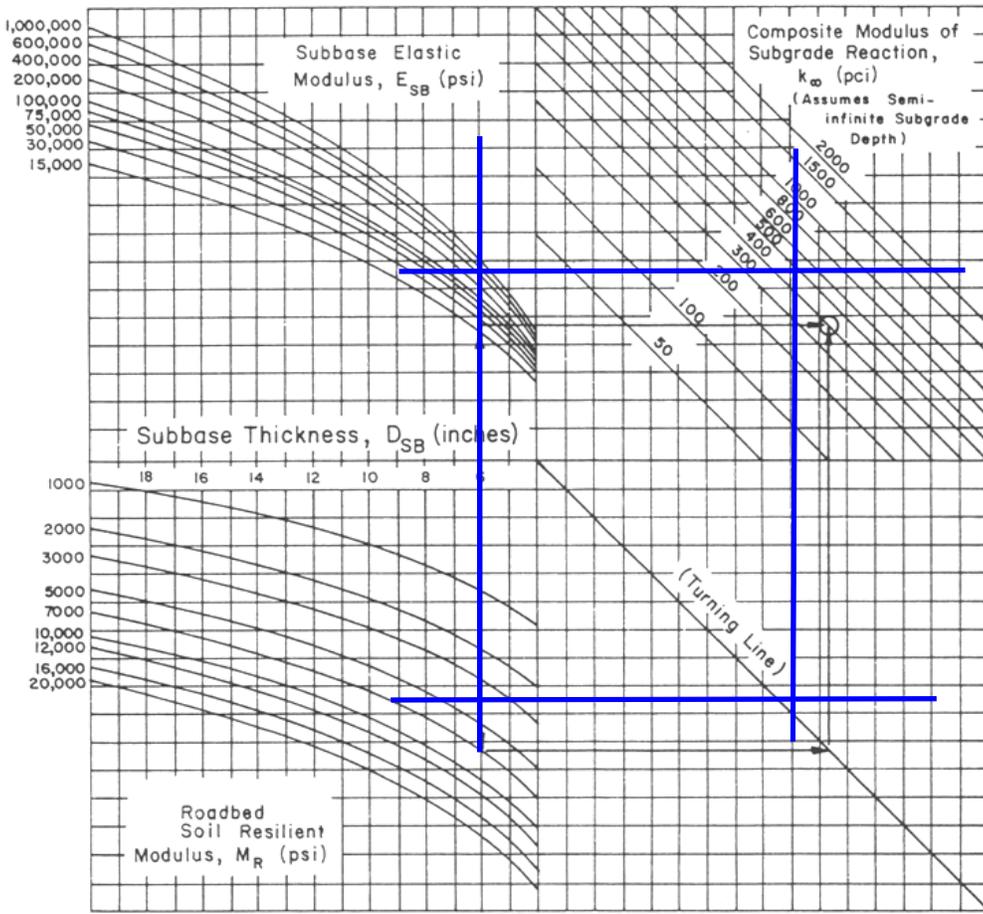
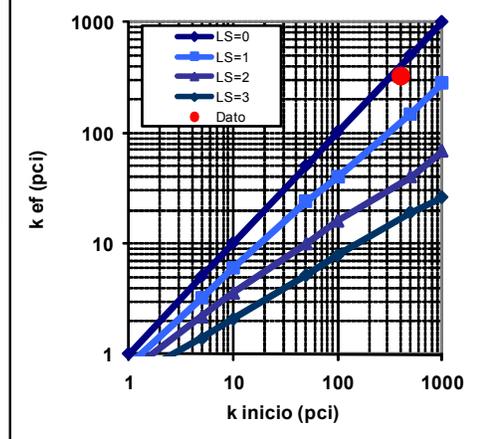


Figure 3.3. Chart for Estimating Composite Modulus of Subgrade Reaction, k_{∞} , Assuming a Semi-Infinite Subgrade Depth. (For practical purposes, a semi-infinite depth is considered to be greater than 10 feet below the surface of the subgrade.)

Coeficiente de Pérdida de Capacidad (según el material que ocupa la subbase)	Módulo (Mpa)		Rango
	Mínimo	Máximo	
Base Granular Tratada con Cemento	7,086	14,172	0,0 a 1,0
Mezclas de agregados con Cemento	3,543	7,086	
Base Tratada con Asfalto	2,480	7,086	
Mezcla Bituminosa Estabilizada	283	2,126	
Suelo Cal	142	496	1,0 a 3,0
Estabilizado Granular	106	319	
Subrasante natural o suelos finos	21	283	2,0 a 3,0



LS Adoptado **0.25**

MODULO DE REACCION COMPUESTO DE SUBRAS k **322.73 pci** **9.07 kg/cm3** **89.03 MN/m3**

Ajustado según las Fig. 3.3, 3.4 y 4.5 de la Guía AASHTO

FACTOR DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J)

Pavimento	Disponibilidad de sistemas de transferencia de carga					
	Banq No Pavimentada		Banquinas de Asfalto		Banquina Hormigón	
	Con	Sin	Con	Sin	Con	Sin
Con juntas	3.2	3.8 - 4.4	3.2	3.8 - 4.4	2.5 - 3.1	3.6 - 4.2
Continuo	2.9	S/D	2.9 - 3.2	S/D	2.3 - 2.9	S/D

adoptado **2.70**

FACTOR DE CONFIABILIDAD, Zr

Clasificación Funcional	Confiability recomendada	
	Urbano	Rural
Rutas Interestatales y autopistas	85 - 99.9	80 - 99.9
Arterias principales	80 - 99	75 - 95
Colectoras	80 - 95	75 - 95
Locales	50 - 80	50 - 80

Tabla de Referencia

R	Zr	R	Zr	R	Zr
50.0	0.000	90.0	-1.282	96.0	-1.751
60.0	-0.253	91.0	-1.340	97.0	-1.881
70.0	-0.524	92.0	-1.405	97.5	-1.960
75.0	-0.674	93.0	-1.476	98.0	-2.054
80.0	-0.842	94.0	-1.555	99.0	-2.326
85.0	-1.037	95.0	-1.645	99.9	-3.750

Valor Adoptado **R % = 85** **Zr = -1.037**

DESVIACION STANDARD GENERAL (SD)

adoptado **0.39**

FACTOR DE SERVICIBILIDAD FINAL Pt

adoptado **2.50**

Valores recomendados

- Pt Tipo de calle o calzada
- 2.5 a 3.0 Rutas principales o interestatales
- 2.0 Rutas secundarias, residenciales, estacionamientos, etc.

Δ PSI **2.00**

COEFICIENTE DE DRENAJE (CD)

Calidad de Drenaje	Evacuación de agua en	Porcentaje de tiempo que el pavimento está expuesto a niveles de humedad de saturación			
		<1%	1 - 5%	5 - 25%	> 25%
Excelente	2 horas	1.25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10
Bueno	1 día	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00
Regular	1 semana	1.15-1.00	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90
Malo	1 mes	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80
Muy Malo	no drena	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80-0.70	0.70

adoptado **1.00**

RESULTADOS DE ESPESORES

MATERIAL	ALTURA	
LOSA DE HORMIGON	7.50 in	18.90 cm
SUBBASE Base Granular + Asflat	5.95 in	15.00 cm
TOTAL	13.45 in	33.90 cm