



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

“DISEÑO DE PAVIMENTO Y AGUAS LLUVIAS AVENIDA BALMACEDA, DESDE CALLE ECUADOR HASTA KM. 1.6, VALDIVIA.”

Tesis para optar al título de:
Ingeniero Civil en Obras Civiles.

Profesor Guía:
Sr. Sergio Encina B.
Ingeniero Civil

PAMELA ANDREA POSTLER CARRILLO
VALDIVIA – CHILE
2007

INDICE

RESUMEN - ABSTRACT

Pág.

CAPITULO I

Introducción General y Antecedentes Preliminares del Estudio

1.1. Introducción	4
1.2. Antecedentes Generales del Sector	6
1.3. Información Técnica del Terreno	8
1.3.1. Descripción Física	8
1.3.2. Estado Mecánica de Suelos	8
1.4. Objetivos	17
1.5. Metodologías	18

CAPITULO II

Entidades Fiscalizadoras

2.1. SERVIU	20
2.2. Ferrocarriles del Estado	21
2.2.1. Reglamento de Ductos para Atravesar con Sólidos, Líquidos o Gases las Líneas de los Ferrocarriles del Estado	22
2.2.2. Infraestructura de Cruce	27
2.2.3. Cruces a Nivel	33

CAPITULO III

Teoría Elemental para el Diseño de Proyectos de Pavimentación

31. Antecedentes Básicos para Proyectos de Pavimentación	35
3.1.1. Clasificación de los Vehículos	35
3.1.2. Estratigrafías de Tránsito	36
3.1.3. Clasificación de las Vías	36
3.1.4. Estimación del Tránsito Futuro	38
3.1.5. Diseño Geométrico	38

3.1.6. Método de Diseño para Pavimentos	51
3.1.7. Diseño Estructural de Pavimentos Rígidos	66
3.2. Sistema de Aguas Lluvias	75
3.2.1. Obras de Captación y Conducción de Aguas Lluvias	75
3.2.2. Obras de Drenaje Superficial	76
3.2.3. Sumideros, Cámaras y Rejillas	76
3.2.4. Criterios de Diseño	78
3.2.5. Bases de Cálculo	78

CAPITULO IV

Mecánica de Suelos

4.1. Muestreo	90
4.2. Resultados Obtenidos	91
4.2.1. Estratigrafías	91
4.2.2. Resultados Ensayos CBR	103
4.2.3. Clasificación de Suelos	119

CAPITULO V

Diseño del Proyecto

5.1. Memoria de Cálculo	125
5.2. Especificaciones Técnicas Generales	135
5.3. Presupuesto Estimativo	143

CAPITULO VI

Conclusiones

- Conclusión	144
--------------------	-----

CAPITULO VII

Anexos

- Anexo N° 1: Fotografías del Sector	146
- Anexo N° 2: Permiso para Muestreo	159
- Anexo N° 3: Fotografías Muestreo	161
- Anexo N° 4: Datos de Recepción de Obras de Pavimentación	169
- Anexo N° 5: Tipos de Sumideros y Detalles Constructivos	172
- Anexo N° 6: Tablas Utilizadas en el Diseño de la Solución de Aguas Lluvias	175
- Anexo N° 7: Determinación de la Capacidad de Soporte CBR del Suelo	178
- Anexo N° 8: Clasificación de Suelos	188
- Anexo N° 9: Relación entre Flexión y compresión para hormigones ...	209

BIBLIOGRAFIA

- Bibliografía	212
----------------------	-----

PLANOS

RESUMEN

La presente memoria consiste fundamentalmente en elaborar el proyecto de pavimentación de la Avenida Balmaceda , en el sector de Collico, en la ciudad de Valdivia.

En su parte medular, este estudio se desglosa y entrega las soluciones que son requeridas en pavimentación y aguas lluvias.

ABSTRACT

The present memory consists fundamentally on elaborating the project of pavement of the Balmaceda Avenue, in the sector of Collico, in the city of Valdivia.

In their medullary part, this study is removed and the solutions that are required in pavement and waters rains surrenders.

CAPITULO I
INTRODUCCIÓN GENERAL Y ANTECEDENTES PRELIMINARES
DEL ESTUDIO

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN GENERAL Y ANTECEDENTES PRELIMINARES DEL ESTUDIO

1.1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de este estudio nace de la necesidad de poder diseñar un pavimento de tal forma que nos permita suplir las necesidades de drenaje de aguas lluvias en forma óptima y que nos permita dar un mayor confort a los conductores que transitan a diario por dicha Avenida. Las necesidades viales van cambiando a medida que transcurre el tiempo. Este sector, Collico, donde se encuentra la Avenida en estudio se ha transformado en un sector industrial, por ende esta Avenida es una vía obligada para quienes se dirigen a una serie de empresas e industrias allí ubicadas, como lo son: Premix, Masisa, El molino Collico, etc. Con estos antecedentes es fácil deducir la necesidad de realizar un rediseño geométrico y estructural de la vía, pues ha aumentado el flujo vehicular y con ello el peso que debe soportar dicho pavimento; además dicha Avenida carece de un diseño adecuado para camiones de la envergadura que por allí circulan, carece de peraltes adecuados, de curvas amplias y bien diseñadas, el espesor del pavimento tampoco es el adecuado, y el problema del drenaje de las aguas no ha sido solucionado en forma adecuada.

Las acciones que se desarrollan para enfrentar los problemas de drenaje de las aguas lluvias en los sectores urbanos requieren una gran coherencia y continuidad debido a la intervención de múltiples agentes y a la interacción que presentan las acciones que se pueden plantear. El propio escurrimiento de las aguas sobre la superficie urbana hace que en cada sector se sufran las consecuencias de lo que ocurre aguas arriba, y genere a su vez obligaciones y efectos hacia aguas abajo. Parece importante, entonces, establecer ciertas normas mínimas para compatibilizar los diferentes desarrollos dentro de un esquema general coherente.

Entre los problemas que genera la urbanización en relación a las aguas lluvias se destacan el incremento del volumen de escorrentía y el aumento de los caudales máximos a evacuar debido a la impermeabilización del suelo. La solución tradicional basada exclusivamente en redes de colectores de aguas lluvias incrementa ambos fenómenos. Además, debido a que los colectores deben proporcionar un estándar de protección adecuado, su diseño es tal que su funcionamiento a plena capacidad en condiciones de diseño es eventual, encareciendo la solución de los problemas generados por las aguas lluvias en las Zonas urbanas.

El problema de las aguas lluvias en zonas urbanas tradicionalmente se ha enfrentado de manera de drenar y evacuar rápidamente los posibles excesos conduciéndolos mediante redes de colectores hacia el cauce natural más cercano. Recientemente se han planteado algunas observaciones ambientales a este esquema debido a los impactos que esta práctica produce en el sistema natural de drenaje hacia aguas abajo de los lugares de descarga, fundamentalmente en relación al incremento de los riesgos de inundación y el aumento de erosión y sedimentación en los cauces. Adicionalmente también se cuestiona que el enfoque tradicional afecta el balance hídrico natural, causa efectos de choque por la descarga concentrada de contaminantes, o contribuye al mal funcionamiento de unidades de tratamiento, en el caso de sistemas que reciben flujos contaminados de aguas servidas y aguas lluvias.

Por otra parte el diseño de los elementos constitutivos de la vialidad urbana, entendida ésta como parte inseparable de un contexto espacial urbano, debe contribuir al mejoramiento del sistema de transporte de nuestras ciudades y a la defensa de los valores urbanísticos que sobreviven en ellas.

Se mostrarán datos informativos a modo de complemento, para tener un panorama general del sector, que permita conocer una realidad, que se busca solucionar.

1.2. ANTECEDENTES GENERALES DEL SECTOR

El sector de Collico se encuentra en uno de los extremos de la ciudad de Valdivia en la provincia de Valdivia, Décima Región de Los Lagos.

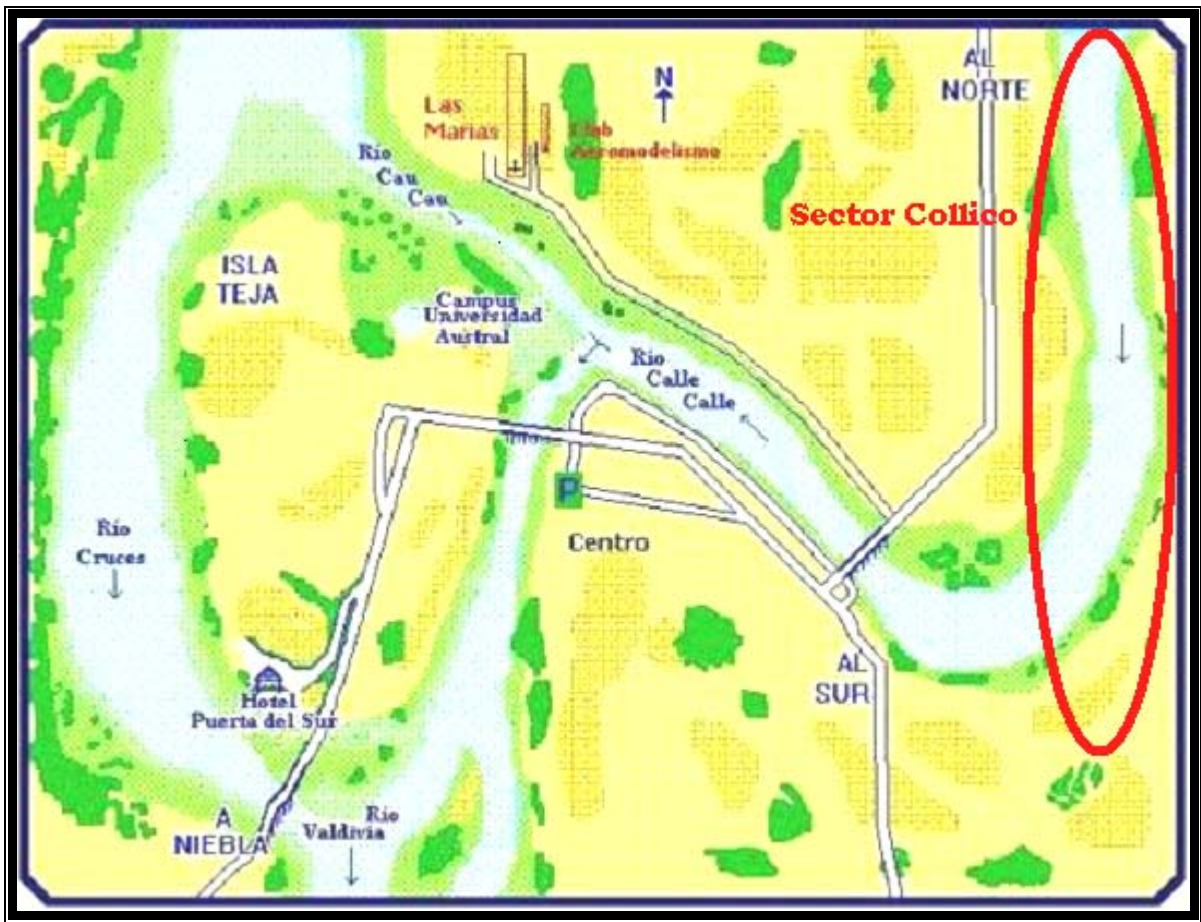


Figura 1.2.1. Ubicación del sector en estudio

Valdivia se caracteriza por poseer un clima Templado Lluvioso con influencia mediterránea. Las precipitaciones promedio anuales superan los 2.264 mm, llegando hasta 3.500 mm.

El sector de Collico se caracteriza hoy en día por haberse convertido en un sector industrial, lo cual nos lleva a tomar como antecedente para el diseño del pavimento el aumento del flujo vehicular, y también el aumento del tonelaje que deberá soportar la calle.

El tramo de la Avenida Balmaceda que se diseña, parte desde su intersección con calle Ecuador hasta el Km. 1,6; este tramo se encuentra bordeando prácticamente el río Calle-Calle, como se puede apreciar en la fotografía aérea del sector; en dicha fotografía se encuentran marcados los puntos entre los cuales se realizará este diseño.

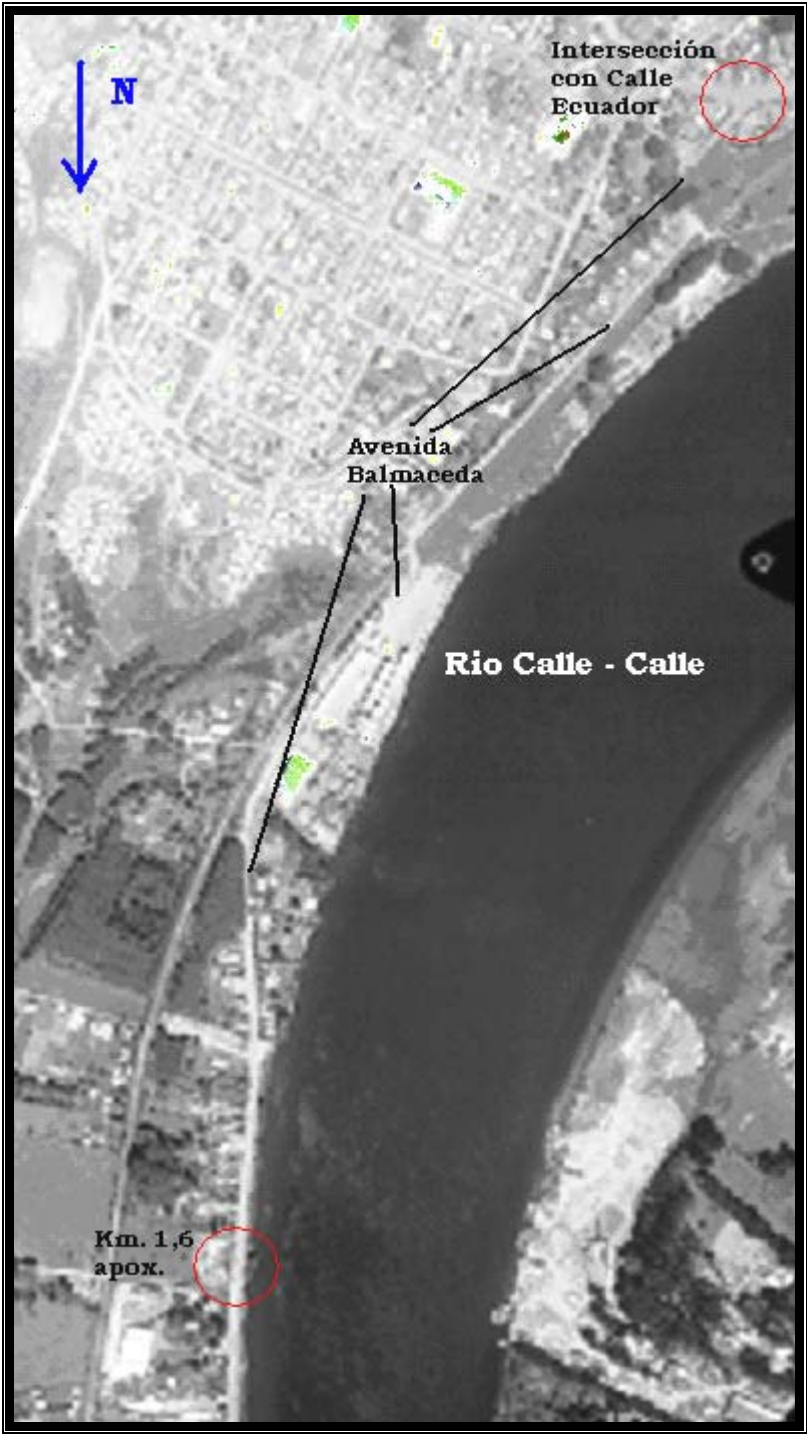


Figura 1.2.2. Ubicación tramo del estudio
Fuente: SERVIU

1.3. INFORMACIÓN TÉCNICA DEL TERRENO

Se refiere sólo a los aspectos descriptivos, pues el complemento técnico, basados en ensayos de laboratorio, se ubican en el Capítulo IV: Mecánica de Suelos.

1.3.1. DESCRIPCIÓN FÍSICA

El terreno donde se localiza el tramo de la Avenida Balmaceda que se diseñará, se ubica en el sector de Collico dentro del radio urbano de la ciudad de Valdivia, entre la calle Ecuador y el Km. 1,6.

La topografía es bastante regular en cuanto a la superficie que alberga la actual calzada, pues se trata de una calle existente, siendo sus pendientes casi imperceptibles. Cabe mencionar que dentro del diseño se pretende subir la cota de la rasante, esto como solución al problema de las inundaciones producto de las subidas del río en invierno. El replanteo del sector fue realizado con una Estación Total.

1.3.2. ESTADO MECÁNICA DE SUELOS

En el Capítulo IV, referido a los ensayos de mecánica de suelos realizados en el laboratorio de la Universidad, LEMCO, se presentan los datos relevantes del terreno, además de los resultados de otros ensayos que son un complemento requerido para realizar el diseño de las soluciones de pavimentación y aguas lluvias.

Como referencia para los ensayos de laboratorio, estratigrafías y clasificación de suelos, se han consultado tres mapas donde se dan a conocer las características de los suelos de Valdivia, analizando específicamente el sector de Collico, los cuales son:

- Geología para el Ordenamiento Territorial: Área de Valdivia. Región de Los Lagos. Del Servicio Nacional de Geología y Minería. Chile. Mapa 6: Aptitud de los Suelos para la Construcción.

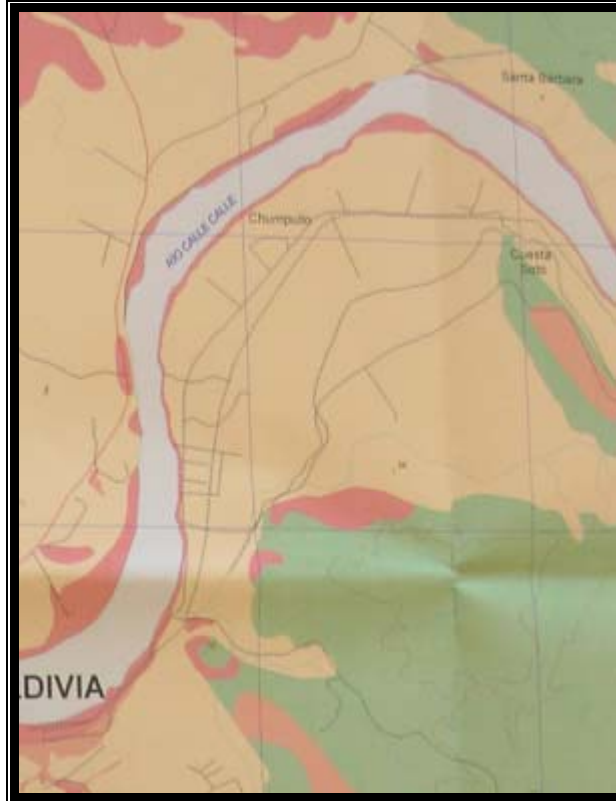


Figura 1.3.2.3. Mapa Geológico del Sector
Fuente: Carta Geológica de Chile

Es posible apreciar que hay dos colores en el mapa en el sector de Collico: rojo y naranja, lo cual indica lo siguiente:

Color	Descripción	Problemas Asociados
Rojo	Muy Mala: Corresponde, principalmente, a las zonas de humedales, vegas, rellenos artificiales y zonas de peligro de remociones en masa.	Mayores daños a infraestructura y edificios durante el terremoto de 1960. Sobrecarga puede causar subsidencias, licuefacción de los sedimentos, debido a exceso de presión de agua, y estrujamiento lateral de sedimentos. En la rivera de los ríos, se puede producir deslizamientos debido a la falta de confinamiento y al alto grado de saturación.
Naranja	Regular: Principalmente sedimentos fluvioestuarinos antiguos, algunas zonas de depósitos fluviales y estuarinos recientes y zonas de peligro de remociones en masa.	Sobrecarga puede causar subsidencias, licuefacción de los sedimentos, debido al exceso de presión de agua, y al estrujamiento lateral de sedimentos.

Tabla 1.3.2.1.

- Geología para el Ordenamiento Territorial: Área de Valdivia. Región de Los Lagos. Del Servicio Nacional de Geología y Minería. Chile. Mapa 6a: Características Geotécnicas Básicas.

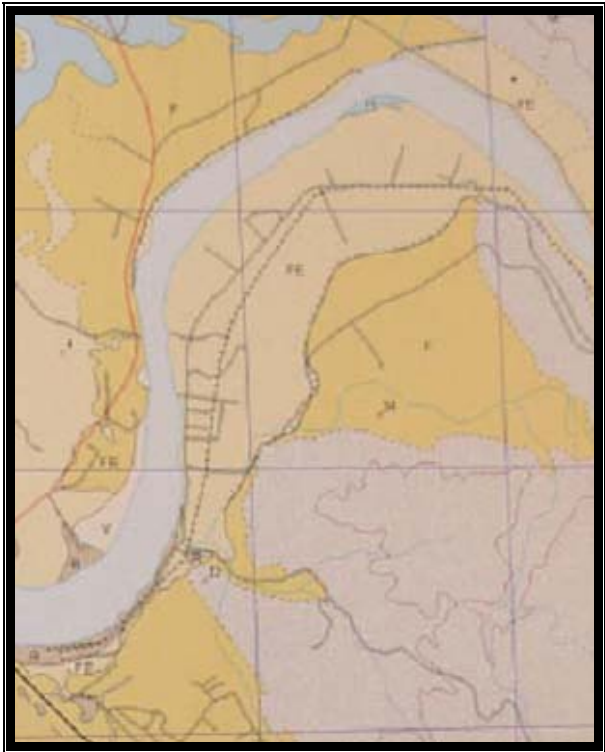


Figura 1.3.2.4. Características Geotécnicas Básicas

Fuente: Carta Geológica de Chile

Se puede notar que hay dos colores en el mapa en el sector de Collico: café claro R y naranja claro FE, lo cual nos indica lo siguiente:

Color	Descripción	Características geotécnicas
Café claro R	Relleno Artificial: composición y espesores muy variables. Contiene arcillas, limos, arenas, gravas, escombros, maderas, desechos y bloques de roca. Los espesores van desde algunos centímetros hasta 9 m en el caso de algunos terraplenes de calles.	Muy variables (malas a buenas). En algunos sectores, presentan un alto contenido de agua. En general, posee alta compresibilidad debido a la escasa compactación. Mayores daños a infraestructura y edificios durante el terremoto de 1960.
Naranja claro FE	Depósitos fluviales y estuarinos: sedimentos recientes constituidos por gravas, arenas, limos y arcillas con algunos lentes de alto contenido orgánico.	Medio a alto contenido de agua. Arenas de compacidad media y de baja compresibilidad. Limos y arcillas de alta a baja plasticidad, consistencia baja y compresibilidad alta. Lentes de alto contenido orgánico potencialmente agresores del hormigón y del hierro de estructuras enterradas.

Tabla 1.3.2.2.

- Base Topográfica: Reducción del Levantamiento Aerofotogramétrico 1961 (OEA)

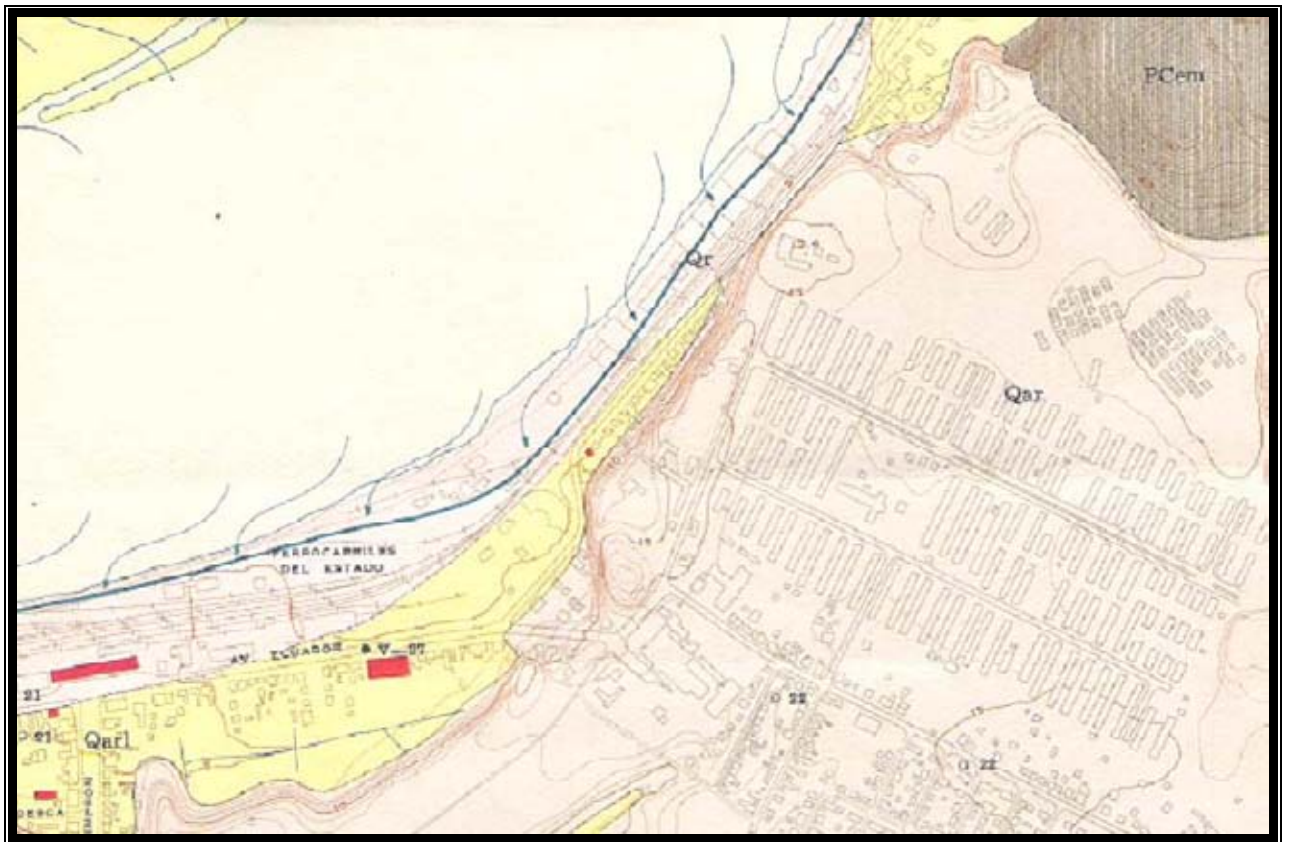


Figura 1.3.2.5. Base Topográfica

Fuente: Instituto de Investigaciones Geológicas Chile

En este mapa podemos notar tres colores que corresponden al sector de Collico los cuales nos entregan una detallada descripción de estos suelos:

- ❖ Rosado bordeando el río, definida con la sigla Qr, que corresponde a Relleno Artificial:

Con respecto a la litología el relleno artificial colocado antes de los sismos de 1960 consiste en una mezcla heterogénea de limo, arena y ripio con escombros, maderas y desechos. En cambio, las zonas inundadas por el río Calle-Calle, después de los sismos referidos, se han rellenado principalmente con esquistos micáceos muy alterados y con los escombros de los edificios destruidos.

Este relleno se encuentra en las partes bajas de la ciudad rellenando antiguas áreas pantanosas y áreas sujetas a inundaciones periódicas. También forma terraplenes de calles y de acceso a los puentes.

El espesor de este relleno varía desde algunos centímetros hasta 3 m. En los accesos a los puentes y en algunos terraplenes de calles alcanza excepcionalmente 9 m.

En cuanto a las relaciones estratigráficas, el relleno artificial se apoya sobre las arenas limosas (Qarl) y el limo arcilloso orgánico. En ciertas áreas, el limo arcilloso orgánico que subyace al relleno artificial, tiene menor consistencia que el resto de la unidad, debido a su mayor contenido de agua.

Posee baja permeabilidad. La parte inferior del relleno artificial de las antiguas áreas pantanosas y aquellas sujetas a inundaciones periódicas se encuentran saturadas de agua. En esas áreas el nivel de agua subterránea se halla muy próximo a la superficie, especialmente durante el invierno.

Este relleno se puede excavar fácilmente con pala. La estabilidad de taludes que presenta es generalmente baja, debido a su alto contenido de humedad y falta de coherencia.

Sus características como suelo de fundación son muy malas. En general este material ha sido escasamente compactado por lo cual posee alta compresibilidad. El relleno que presenta características aún más desfavorables como suelo de fundación, es el que se apoya sobre una capa de arcilla limosa orgánica, cuyo contenido natural de humedad es aproximadamente el doble de su límite líquido.

Para edificar en áreas de relleno artificial se deben profundizar el sello de fundación hasta alcanzar material más consolidado.

Según el U.S.C.S. este relleno no posee ninguna clasificación de suelo.

- ❖ Amarillo definido con la sigla Qarl correspondiente a Arena Limosa.

En cuanto a la litología se trata de una arena media, limosa, de color gris oliva claro a gris medio. Los granos son angulares a subredondeados, corresponden a fragmentos de rocas andesíticas o basálticas inalteradas, esquistos micáceos, granos de cuarzo, feldespato y escaso vidrio. Esta unidad se ha reconocido en profundidad mediante sondajes, lo que ha impedido establecer en forma concluyente su estratificación. Pero se estima que es lenticular y que los lentes tienen leves diferencias granulométricas.

Se encuentra principalmente en las márgenes del curso actual del río Calle-Calle.

Con respecto a su espesor, mediante sondajes han sido atravesados 33 m de la unidad no habiéndose alcanzado a su base, por lo que su espesor máximo se desconoce.

En cuanto a las relaciones estratigráficas, se apoya sobre el limo arcilloso orgánico. Está cubierta por el suelo vegetal delgado que constituye la superficie actual del terreno.

Su permeabilidad es moderadamente alta. Durante el verano el nivel de agua subterránea varía entre 0,5 y 2 m bajo la superficie de la unidad. Con posterioridad a los sismos de 1960, algunas áreas cubiertas por estos depósitos son inundadas durante el invierno.

Se puede excavar fácilmente con pala. Posee poca estabilidad de taludes, especialmente bajo el nivel de agua subterránea.

Se estima que tiene regular a buena características como suelo de fundación siempre que su espesor sea superior a 5 m y el nivel de agua subterránea esté a 2 o más metros bajo la superficie.

Según el U.S.C.S. corresponde a una arena limosa del grupo SM.

- ❖ Rosado oscuro definido con la sigla Qar correspondiente a Arena y Ripio bien graduados.

La litología señala que están constituidos por lentes de arena fina a gruesa con algo de grava y limo arcilloso; su color varía de gris claro a gris rojizo claro. Se observa una marcada estratificación cruzada. Los clastos de la arena corresponden a rocas andesíticas, basálticas y, en menor proporción, graníticas. En el tamaño arena se distingue también gran cantidad de cristales de feldespato, cuarzo y ferromagnesianos; los clastos son subangulares a subredondeados: los de mayor tamaño, están en general, muy alterados.

La grava representa de 5 a 10% del total de la unidad. Aproximadamente el 50% de los clastos de la grava tienen de 0,4 a 0,6 cm. De diámetro y algunos alcanzan hasta 7 cm. El conjunto constituye un material bien consolidado, con los 2 m superiores débilmente cementados con limonita, la que le da una coloración más rojiza y mayor dureza que el resto de la unidad. En general es muy deleznable.

En cuanto a su distribución, se observa en la parte este de la ciudad. Los mejores afloramientos están ubicados en los patios ferroviarios de Punta de Rieles, al norte de la plazuela Berlín: en la calle Pedro Montt al sur del parque municipal y cerca de las casas del fundo Collico, en Collico.

El espesor máximo medio en los afloramientos de Punta de Rieles es de 8 m. En sondajes se han atravesado hasta 33 m sin llegar a su base.

En cuanto a las relaciones estratigráficas, se apoya sobre limos y arcillas indiferenciados y probablemente sobre los esquistos micáceos. Está cubierto casi totalmente por limo inorgánico.

Posee moderada permeabilidad. El nivel de agua subterránea está entre 5 y 8 m bajo la superficie actual del terreno.

Estos materiales son compactos y están levemente cementados en la parte superior, por lo que se requiere picota para su remoción.

Se han observado taludes estables verticales de hasta 8 m.

Sus características como suelo de fundación se estiman buenas. Junto con la roca sedimentaria es el mejor.

Según el U.S.C.S. la unidad en conjunto se clasifica en el grupo de las arenas bien graduadas con algo de grava y poca cantidad de limo y arcilla SW.

Si bien a simple vista el terreno presenta condiciones homogéneas, una vez realizados los ensayos se pudo determinar que la capacidad de soporte del suelo en el sector es variable.

Para fines de diseño, basados en la mala capacidad de soporte del suelo, por los cambios en las características del terreno, donde los valores fluctuaron entre 26% y 5% (CBR), donde lo más desfavorables 5% y 9% (CBR), el tramo a diseñar se dividió en dos: tramo I y tramo II, utilizando en cada tramo la capacidad de soporte más desfavorable.

1.4. OBJETIVOS

Los objetivos principales son:

- Evaluar las posibles causas de las fallas del pavimento actual; estos se pueden deber al mal drenaje: lo que provoca inundaciones, problemas en la base del pavimento o bien esto se puede deber al espesor de éste. También el aumento del tránsito vehicular puede ocasionar estas fallas, pues implica un aumento en la carga que debe soportar el pavimento.
- Diseñar un sistema de recolección de aguas lluvias que se adecúe a las características geográficas del lugar y que funcione correctamente, evitando de esta forma que se produzcan inundaciones como ocurren en la actualidad.
- Diseñar un pavimento que se adecúe a las nuevas necesidades geométricas y estructurales del lugar, debido a que el aumento del flujo vehicular y por ende del peso o carga, hacen que los radios de giro que componen las curvas existentes y la capacidad de soporte no sean los más adecuados.

1.5. METODOLOGÍA

El procedimiento a emplear está relacionado con los objetivos mencionados.

Se tendrán las siguientes etapas en el desarrollo de este estudio:

Recopilación de datos: antes de proceder al diseño propiamente tal es preciso contar con una serie de datos e información, por ello se procederá en una primera fase a realizar:

- Levantamiento topográfico: permitirá conocer el perfil longitudinal y los transversales correspondientes.
- Estudio de drenaje del subsuelo: por medio de una estratigrafía y un ensayo de CBR se tendrá información acerca de la capacidad de soporte del suelo, para evaluar en presencia de que tipo de suelo se sitúa el proyecto. Esto se hará por medio de calicatas, las cuales se efectuarán aproximadamente cada 200 metros. Este análisis se hará en el laboratorio de la Universidad Austral de Chile (LEMCO).
- Estudio del flujo vehicular: nos dará a conocer el número de ejes equivalentes.
- Estudio visual del sector: para conocer y visualizar la existencia de obras de arte, escurrimientos de agua, esteros, etc. y para conocer el número de descargas al río.
- Estudio del Plan Maestro de la ciudad: para saber de la existencia de colectores de aguas lluvias, u otros elementos que se deberán tener en cuenta al momento de diseñar el pavimento y las aguas lluvias respectivas.
- Recopilar información sobre los terrenos colindantes: especialmente si son de propiedad de privados o si son propiedad de ferrocarriles, esto si se requiere ensanchar la calzada.

- Estudio de la normativa vigente: entre esto cuenta ver que dice ferrocarriles acerca de la cercanía de la línea férrea a la calzada y que exige esta empresa en cuanto a cruces. Para evaluar las posibles causas de las fallas del pavimento.

Diseño del sistema de recolección de aguas lluvias: se trata de erradicar por completo las inundaciones actuales, por medio de un sistema que nos permita mantener el pavimento aislado tanto de los escurrimientos de aguas lluvias de los cerros aledaños y del agua proveniente del subsuelo debido a la presencia de la napa freática.

Diseño del pavimento: se trata de rediseñar el pavimento teniendo en cuenta las nuevas necesidades geométricas y estructurales. Se deberán tomar medidas como: ensanchamiento de calzada, estudios de clotoides, transiciones de peralte, etc.

CAPITULO II
ENTIDADES FISCALIZADORAS

CAPITULO II

ENTIDADES FISCALIZADORAS

Por tratarse de un proyecto de pavimentación y canalización de aguas lluvias las entidades fiscalizadoras son: el SERVIU y Ferrocarriles de Estado, esta última por existir en el proyecto un cruce ferroviario.

2.1. SERVIU

Los proyectos deben ser ingresados para su revisión y aprobación en la Oficina de Recepción de Proyectos de Pavimentación.

Se verificará por parte del encargado de la Oficina de Recepción de Proyectos que el proyecto contenga todos los antecedentes correspondientes de acuerdo a la lista denominada “Chequeo de Recepción Ingreso de Proyectos” (Formato N° 1, anexo N° 3).

Aceptado el ingreso del proyecto, se le asignará un número que lo identificará durante todo el proceso. La identificación es única para cada proyecto, a la cual se le designa un número interno correlativo más el código del año, lo que facilitará cualquier consulta posterior por parte del Ingeniero Projectista.

Si fuera rechazado el ingreso del proyecto, este será devuelto al Projectista o su representante, acompañado de la lista de chequeo debidamente firmada y timbrada por el encargado de la Oficina de Recepción, señalando los documentos o antecedentes faltantes para aceptar su ingreso.

Para la revisión de los Proyectos de Pavimentación, se debe presentar una carpeta, tamaño oficio con archivador rápido tipo gusano o resorte, que contenga toda la documentación requerida, según la lista de revisión.

Para la revisión de los Proyectos de Aguas Lluvias, se debe presentar, de igual forma, una carpeta, tamaño oficio con archivador rápido tipo gusano o resorte, que contenga toda la documentación requerida, según la lista de chequeo.

En ambos casos, pavimentación y aguas lluvias, la portada de cada carpeta debe llevar impreso lo siguiente (Formato N° 2, anexo N° 3):

- Nombre del Proyecto
- Comuna
- Nombre, dirección, teléfono y fax del Proyectista
- Nombre, código y clasificación de la vía de acuerdo a la Ordenanza del PRMS o en su defecto a la clasificación del Capítulo 3 de la Ordenanza General de la Ley General de Urbanismo y Construcciones.

2.2. FERROCARRILES DEL ESTADO

Por ser una calle colindante con una línea férrea y por ende con terreno perteneciente a Ferrocarriles del Estado, por existir en el diseño un cruce con dicha línea ferroviaria y un atravesado con ducto de aguas lluvias, es necesario cumplir con una serie de requisitos establecidos por la Empresa de Ferrocarriles del Estado.

En cuanto a la autorización del cruce del pavimento con la línea férrea, ésta se limita a una Autorización de Reparación de la línea.

2.2.1. REGLAMENTO DE DUCTOS PARA ATRAVESAR CON SÓLIDOS, LÍQUIDOS O GASES LAS LÍNEAS DE LOS FERROCARRILES DEL ESTADO

2.2.1.1. DENOMINACION

Según F.F. C.C. Del Estado (1976), para efectos de la aplicación de las normas reglamentarias y administrativas generales de la Empresa y en particular para este reglamento, se denominarán “ductos” todos aquellos medios de conducción de sólidos, líquidos o gases que quedaren fijos en el terreno y las obras civiles complementarias que le son inherentes o estuvieren a su servicio, que atraviesaren las líneas férreas a distinto nivel de éstas.

Así se entenderán ductos para los efectos ferroviarios la cinta sin fin, los canales, alcantarillas, desagües, sifones, oleoductos y demás medios de transporte de la misma naturaleza.

La construcción de ductos nuevos o la reparación de los existentes se ceñirán a este reglamento.

2.2.1.2. SOLICITUD PARA ATRAVESAR LINEAS FERREAS

Según F.F. C.C. Del Estado (1976), se deberá presentar la siguiente documentación en las oficinas dependientes del Departamento de Vialidad:

- a.** Una solicitud en la cual se indique el nombre y el domicilio o la dirección postal del solicitante y se precisa la justificación de la petición formulada y el kilometraje exacto del punto en que desee atravesar la vía: en este caso en el kilómetro 27,280. Junto a la solicitud se debe presentar un comprobante de depósito en Caja de la Empresa por el equivalente a tres sueldos vitales mensuales del Departamento de Santiago, el que quedará en poder de la Empresa si el trabajo no se realiza por hechos imputables al solicitante, y que podrá ser descontado del valor total cobrado al interesado, si éste se lleva a cabo.

- b.** Un plano de situación de la obra a escala 1/1.000; un plano de perfil longitudinal y otro de la planta a escala 1/100, como también de un corte en el plano vertical del eje de la vía, que definan el proyecto, de acuerdo con las normas que fija el reglamento. La Empresa se reserva el derecho a exigir los planos y los cálculos complementarios que estime indispensable con firma de ingeniero o técnico colegiado.
- c.** Un presupuesto detallado de los trabajos correspondientes, separando la inversión en jornales de la que corresponda a materiales.
- d.** Comprobante de depósito en Caja de la Empresa del valor del estudio técnico. Para este efecto el Departamento de Vialidad deberá fijar, mediante circulación impartida durante los tres últimos meses de cada año, un cuadro o tarifado para los diferentes tipos de ductos y obras complementarias, para que rija durante el año calendario siguiente. Esta circular contemplará también el mínimo a que se ajustará la compensación por los gastos de inspección el cual equivale al 10% de los jornales previstos para las obras que deban realizarse.

La documentación que se indica en las letras **a.**, **b.** y **c.** se presentará en duplicado, excepto la boleta de depósito. Los distintos planos podrán presentarse en una sola lámina.

La solicitud deberá contener el compromiso del interesado de ajustarse en todo, al Reglamento cuyo texto declara conocer.

2.2.1.3. NORMAS TECNICAS

Según F.F. C.C. Del Estado (1976), toda cañería o conducto que dé pasada a líquidos o gases susceptibles de producir daño en la vía férrea en caso de fallas o rupturas a juicio de la Empresa, deberá atravesar la vía dentro de un tubo de concreto, mortero de cemento comprimido, fierro fundido o acero, etc., previamente calculado y sobre una base de concreto distribuidora de presiones. Los tubos y las bases con cemento deberán llevar las armaduras de fierro necesarias. El diámetro mínimo de estos tubos será igual al doble de la

cañería o ducto interior, pero en ningún caso será inferior a 20 cm. Se consideran como líquidos o gases susceptibles de producir daños a los que pasen con presión superior a 1 atmósfera y los que reaccionen químicamente con los rieles o sean combustibles.

En los sectores con líneas electrificadas o sujetas a proyectos de electrificación, los tubos de protección deben ser de material no afecto a la electrólisis o corrientes parásitas.

En cualquier tipo de pasada de agua la sección del tubo debe satisfacer el gasto máximo del canal.

La arista o plano superior de las secciones cerradas, cañerías y tubos deberán quedar a una profundidad mínima de un metro bajo la cara inferior de durmiente de la vía. Para reducir esta profundidad en casos justificados se requerirá autorización especial, la que se concederá atendiendo a la resistencia, diámetro, flexibilidad de la cañería o a sus condiciones de pasada, por ejemplo, cuando se aprovecha un puente o una obra de arte existente.

En los casos que son necesarios, las cañerías deberán pasar bajo el fondo de las cunetas laterales de la vía de manera que no produzcan alteración alguna en el libre escurrimiento de las aguas.

Al lado exterior de los cierres de la vía deberán ubicarse las cámaras de inspección que sean necesarias y las llaves de paso que se necesiten. Sólo en casos justificados podrán proyectarse cámaras de inspección a menos de 6 metros del eje de la vía o del desvío más próximo.

Los cruces deberán atravesar la vía férrea en lo posible en ángulo recto. En casos de cortes o terraplenes, el proyecto se acondicionará a las posibilidades técnicas correspondientes que sean más favorables a la seguridad de la línea férrea.

Los ductos que atraviesen un terraplén de la vía férrea deberán hacerlo por la base del mismo, y el proyecto respectivo será especial, consultando a la Empresa sobre el punto de pasada en la planta y para su construcción se tomarán todas las precauciones de seguridad posibles.

No se exigirá colocar el ducto dentro de un tubo de mayor diámetro si se trata de desagüe, alcantarilla cerrada o a tajo abierto y en general para pasadas sin presión.

2.2.1.4. AUTORIZACION Y EJECUCION DE LAS OBRAS

Según F.F. C.C. Del Estado (1976), financiados totalmente por el solicitante, solamente, la Empresa podrá ejecutar aquellos trabajos u obras que digan relación con la seguridad del tráfico ferroviario y firmeza de las líneas o terraplenes, y sólo una vez terminados estos, podrá autorizarse los trabajos propios de la construcción del ducto, que correspondan al particular.

Antes de iniciarse los trabajos que deberán efectuarse por le Empresa, se deberá depositar en Caja de los Ferrocarriles el valor del presupuesto de realización que aquella hubiere formulado. Estos presupuestos consultarán siempre una partida para gastos de inspección.

La confección de los presupuestos y demás pormenores estará de acuerdo con lo prevenido en el Reglamento sobre trabajos de Particulares, Instituciones Fiscales, Semifiscales y Municipalidades de la Empresa.

Sólo por orden expresa del Sr. Director General, o por motivos de urgencia calificados por él, se podrá autorizar la iniciación de las obras mientras se tramite el decreto del respectivo permiso o concesión. Las concesiones se otorgarán sólo por el Sr. Director General mediante un decreto cursado por intermedio del Departamento de Vialidad.

2.2.1.5. OBLIGACIONES DEL PROPIETARIO DE UN DUCTO

Según F.F. C.C. Del Estado (1976), el retiro del ducto y de sus materiales será de cargo exclusivo del ex - concesionario, quien tendrá un plazo de 30 días para hacerlo, debiendo dejar la vía y los terrenos de la Empresa en las mismas condiciones en que se encontraban cuando se construyó la obra.

Toda innovación que con el tiempo se requiera por modificaciones de vías u otras causas será de cargo de la persona que obtuvo la autorización para la obra o la que haya adquirido sus derechos.

El concesionario de su cuenta deberá atender el buen estado de conservación y limpieza de la obra y será responsable de los perjuicios causados a la Empresa y a terceros y que sean consecuencia de fallas en la construcción imputable al concesionario, por negligencia de éste en atender a la conservación y limpieza de la obra o por culpa del mismo durante el levantamiento del ducto, cuando haya terminado la concesión.

Ninguna concesión de pasada de un ducto podrá entenderse constitutiva de un derecho de servidumbre.

2.2.1.6. DISPOSICIONES GENERALES

Según F.F. C.C. Del Estado (1976), la concesión de ducto se otorgará por plazo indefinido, pero la Empresas se reserva el derecho de anular en cualquier momento la autorización concedida previo aviso con 15 días de anticipación, debiendo el interesado actuar de acuerdo con la Empresa para el retiro de lo materiales de la obra en los casos que proceda.

La Empresa no estará obligada a pagar indemnización alguna al concesionario a quien cancele una concesión o permiso de pasada de un ducto.

2.2.2. INFRAESTRUCTURA DE CRUCE

2.2.2.1. ALCANCES

Según E.F.E. (1996), esto se refiere a los requisitos físicos y geométricos que debe cumplir la infraestructura de cruces a nivel, en su carácter de superficie de circulación vehicular.

2.2.2.2. APLICACIÓN

Según E.F.E. (1996), aplica a todos los cruces a nivel con tránsito de vehículos carreteros, cualquiera sea la autoridad pública o privada encargada de su construcción y/o mantenimiento en las líneas de EFE:

- Santiago – Puerto Montt
- Ramal San Rosendo – Concepción
- Ramal Antilhue - Valdivia

2.2.2.3. MATERIAL DE SUPERFICIE DE RODADURA

Según E.F.E. (1996), en un cruce a nivel deberá ser utilizado un material de superficie de rodadura adecuado, resistente a las solicitaciones del tráfico caminero, según sea propuesto por el operador de la vía o como sea recomendado por el diagnóstico de evaluación del cruce que este realice.

El material de rodadura no deberá contaminar el balasto de la vía.

En general, el diseño del cruce a nivel deberá considerar la posibilidad de remover sus elementos constituyentes, sin destrucción de los elementos de la vía, para el mantenimiento de ésta.

En cualquier diseño el ancho mínimo de las canales en ambos carriles de la vía deberá ser de 50 mm.

En cruces a nivel de dos o más vías, la superficie de rodadura en la entrecruzamiento deberá ser de material igualmente resistente al tráfico caminero, pudiendo ser el mismo o diferente al utilizado en la cubierta sobre las vías.

Las especificaciones y planos del material de superficie del cruce y su construcción, deberán ser presentados para su aprobación por EFE, junto con las recomendaciones del fabricante y las especificaciones o planes de operación ferroviaria y, cuando sea aplicable, los estándares y normas de la autoridad pública que tenga jurisdicción sobre la infraestructura vial de carreteras en la localidad específica.

- **Cruces a Nivel con Superficie de Rodadura de Madera o Mixta sobre Durmientes de Madera**

Los cruces a nivel deberán incorporar los siguientes elementos en su superestructura:

- Durmientes de madera bajo los rieles
- Rieles normales de la vía
- Guardarriel de madera (o de riel)
- Longuerinas de madera
- Material de enrioladura (sillas, sujeciones, etc.)
- Tirafondos para fijar guardarrieles y longuerinas de madera

La superficie de rodadura podrá estar constituida por longuerinas de madera solamente, o ser mixta incorporando también elementos tales como bases asfálticas, bases tratadas, adoquines de piedra u hormigón, etc.

Se presentan a continuación algunos diseños básicos que consideran dos situaciones: guardarriel de madera o guardarriel de riel.

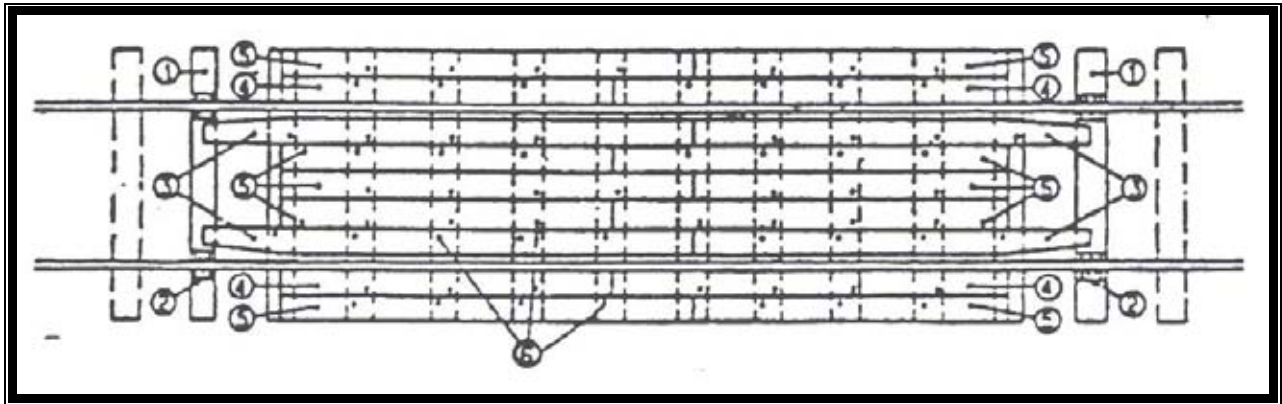


Figura 2.2.2.3.6. Superficie de Rodadura de Madera

Fuente: Empresa de los Ferrocarriles del Estado EFE

- 1 – Durmientes bajo rieles. 2 – Material de enrielladura. 3 – Guardarriel de madera. 4 – Longuerinas contiguas al riel. 5 – Longuerinas complementarias. 6 – Tirafondos.

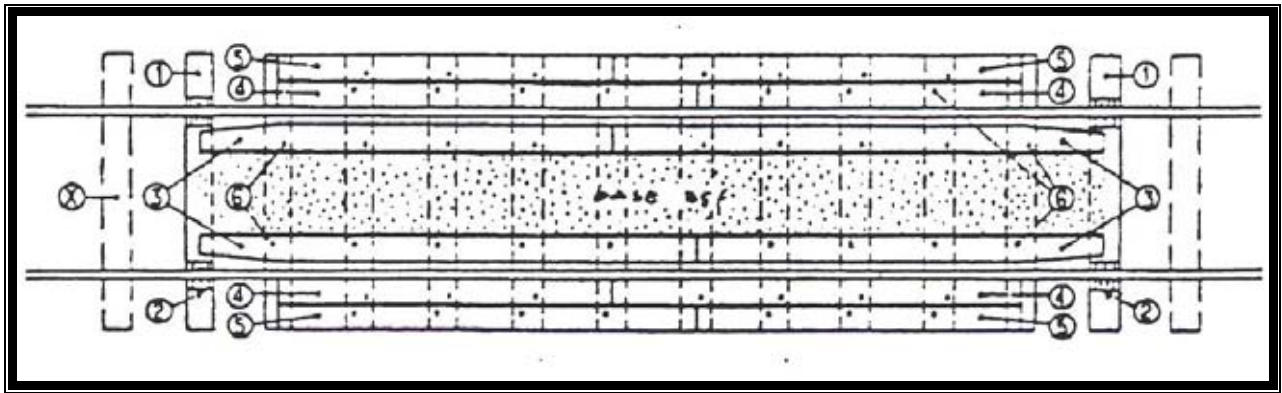


Figura 2.2.2.3.6. Superficie de Rodadura de Madera y Base Asfáltica

Fuente: Empresa de los Ferrocarriles del Estado EFE

- 1 – Durmientes bajo rieles. 2 – Material de enrielladura. 3 – Guardarriel de madera. 4 – Longuerinas contiguas al riel. 5 – Longuerinas complementarias. 6 – Tirafondos.

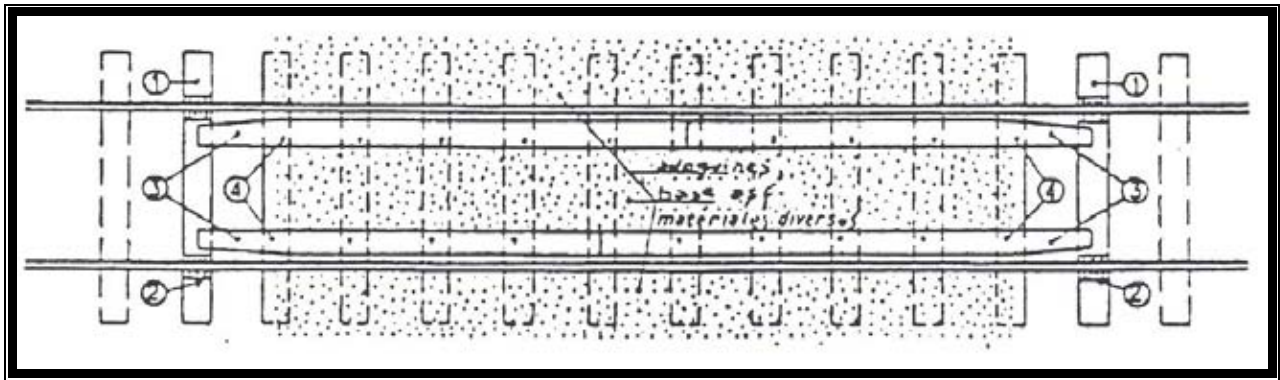


Figura 2.2.2.3.8. Superficie de Rodadura de Adoquines, Base Asfáltica o Materiales Diversos

Fuente: Empresa de los Ferrocarriles del Estado EFE

1 – Durmientes bajo rieles. 2 – Material de enrioladura. 3 – Guardarriel de madera. 4 – Tirafondos.

- **Cruces a Nivel con Superficie de Rodadura de Elementos Prefabricados de Hormigón Armado con Cualquier tipo de Durmiente**

Se podrán emplear elementos prefabricados de hormigón armado como superficie de rodadura del cruce, ya sea sobre durmientes de hormigón o de madera.

Los elementos prefabricados se acoplan a la vía empleando material de enrioladura especial que permite su fijación o también mediante tirafondos cuando se trata de durmientes de madera.

A continuación se presentan algunos diseños que muestran soluciones de montaje de los elementos prefabricados para ambos tipos de soporte de la vía.

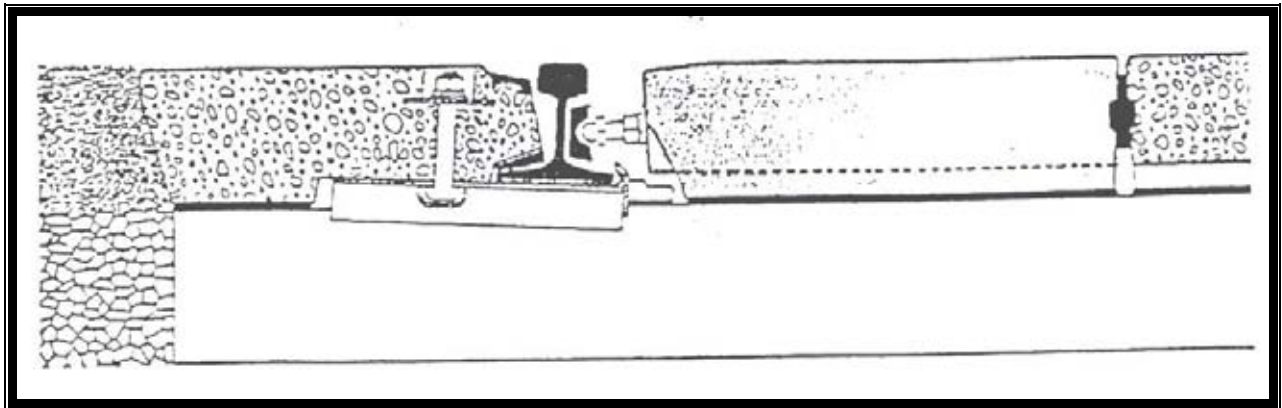


Figura 2.2.2.3.9. Superficie de Rodadura Elementos Prefabricados de Hormigón Armado

Fuente: Empresa de los Ferrocarriles del Estado EFE

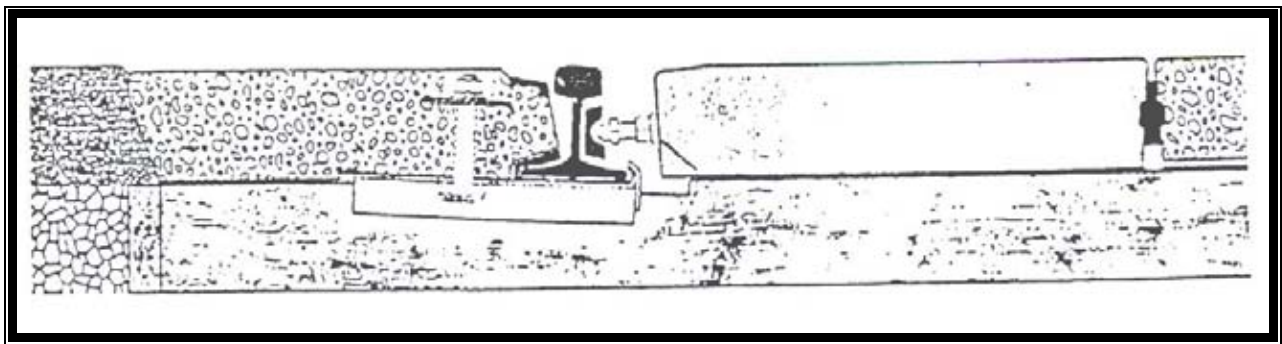


Figura 2.2.2.3.10. Vía con Durmientes de Hormigón

Fuente: Empresa de los Ferrocarriles del Estado EFE

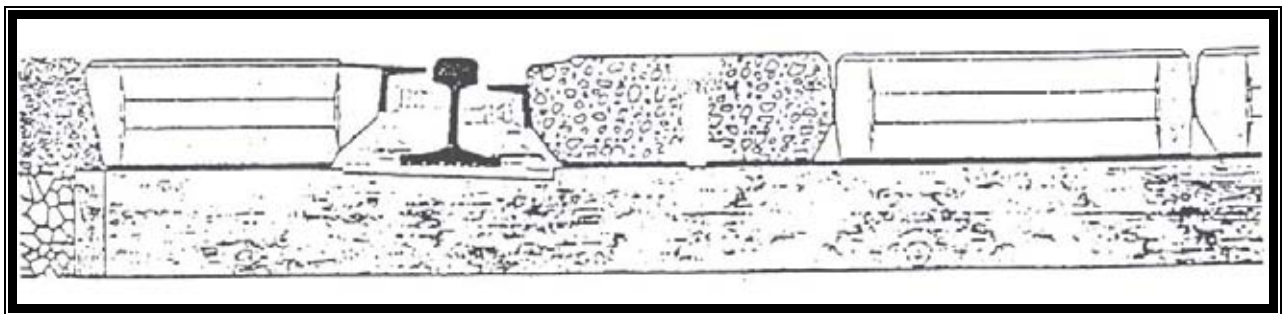


Figura 2.2.2.3.11. Vía con Durmientes de Madera

Fuente: Empresa de los Ferrocarriles del Estado EFE

2.2.2.4. LA VÍA FÉRREA Y SUS ELEMENTOS EN EL CRUCE A NIVEL

Según E.F.E. (1996):

- **Balasto y Sub – Balasto**

El balasto y el sub – balasto, cuando corresponda, deberán ser provistos hasta un mínimo de 25 cm bajo el nivel de la base de los durmientes, 30 cm más allá de las extremidades de los durmientes y hasta 6 m más allá de los extremos del cruce, medidos en el eje de la vía. El balasto deberá cumplir con la especificación de norma.

- **Durmientes**

Dentro de los límites del cruce a nivel y hasta 6 metros más allá de sus extremos, solo podrán ser usados durmientes de madera impregnados o durmientes de hormigón.

- **Rieles y Enrielladura**

Los rieles en los cruces deberán estar colocados de manera de eliminar las juntas dentro del cruce. Preferiblemente, la juntura más cercana deberá estar a un mínimo de 6 m del cruce. Donde sea necesario se emplearán rieles largos o los extremos de los rieles deberán ser soldados para formar un riel continuo a lo largo del cruce. El riel deberá estar debidamente alineado y sujeto a los durmientes y la vía deberá estar firme y completamente cohesionada con la superficie de rodadura uniforme. Los rieles deberán estar protegidos contra la corrosión con un tratamiento aprobado.

- **Armado de la Vía**

No obstante lo señalado en el punto 2.2.2.3., en las figuras adjuntas se presentan algunas alternativas aprobadas para la implantación de las vías y el establecimiento de la superficie de rodadura en los cruces a nivel.

Su uso o el de cualquier otra solución propuesta por el Operador de la Infraestructura en el proyecto de construcción o reconstrucción de un cruce a nivel, deberá ser debidamente presentada para su aprobación por EFE, con acompañamiento de planos, especificaciones y memorias de cálculo.

2.2.3. CRUCES A NIVEL

2.2.3.1. CRUCES PÚBLICOS

Los cruces a nivel constituyen inequívocamente puntos críticos para la seguridad del tráfico, que demandan una actitud permanente de fiscalización a lo largo de toda la red, con el objetivo de procurar su disminución mediante la sustitución por pasos desnivelados o derivación hacia otros cruces próximos.

Los cruces a nivel público son sólo aquellos que están incluidos en el D.S. 252 de 1994 del Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones. Cualquier otro cruce público debe ser considerado ilegal, a menos que tenga un trámite de aprobación técnica por la Gerencia de Infraestructura para posterior autorización ministerial, siempre sujetos al tratamiento que establecen los art. 40 y 41 de la Ley Orgánica de EFE.

Todo cruce debe mantener condiciones de visibilidad óptima y condiciones adecuadas para su uso. La visibilidad es responsabilidad del Servicio de Operaciones respectivo, mediante el despeje de la vegetación sobre 50 cm. de altura hasta 250 m. a cada lado de su eje como mínimo, incluyendo el retiro de cualquier obstáculo dentro de la faja vía que dificulte la visual de los conductores. Es también preocupación primordial de los Servicios la existencia permanente de los letreros PARE. Los señalizadores automáticos deben ser reparados en caso de falla, con la mayor prontitud y en caso de prolongarse aquella, deben instalarse los letreros reglamentarios indicativos de aparato fuera de servicio.

Las reparaciones de la calzada de los cruces públicos vigentes anteriores al DFL 1, de 1993, no están explícitamente imputadas a EFE, recomendándose en tales casos, su financiamiento conjunto con las municipalidades respectivas. Las reparaciones de los cruces posteriores al DFL 1, son de la total responsabilidad de quien los solicitó (y financió) lo que se establece en la Resolución correspondiente.

2.2.3.2. CRUCES PEATONALES

En general no hay impedimentos para autorizar cruces peatonales siempre que estén suficientemente espaciados (distancia mínima 150 m.). En lugares de especial complicación para el tráfico debe exigirse autorización especial y pago de derechos, similares al caso de los cruces particulares.

Estos cruces idealmente deben tener una cubierta a nivel de los rieles, tener un ancho no mayor de 1,2 m., adecuada visibilidad, en lo posible iluminación nocturna, barreras de acceso y letreros indicativos de la responsabilidad exclusiva del usuario que lo traspone.

CAPITULO III
TEORÍA ELEMENTAL PARA EL DISEÑO DE PROYECTOS DE
PAVIMENTACION

CAPITULO III

TEORÍA ELEMENTAL PARA EL DISEÑO DE PROYECTOS DE PAVIMENTACION

3.1. ANTECEDENTES BÁSICOS PARA PROYECTOS DE PAVIMENTACIÓN

3.1.1. CLASIFICACIÓN DE LOS VEHÍCULOS

Para el diseño de pavimentos tanto rígidos como flexibles, es necesario conocer las solicitudes de tránsito que dichos pavimentos deberán soportar a lo largo de su vida de diseño. Estos datos pueden obtenerse a través de censos de tránsito, los cuales informan sobre el número y tipo de vehículo en circulación. A partir de estos datos, podemos obtener una estimación del tránsito futuro, proyectada de acuerdo a una probable tasa de crecimiento anual.

La medición de las frecuencias de las diferentes categorías de carga por eje en los vehículos pesados, tales como camiones, buses y otros, reviste especial importancia en la determinación de la estratigrafía del tránsito; debido a que su objetivo es establecer la distribución relativa de estas diferentes cargas por eje. Otro aspecto relevante en un censo es la determinación del número total de los vehículos que circulan, para así poder estimar la capacidad necesaria de las vías, de acuerdo al nivel de servicio deseado y estudiar el correspondiente diseño geométrico de las mismas.

Se debe establecer una clasificación de los vehículos, en base a la forma en que se distribuyen los ejes y las ruedas en cada eje. Se distinguen los ejes simples, dobles y triples, y los tipos de rodado simple o doble, esto si están constituidos por una o dos ruedas montadas en cada extremo del eje.

3.1.2. ESTRATIGRAFÍA DE TRANSITO

Para elaborar una estratigrafía de tránsito es conveniente agrupar las diferentes cargas por eje (ejes simples, dobles y triples) en un número reducido de categorías y así establecer su frecuencia en base a un cierto número de vehículos, generalmente 1000.

Al conocer la estratigrafía de tránsito, el número de repeticiones de cada rango de carga se transforma en un número de ejes equivalentes de 18.000 libras (8,16 toneladas) que produzcan igual efecto sobre el pavimento.

3.1.3. CLASIFICACIÓN DE LAS VÍAS

Para el diseño geométrico y estructural de las vías urbanas se necesita disponer de una clasificación de éstas con una amplitud tal, que nos permita asimilar cualquier vía en estudio a alguno de los tipos que comprende dicha clasificación. La finalidad que se persigue con esto es establecer que para cada uno de los tipos de vías, correspondientes a una determinada zona urbana, sean conocidas las características de tránsito, determinadas por un censo previo, y así estas mismas características puedan aplicarse a las nuevas vías.

La Ordenanza General de Construcción y Urbanización ha adoptado la siguiente clasificación de las vías urbanas:

a. Vías Expresas (Autopistas Regionales)

Soportan un volumen de tránsito superior a 2.500 vehículos por día y por pista; la velocidad media es superior a 45 Km/hora. Permiten largos recorridos entre puntos distantes dentro del área urbana, sin detenciones obligadas.

Se caracterizan por disponer de dos o más calzadas, con dos o más pistas en cada una de ellas, salvo algunas excepciones escasas

b. Vías Principales

Soportan un volumen de tránsito entre 1.000 y 3.5000 vehículos por día y por pista; la velocidad media es de 30 a 50 Km/hora. Permiten la comunicación entre los principales centros de actividad del área urbana y las vías expresas y caminos que salen de la misma.

Poseen un ancho importante, pudiendo contar con una o dos calzadas.

c. Vías Colectoras

Soportan un volumen de tránsito comprendido entre 300 y 1.300 vehículos por día y por pista; la velocidad media es de 25 a 45 Km/hora. Su función principal es servir al movimiento interno dentro de cada sector del área urbana, también sirven de comunicación entre las vías principales y las vías locales, presentando una utilidad fundamental para los vehículos de transporte de carga y locomoción.

Disponen de una sola calzada de dos o más pistas; pueden tener sentido de tránsito simple o doble, lo que dependerá del grado de control que haya para efectuar virajes.

d. Vías Locales

Soportan un volumen de tránsito entre 30 y 400 vehículos por día y por pista; la velocidad media es de 20 a 30 Km/hora. Su función principal es la de servicio local y preferentemente residencial, para recorridos cortos.

Son las más numerosas dentro de la red vial urbana; se encuentran, por lo general, conectadas entre sí, con vías colectoras o con vías principales, a las que generalmente acceden.

Disponen de una sola calzada de ancho limitado, generalmente de un solo sentido de tránsito.

Estas vías se subdividen en dos categorías: primaria y secundaria. Las primarias son vías en las cuales predomina un tránsito más pesado, por existir actividades de tipo comercial o industrial; las secundarias son vías en donde predomina el carácter residencial con un tránsito de vehículos pesados reducido o nulo.

e. Pasajes

Soportan muy bajos volúmenes de tránsito, inferiores a 50 vehículos por día; la velocidad media es inferior a 25 Km/hora. Sirve exclusivamente para tránsito residencial, siendo utilizado al mismo tiempo por los peatones. Generalmente su longitud no excede de los 200 metros.

Pueden intersecarse con otros pasajes, además de acceder a vías locales o colectoras. Disponen de una faja de tránsito de un ancho comprendido entre 3 y 4 metros.

3.1.4. ESTIMACIÓN DEL TRÁNSITO FUTURO

Para diseñar un pavimento con una determinada vida útil, es necesario disponer de algún medio para obtener el crecimiento del tránsito a través de dicho periodo, y así poder determinar el número total de ejes equivalentes que sería necesario considerar en el diseño.

La forma de determinar la ley de crecimiento consiste en una apreciación de los factores que lo influyen, tales como: tendencia histórica, crecimiento del parque automotriz, crecimiento de la actividad económica, construcción y ampliación de vías cercanas, etc. Todo lo anterior podrá permitir fijar una cierta tasa de crecimiento anual o periódico.

3.1.5. DISEÑO GEOMÉTRICO

3.1.5.1. ANCHO NECESARIO DE CALZADAS Y ACERAS

Las calzadas y las aceras deberán tener el ancho del perfil transversal aprobado por el instrumento de planificación correspondiente, ya sea el Plan Regulador Intercomunal, el Plan Regulador Comunal o el Plan Seccional del Sector Respectivo.

El ancho de la calzada no podrá ser inferior a 3,5 metros en los pasajes y a 7,0 metros en las calles, mientras que el ancho mínimo de las aceras será de 1,20 metros.

Para efectos de cálculo de la capacidad vehicular de las vías, y para su demarcación, debe considerarse que cada pista no podrá tener un ancho menor a 2,75 m., ni superior a 4 m., siendo recomendable utilizar un ancho modular de 3,50 m.

3.1.5.2. USO DE SOLERAS Y OTROS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

En un pavimento de calzada, el diseño de elementos de confinamiento tendrá por objetivo fundamental evitar que los vehículos invadan el espacio destinado al tránsito de peatones.

Las soleras de hormigón vibrado prefabricadas se emplearán como elemento de confinamiento en el diseño de pavimentos de calzada. La altura de las soleras sobre el borde del pavimento adyacente a ellas no podrá ser inferior a 12 centímetros, siendo el común 15 centímetros.

El uso de las soleras tipo A, B o C, presentes en la Figura 3.1.5.2.12., se proyectará de acuerdo a la importancia de las vías en estudio; en general en las vías expresas, principales y colectoras, deberán emplearse soleras tipo A; en las vías locales y pasajes, podrán usarse soleras tipo A y B o soleras con zarpa tipo C.

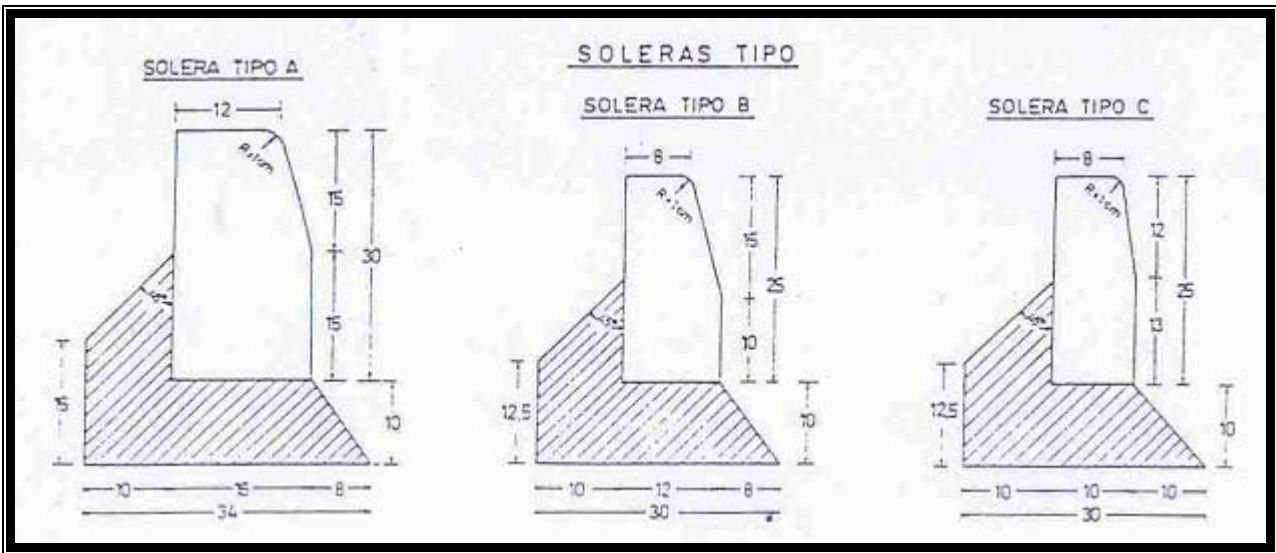


Figura 3.1.5.2.12. Obras Tipo.

Fuente: Manual de Carreteras. Volumen 4

3.1.5.3. CURVAS HORIZONTALES

El diseño de las curvas horizontales debe guardar relación con dos variables: la visibilidad y la velocidad máxima de los vehículos.

El radio de las curvas horizontales o también denominadas curvas circulares deberá calcularse por medio de las formulas que relacionan las variables antes mencionadas. No se deberá adoptar un valor inferior a los que se indicarán a continuación:

Vías expresas	: 100 metros
Vías principales	: 60 metros
Vías colectoras	: 40 metros
Vías locales y pasajes	: 20 metros

Se especificarán los siguientes datos de la curva horizontal: radio, ángulo en el centro, longitud de las tangentes, longitud o desarrollo de la curva. Se indicará la posición del principio y fin de la curva, esto mediante el kilometraje acumulado desde el punto de origen del proyecto, en este caso la intersección de las calles Ecuador y Avenida Balmaceda; se indicará la posición geométrica del vértice. A continuación en la Figura 3.1.5.3.13. se pueden apreciar los elementos de la curva horizontal.

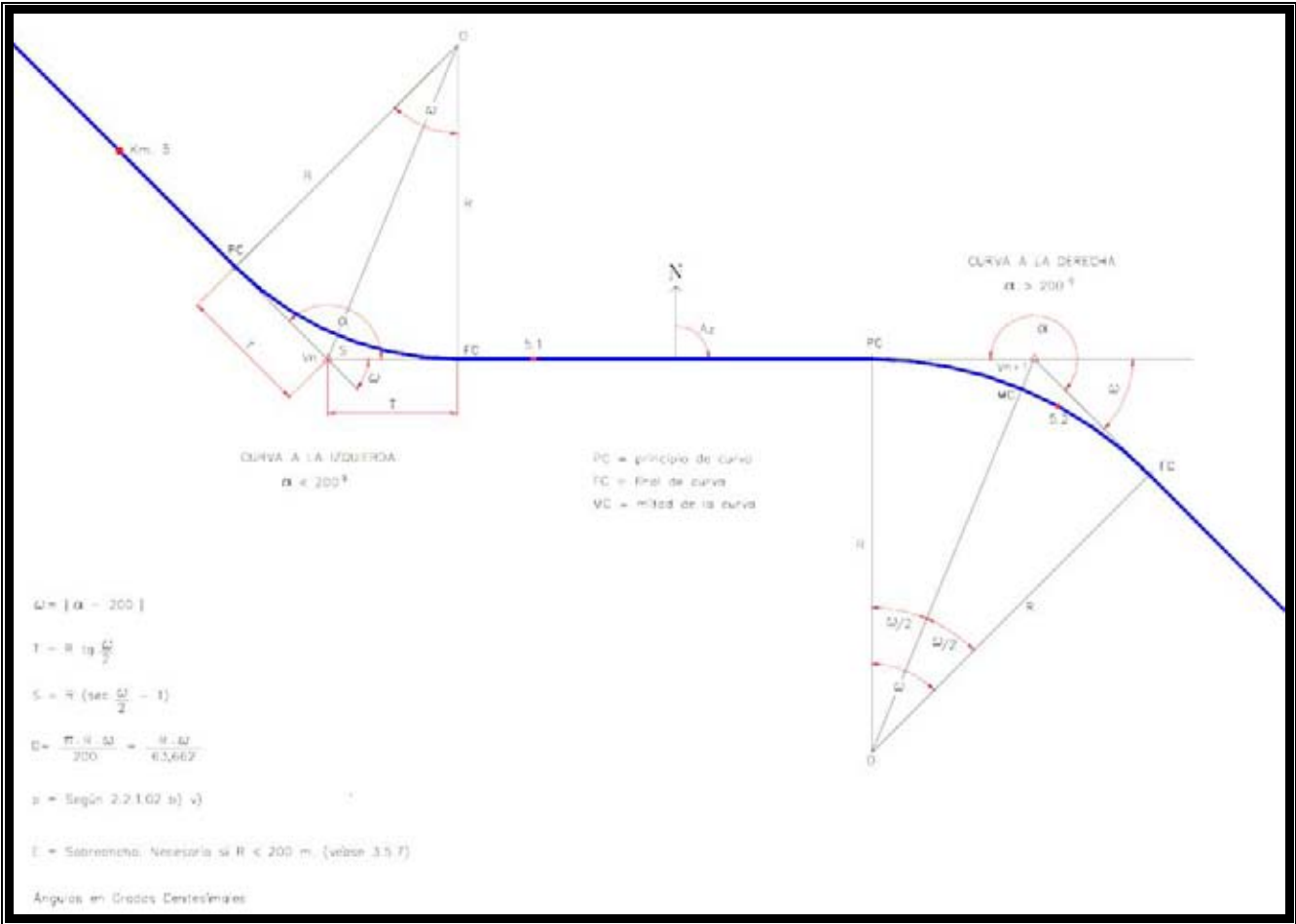


Figura 3.1.5.3.13. Curvas Horizontales

Fuente: REDEVU

3.1.5.4. RASANTES Y PENDIENTES LONGITUDINALES

La rasante del pavimento será estudiada y determinada de acuerdo a las condiciones topográficas, de mecánica de suelos y de drenaje correspondientes.

Sin perjuicio de las cotas de cimientos y sobrecimientos de las edificaciones contiguas exigidas para las vías urbanas; se deberá procurar una minimización en el volumen del movimiento de tierras, en función de la longitud y de la pendiente de la rasante. En caso de existir movimiento de tierra, éste es mínimo, pues se trata de reemplazar el pavimento existente.

En los pavimentos de hormigón, asfalto o adoquines, la pendiente longitudinal mínima recomendable es del 3 ‰ y la máxima será del 15%, y del 4% para los demás tipos de calzada.

3.1.5.5. PERFILES TRANSVERSALES

Para ofrecer las mejores condiciones al tránsito vehicular, es conveniente que la intersección entre la superficie de una calzada y un plano vertical perpendicular al eje de la misma, sea una línea recta horizontal. Pero, debido a la necesidad de permitir el escurrimiento de las aguas lluvias, se requiere otorgarle al pavimento una determinada pendiente transversal.

Para las pendientes transversales, no es recomendable que estas sean superiores al 3%, pues podrían afectar la estabilidad de los vehículos.

A continuación en la Figura 3.1.5.5.14. se muestra el perfil tipo recomendado por el SERVIU X Región, para proyectar el perfil transversal.

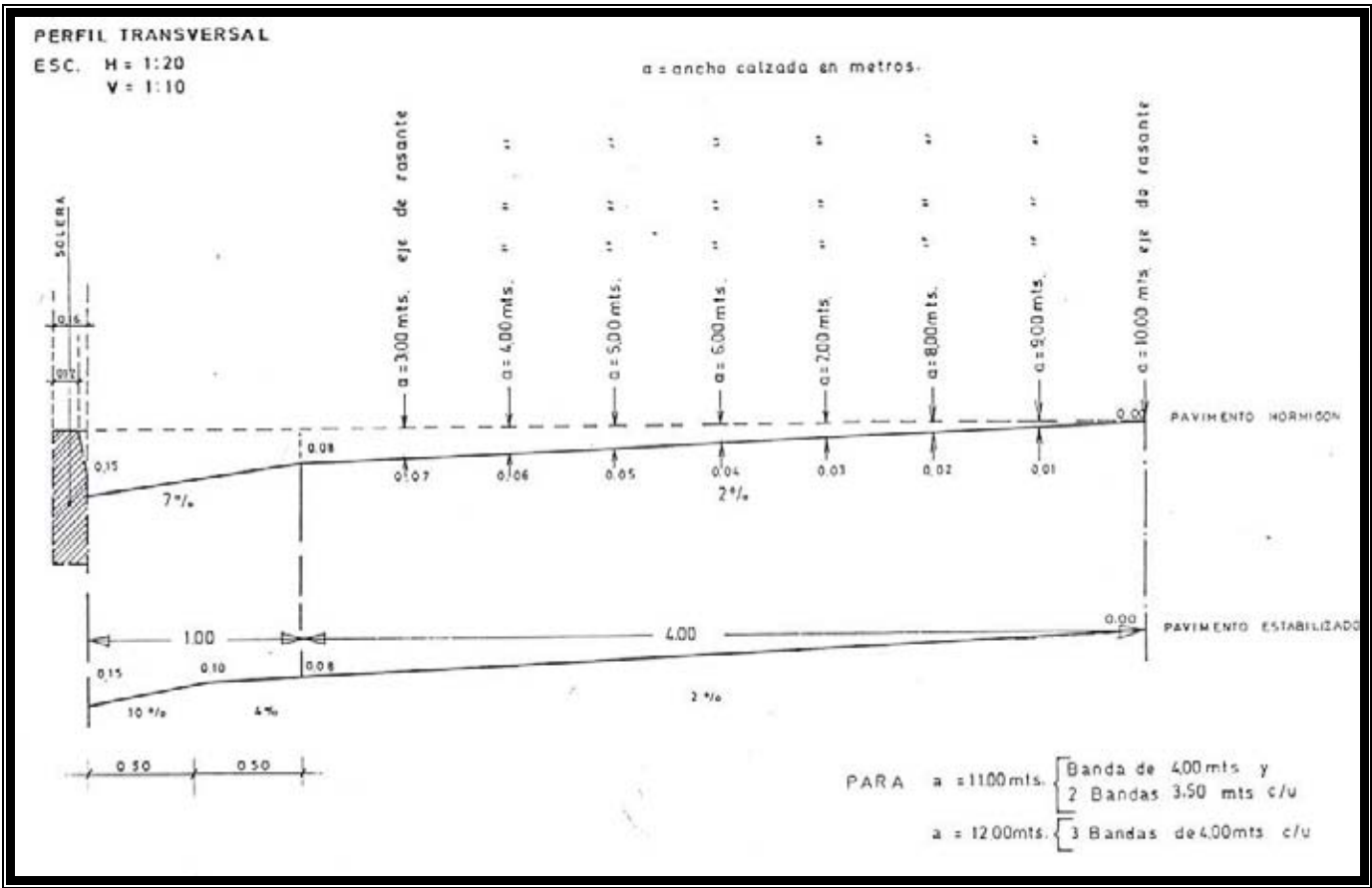


Figura 3.1.5.3.14. Perfil Tipo

Fuente: SERVIU

3.1.5.6. PERFIL LONGITUDINAL

DESCRIPCIÓN

Para la completa descripción del eje será preciso asociar al eje en planta un eje en alzado o elevación que defina en forma continua las cotas de todos sus puntos y, en particular, de cada uno de dichos puntos fijos, al nivel de la superficie del pavimento (rasante).

El perfil longitudinal estará constituido por tramos que presentan pendientes constantes de distinta magnitud y sentido, empalmándose entre sí mediante parábolas de segundo grado, que permiten una transición paulatina entre los tramos rectos, que al cortarse lo hacen en un ángulo que representaría un quiebre inadmisibles de la rasante.

Convencionalmente se define como pendientes positivas aquéllas que, al avanzar el kilometraje de la vía, van haciendo aumentar la cota del eje, y negativas las que la hacen disminuir.

INCLINACIÓN DE LAS RASANTES

a) Pendientes Máximas Admisibles y sus Restricciones

Las rasantes de las vías urbanas deben presentar pendientes máximas de acuerdo a su categoría. Es imprescindible recordar que los valores máximos, tabulados a continuación, corresponden por lo general a accesos a estructuras a distinto nivel, y que su utilización puede ser antieconómica si se consideran sus efectos sobre los flujos; han de evitarse, por lo tanto. Por otra parte, hay que tener en cuenta que la aplicación de estos valores se relativiza cuando se trata de vías en topografía de fuertes pendientes, obligando en ocasiones a diseñar pendientes verticales mayores que las tabuladas en la siguiente tabla.

PENDIENTES VERTICALES MAXIMAS					
V (Km/h)	PENDIENTES POSITIVAS MAXIMAS SEGÚN CATEGORIA (SIN SEMAFORO)				
	Autopistas	Autovías	Troncal Mayor	Troncal Menor	Mixtas
40	–	–	–	10,0	10,0
45	–	–	–	9,5	10,0
50	–	–	8,5	9,0	9,5
55	–	–	8,0	8,5	9,0
60	–	–	7,0	8,0	8,5
65	–	–	7,5	–	–
70	7,0	7,5	7,5	–	–
75	6,5	7,0	7,0	–	–
80	6,0	6,5	7,0	–	–
85	6,0	6,5	–	–	–
90	5,5	6,0	–	–	–
95	5,5	–	–	–	–
100	5,0	–	–	–	–

Tabla 3.1.5.6.3. Pendientes Verticales Máximas

Fuente: REDEVU

En calzadas unidireccionales independientes, las pendientes de bajada podrán superar estos valores hasta en un 2%.

La existencia de semáforos o señalización que limite la preferencia de paso, obliga a imponer ciertas restricciones a estos valores: En el caso de pendientes positivas independientes, deberán reducirse los máximos de la tabla en un 2%, y en el caso de bajadas, ya sean independientes o no, deberá intentarse una reducción de la pendiente de tal modo que al menos 60 metros antes del punto de eventual detención, si la velocidad de diseño es igual o superior a 60 Km/h, o 40 metros en caso contrario, se tenga una pendiente no superior al 4%, y además se deberá tratar de conseguir un tramo de unos veinte metros antes de dicho punto con la pendiente lo más próxima a la mínima que sea posible.

b) Pendientes Mínimas

En las vías urbanas, sobre todo en los diseños tradicionales bordeados por soleras, es indispensable conferir al eje una pendiente no inferior al 0,35% si se tiene peralte o bombeo. Si se tienen zonas de transición de peraltes, en las cuales la inclinación transversal puede llegar a ser nula, este mínimo es de 0,5% y en lo posible un 1%. En el caso de vías sin solera, o con solera permeable, se puede aceptar pendientes nulas si se tiene peralte o bombeo.

ENLACE DE RASANTES

a) Descripción

El ángulo de deflexión entre dos tramos rectos que se cortan, con pendiente i_1 e i_2 respectivamente (en tanto por uno y con su signo convencional), queda definido por la expresión:

$$\theta = | i_1 - i_2 |$$

Cuando: $\theta \geq 0.02(2\%)$ (Permitido en Chile)

Se deberá proyectar una curva vertical para enlazarla, que será una parábola de segundo grado.

Para todos los efectos de cálculo y replanteo, la longitud de la curva vertical de enlace está dada según medidas proyectadas sobre la horizontal y vale $2T = K\theta = K |i_1 - i_2|$, siendo K una constante expresada en la nomenclatura propia de las parábolas y que es asimilable, por aproximación, al valor del radio de curvatura del círculo que es tangente a ambas rectas en los mismos puntos que la parábola de segundo grado. En la lámina siguiente se ilustran los elementos y características de estas curvas y se incluyen las expresiones algebraicas que permiten calcularlas.

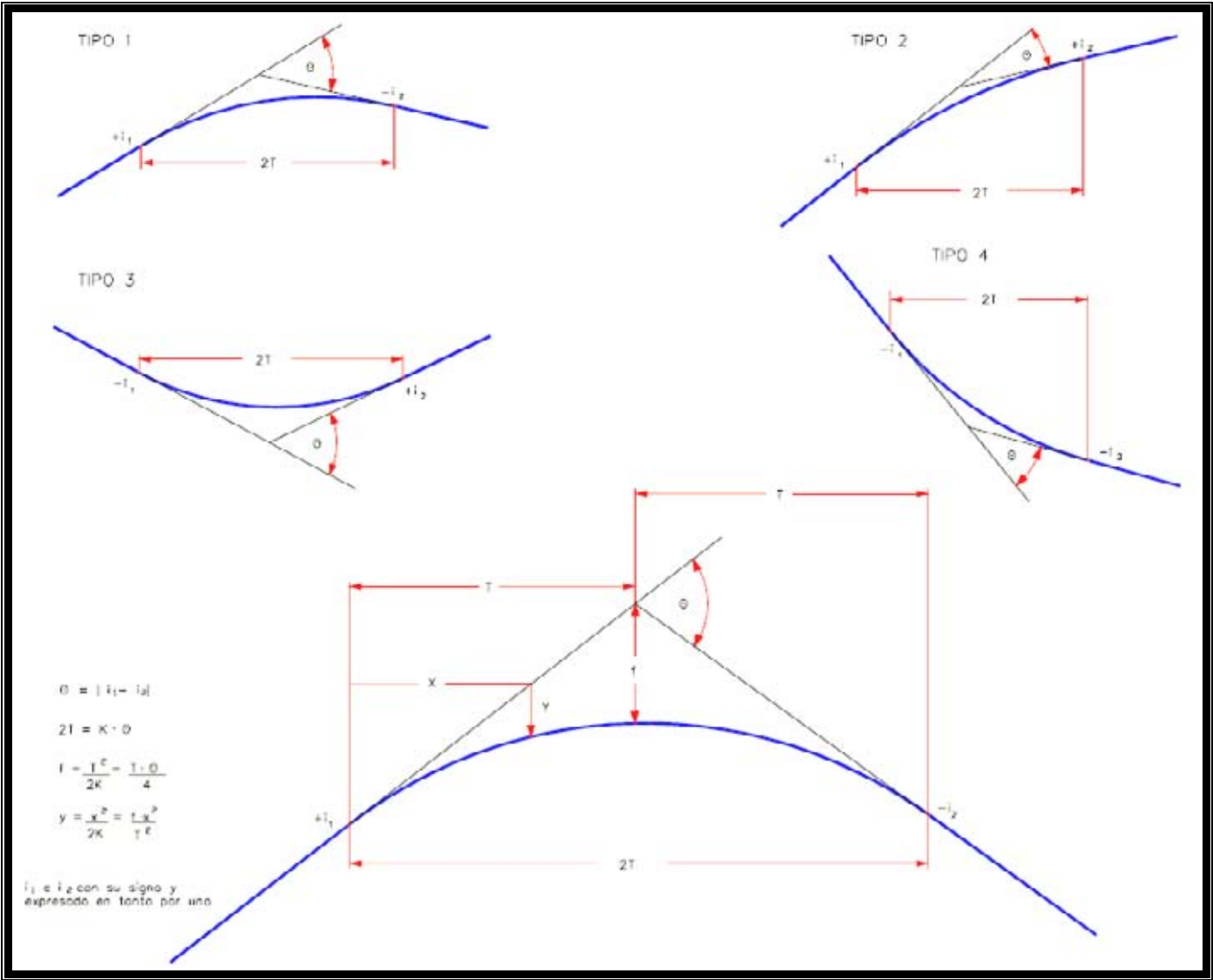


Figura 3.1.5.6.15. Curvas Verticales

Fuente: REDEVU

b) Parámetros Mínimos

- Aspectos Generales**

A diferencia de lo que ocurre en la determinación de los valores mínimos de los radios de curvatura en planta, en la que no intervienen directamente los criterios de visibilidad, la definición de los parámetros de las curvas verticales se basa en dichos criterios.

Es así que debemos introducir dos conceptos fundamentales para la comprensión del problema, a saber: Tiempo de percepción y reacción y Distancia de visibilidad de parada, tratados a continuación.

- **Tiempo de Percepción y Reacción**

Es el tiempo que transcurre desde el momento que un conductor recibe un estímulo lo suficientemente fuerte como para producir su percepción, hasta que se completa un complejo proceso que lleva a éste a actuar en respuesta a dicho estímulo.

Los tiempos de Percepción y Reacción (t_p), medidos en segundos, varían según tantas circunstancias que no es posible cifrarlos exactamente. El Manual de Carreteras define t_p como 1,8 y 2,0 segundos si la velocidad de diseño es 100 km/h o más, o inferior a 100 km/h, respectivamente. Estos valores los aplica también para intersecciones y enlaces rurales.

Se utiliza aquí un valor de $t_p = 1,5$ seg, en atención a las condiciones de conducción propias de las ciudades, que mantienen al conductor en un estado de constante alerta, y atendiendo también a la conveniencia de posibilitar diseños más económicos y/o que se ajusten mejor a las limitaciones espaciales propias de la ciudad.

- **Distancia de Visibilidad de Parada**

La visión que un conductor tiene de la vía y de sus vecindades depende de sus características personales y de las características físicas y geométricas de dichas vías y vecindades.

La seguridad en la vía pública, tanto de conductores como de pasajeros y peatones depende en gran parte de la posibilidad que tengan los primeros de detener sus vehículos, en caso de ser ello necesario, frente a la aparición de un obstáculo que pudiera afectar su desplazamiento.

Esta posibilidad depende de la distancia a la cual dicho conductor percibe el obstáculo, de la velocidad a que se desplaza y de la eficacia y oportunidad de su decisión y maniobra consiguientes.

La distancia mínima de visibilidad que debe proveerse a todo conductor en toda circunstancia es aquella que le permite detenerse sin pasar sobre un obstáculo inmóvil de cierta altura, situado en su trayectoria, suponiendo que su vehículo se desplaza a la velocidad de diseño.

Esta distancia mínima se llama Distancia de Visibilidad de Parada (Dp) y se calcula mediante la expresión:

$$Dp = \frac{V \times tp}{3.6} + \frac{V^2}{254(r + i)}$$

Donde V es la velocidad de diseño de la calle, en km/h; tp es el tiempo de percepción y reacción en seg.; r es el coeficiente de roce rodante en pavimento húmedo, e i es la pendiente longitudinal, en tanto por uno, considerando el signo positivo para subidas con respecto al sentido de circulación y negativo para bajadas.

Esta expresión es válida matemáticamente para alineaciones rectas de pendiente uniforme, pero los coeficientes de seguridad implícitos en la determinación de los valores de r, i y tp permiten aplicarla en trazados con alineaciones curvas, tanto en planta como en alzado. A continuación se entregan los valores de r en función de V.

VALORES DEL COEFICIENTE DE ROCE RODANTE (r) EN PAVIMENTO HUMEDO										
V (Km/h)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
r (m/m)	0,50	0,45	0,41	0,38	0,365	0,35	0,34	0,335	0,33	0,32

Tabla 3.1.5.6.4. Valores Coeficiente de Roce Rodante en Pavimento Húmedo
Fuente: REDEVU

- **Curvas Convexas**

El parámetro mínimo está dado por la expresión:

$$K_v = D_p^2 / 2(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2$$

En la cual D_p es la distancia de visibilidad de parada, en metros, h_1 y h_2 son las alturas de los ojos del conductor y de un obstáculo fijo en el suelo respectivamente. Si $h_1 = 1,15$ m. y $h_2 = 0,15$ m., la expresión anterior se reduce a $K_v = D_p^2 / 4,26$. Los valores de K_v para cada velocidad de diseño se tabulan en la tabla de parámetros mínimos para curvas verticales.

- **Curvas Cóncavas**

En este caso se suponen tres casos distintos: que la curva está iluminada, que no lo esté, o que exista un obstáculo sobre la rasante (por ejemplo: viga de paso superior que cruce la vía en cuestión) que obstruya la visión de un conductor de vehículo alto.

Lo normal y deseable en una ciudad es que la vía esté iluminada. En tal caso, el parámetro mínimo de una curva de acuerdo cóncava se calcula de tal modo que el conductor no sufra los efectos de una aceleración radial superior a $0,5 \text{ m/s}^2$, lo cual produce la expresión:

$$K_{ci} = V^2 / (3,6^2 \times 0,5) = V^2 / 6,48$$

Si la vía no consulta iluminación, el parámetro mínimo está dado por la expresión:

$$K_c = D_p^2 / 2(h + D_p \times \text{sen} \beta)$$

Donde h es la altura de los focos del vehículo y β es el ángulo de abertura del haz luminoso de los focos del vehículo con respecto a su eje la visibilidad queda limitada sólo por la noche. Si $h = 0,6$ m. y $\beta = 1^\circ$, $K_c = D_p^2 / (1,2 + 0,035 D_p)$

El caso del obstáculo sobre la rasante obliga a un parámetro mínimo:

$$K_{ce}=Dp^2/(8c-4(h_3+h_4))$$

Donde c es la menor luz libre entre la estructura y la rasante, h₃ es la altura de los ojos de un conductor de camión o bus y h₄ la de las luces traseras de un vehículo o nivel inferior perceptible de un vehículo en sentido contrario. Si h₃=2,5 m. y h₄=0,5 m. K_{ce} = Dp² / (8c - 12). Si c corresponde al gálibo normal (4,5 m.) se observa que esta exigencia no es relevante. Si se tratase de un gálibo reducido (3,0 m.), es preciso contrastar el valor de K_c o de K_{ci} con el de K_{ce}.

Los valores de los parámetros mínimos para curvas cóncavas aparecen en la siguiente tabla.

PARAMETROS MINIMOS PARA CURVAS VERTICALES																	
V (Km/h)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
Kv	100	100	150	200	250	375	550	750	1000	1300	1750	2200	2800	3500	4200	5200	6400
Kci	100	100	150	200	250	320	400	470	550	650	750	850	1000	1100	1250	1400	1600
Kc	150	150	250	350	450	600	800	1000	1200	1500	1750	2050	2400	2700	3000	3500	4000

Tabla 3.1.5.6.5. Parámetros Mínimos para Curvas Verticales

Fuente: REDEVU

c) Longitudes Mínimas de Curvas Verticales

Conviene evitar los desarrollos demasiado cortos de las curvas verticales, que se producen cuando θ es pequeño y se usan valores de K próximos a los mínimos. Por ello se recomienda hacer que 2T (m) ≥ ⌈ 2/3V (km/h) ⌉ . Es decir, que el desarrollo en metros sea mayor o igual a 2/3 del número de km/h de la velocidad de diseño. Ejemplo: Si V = 60 km/h., 2T ≥ 2/3 × 60 = 40 m.

d) Drenaje en Curvas Verticales

En curvas verticales con i_1 e i_2 de distinto signo, los valores grandes de K producen zonas relativamente extensas en que la pendiente longitudinal es inferior a los mínimos que garantizan el escurrimiento de las aguas superficiales. En el caso de existir soleras, se deberá hacer a éstas discontinuas o bien disponer sumideros. Si no hay soleras, la pendiente transversal bastará para evacuar las aguas hacia el borde de la plataforma y desde allí hacia el dispositivo proyectado para disponer de ellas.

3.1.6. MÉTODO DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS

Según el tipo de pavimento, flexible o rígido, existen varios métodos de diseño. En este caso se trata de proyectar un pavimento rígido, por lo cual se presenta a continuación la base de cálculo para diseñar este tipo de pavimentos, referidos solo a pavimentos de hormigón.

Un pavimento rígido consiste en losas de hormigón simple o armado, apoyadas directamente sobre una subrasante o sub – base.

La capacidad de carga, en los pavimentos de hormigón, está determinada en forma fundamental por 1 losa, ésta tiene un efecto repartidor de carga y la presión de contacto entre la losa y su fundación es sólo una pequeña fracción de la presión superficial. Este efecto se denomina “acción de viga” en los pavimentos rígidos.

En el diseño estructural de un pavimento de hormigón se incluyen dos aspectos:

- Diseño del espesor de la losa
- Diseño de las juntas

Los métodos más usados para diseñar este tipo de pavimentos se pueden clasificar en:

Empíricos:

- Método de las secciones normalizadas
- Método AASHTO
- Método de Brokaw

Semi Teóricos:

- Método P.C.A.

Todos estos métodos tienen limitaciones, por ello resulta difícil seleccionar un solo método, lo que hace necesario adaptarlos a las condiciones particulares en que se emplearán. Además ellas tienen importantes diferencias en cuanto a la sensibilidad del espesor versus los parámetros de cálculo.

3.1.6.1. ALTERNATIVAS BÁSICAS DE DISEÑO

En cuanto a pavimentos de hormigón, existen varios tipos de éstos, los cuales ordenados de menor a mayor costo inicial de construcción son:

a. Pavimentos de Hormigón Simple con Juntas Poco Espaciadas

- Sin Elementos de Traspaso de Carga
- Con Elementos de Traspaso de Carga

b. Pavimentos de Hormigón con Refuerzo Simple con Elementos de Traspaso de Carga y Juntas Espaciadas

c. Pavimentos de Hormigón Armado

d. Pavimentos de Hormigón Pretensado o Postensado

Este tipo de pavimentos se utiliza en casos muy particulares y normalmente no se considera en proyectos de carretera o calles.

3.1.6.2. TIPO DE JUNTAS

El diseño de las juntas forma parte integrante del diseño estructural de los pavimentos de hormigón, ya que características como espaciamiento, tipo de junta, dimensiones de estas, etc. Son factores importantes a considerar, con relación a las tensiones de la losa y durabilidad del pavimento.

Todas las juntas que se materialicen mediante aserrado deberán ser protegidas contra la introducción de cualquier material extraño, entre el término del aserrado y su relleno con material sellante.

Tenemos los siguientes tipos de juntas:

a. Juntas Longitudinales de Construcción y Contracción

Las juntas longitudinales tienen como principal objetivo controlar la formación de grietas longitudinales que se producen debido a los efectos combinados de carga y alabeo.

Estas juntas son coincidentes o paralelas al eje del camino. Salo indicación contraria en el proyecto, deberán construirse a 3,5 m. de distancia entre sí, o sea, el ancho de las pistas.

Como elemento de transmisión de cargas se utiliza la interacción mecánica provocada por la traba de las caras de unión y la colocación de barras de acero con resaltes que mantienen unidas las losas, actuando como elementos de articulación.

Se deberán colocar barras de amarre en forma perpendicular a la junta longitudinal y en el centro del espesor del hormigón, con una tolerancia en cualquier sentido de hasta 10 mm. El diámetro de las barras, su longitud y espaciamiento entre sí, serán los establecidos en el proyecto. En caso contrario, se instalarán barras de acero de mínimo 650 mm de longitud, de mínimo 12mm. de diámetro y con un espaciamiento entre sí de 650 mm.

Si los equipos pavimentadores permiten construir pavimentos de anchos superiores a una pista, las barras de amarre deberán introducirse en el eje del hormigón fresco durante el hormigonado. La junta de contracción, correspondiente a dicha faena de hormigonado, deberá ser aserrada con un ancho de hendidura no inferior a 6 mm. Y una profundidad mínima de un tercio del espesor del pavimento, una vez terminado el aserrado de las juntas transversales de contracción, correspondientes a la misma jornada de hormigonado.

Cualquiera sea el procedimiento que se utilice para emplazar las barras de amarre, éste deberá asegurar que las barras queden ubicadas en la posición prescrita una vez terminados los trabajos.

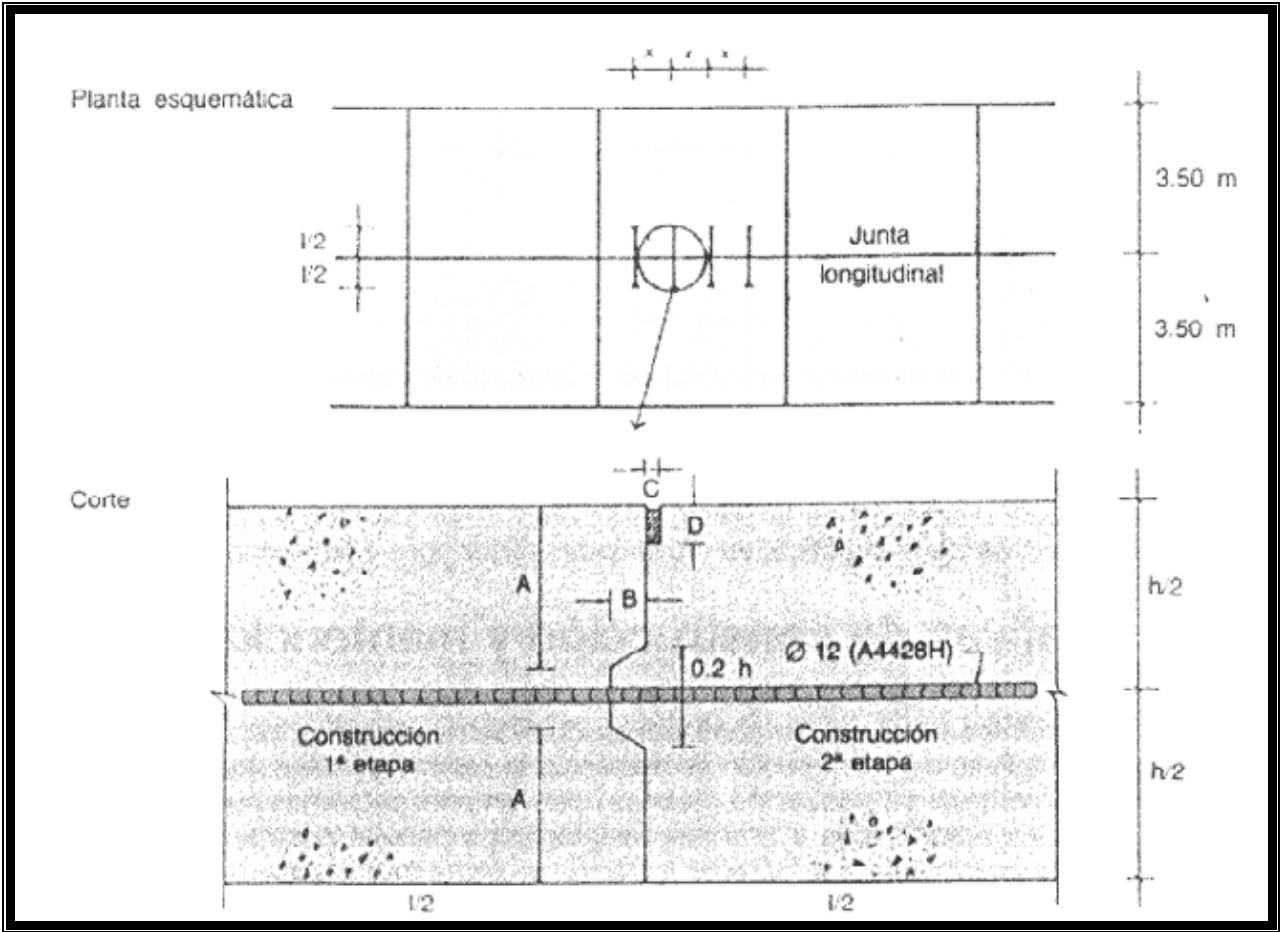


Figura 3.1.6.2.16. Junta Longitudinal
Fuente: Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón

JUNTA LONGITUDINAL ARTICULADA						
Espesor Pav. h (cm.)	Dimensiones en cm.					
	A	B	C	D	I	X
15 a 20	6-8	2-3	0.5-1.0	2.0-3.0	63.0	120
20 a 24	8-10	2-3	0.5-1.0	2.0-3.0	63.0	100
24 a 28	10-12	2-3	0.5-1.0	2.0-3.0	63.0	90

Tabla 3.1.6.2. 6. Junta Longitudinal Articulada
 Fuente: Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón

b. Juntas Transversales de Dilatación

Se construirá sólo cuando se especifiquen en el proyecto. El objetivo de estas juntas es prevenir el desarrollo de esfuerzos excesivos de compresión entre el pavimento y estructuras mayores, como consecuencia de las variaciones de temperatura, entre otras.

Las juntas de dilatación son el elemento más débil del pavimento, y es allí donde con más frecuencia se presenta el fenómeno de “erosión por surgencia”.

Al adoptarse longitudes excesivas entre juntas de dilatación consecutivas, se produce una concentración de fatigas de tracción y compresión que pueden llegar a producir el “blow up”, por efecto de pandeo.

Se recomienda proyectar juntas cada 180-240 metros con una separación de 2 a 2.5 centímetros si la losa se construye en tiempo frío o si los áridos son de elevado coeficiente de dilación.

En SERVIU de la X Región, se recomienda ubicarlas a 100 metros entre sí, incorporando barras de traspaso de cargas.

No se estiman necesarias si:

- Los áridos pétreos del hormigón son de características normales de dilatación.
- Se coloca el hormigón en época de temperaturas normales.

- Las juntas de contracción se proyectan a distancias relativamente cortas.
- Existe buena conservación de las juntas de contracción evitando introducción de arena o gravilla.

c. Juntas Transversales de Contracción

Su función es controlar la formación de grietas y/o fisuras derivadas de la retracción del hormigón en su proceso de endurecimiento. Además controlan el efecto de alabeo; cuando la losa se contrae uniformemente por una disminución de su temperatura media o de su contenido de humedad, aparecen por roce con la subrasante, tensiones de tracción. Colocando juntas transversales a distancias apropiadas, estas tensiones quedan reducidas a límites admisibles. En el caso del alabeo la junta actúa como una articulación imperfecta, reduciéndose así la luz libre de flexión.

Considerando que las juntas de dilatación o no existen o se tiende a separarlas excesivamente, debe proyectarse juntas de contracción y alabeo a poca distancia.

En general, el distanciamiento recomendado, para pavimentos sin armar y sin barras de traspaso de cargas, es de 3,5 a 4,0 metros actualmente, de preferencia coincidente con el ancho de la pista. Deberán ser perpendiculares al eje del pavimento.

Cuando lo indique el proyecto, estas juntas se construirán esviadas con respecto al eje del pavimento, en 0,60 m. para una pista de 3,5 m. de ancho, materializándose en sentido contrario a los punteros el reloj, según el sentido del tránsito.

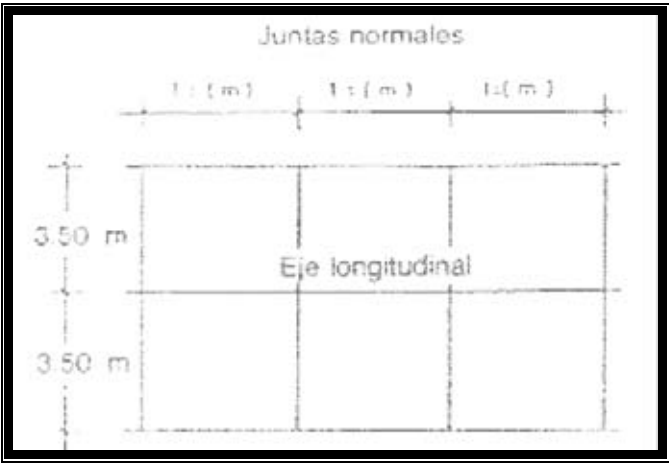


Figura 3.1.6.2.17. Junta Transversal de Contracción Normal
Fuente: Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón

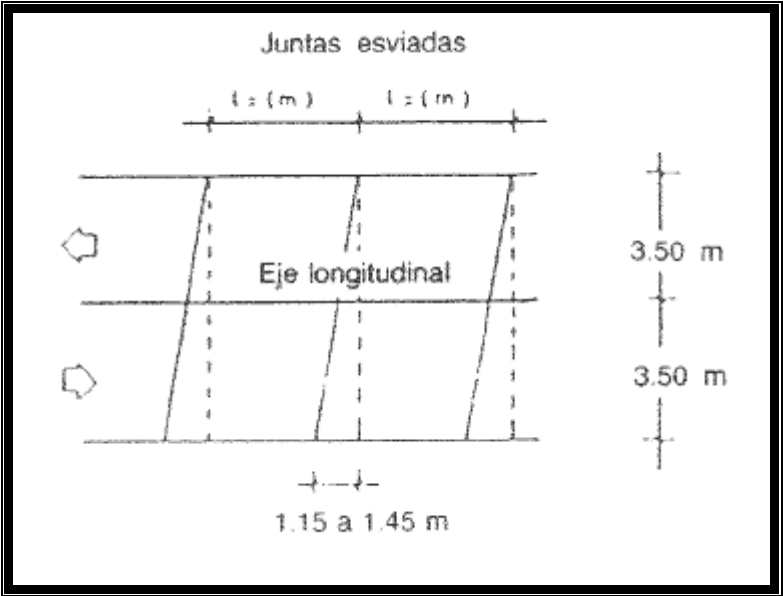


Figura 3.1.6.2.18. Junta Transversal de Contracción Esviada
Fuente: Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón



Figura 3.1.6.2.19. Junta Transversal de Contracción
Fuente: Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón

VALORES TÍPICOS JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCION			
Espesor Pav. h (cm.)	20	21	23
Factor de forma W/D	0,8 a 2,0	0,8 a 1,2	0,8 a 1,2
Ancho superior W (cm.)	0,9 a 1,1	0,9 a 1,1	0,9 a 1,1
Profund. sellado D (cm.)	1,0 a 1,2	1,0 a 1,2	1,0 a 1,2
Profund. junta d (cm.)	5,0 a 6,0	5,5 a 6,5	6,0 a 7,0
Abertura junta e (cm.)	0,4 a 0,6	0,4 a 0,6	0,4 a 0,6

Tabla 3.1.6.2. 7. Valores Típicos Junta Transversales de Contracción
Fuente: Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón

d. Juntas Transversales de Construcción

Este tipo de junta deberá coincidir con la posición de otra junta de contracción o de construcción, y se construirá cada vez que finalice una jornada de hormigonado cuando, durante la faena, se produzcan paralizaciones por un lapso mayor que 45 minutos. En el centro del espesor del pavimento, deberán insertarse barras de acero de traspaso de carga, de sección circular, lisas, espaciadas cada 300 mm entre sí. Previo a continuar con la pavimentación, el extremo de la barra que quedará inserto en el hormigón fresco deberá cubrirse con un elemento o material que impida la adherencia entre el acero y el hormigón.

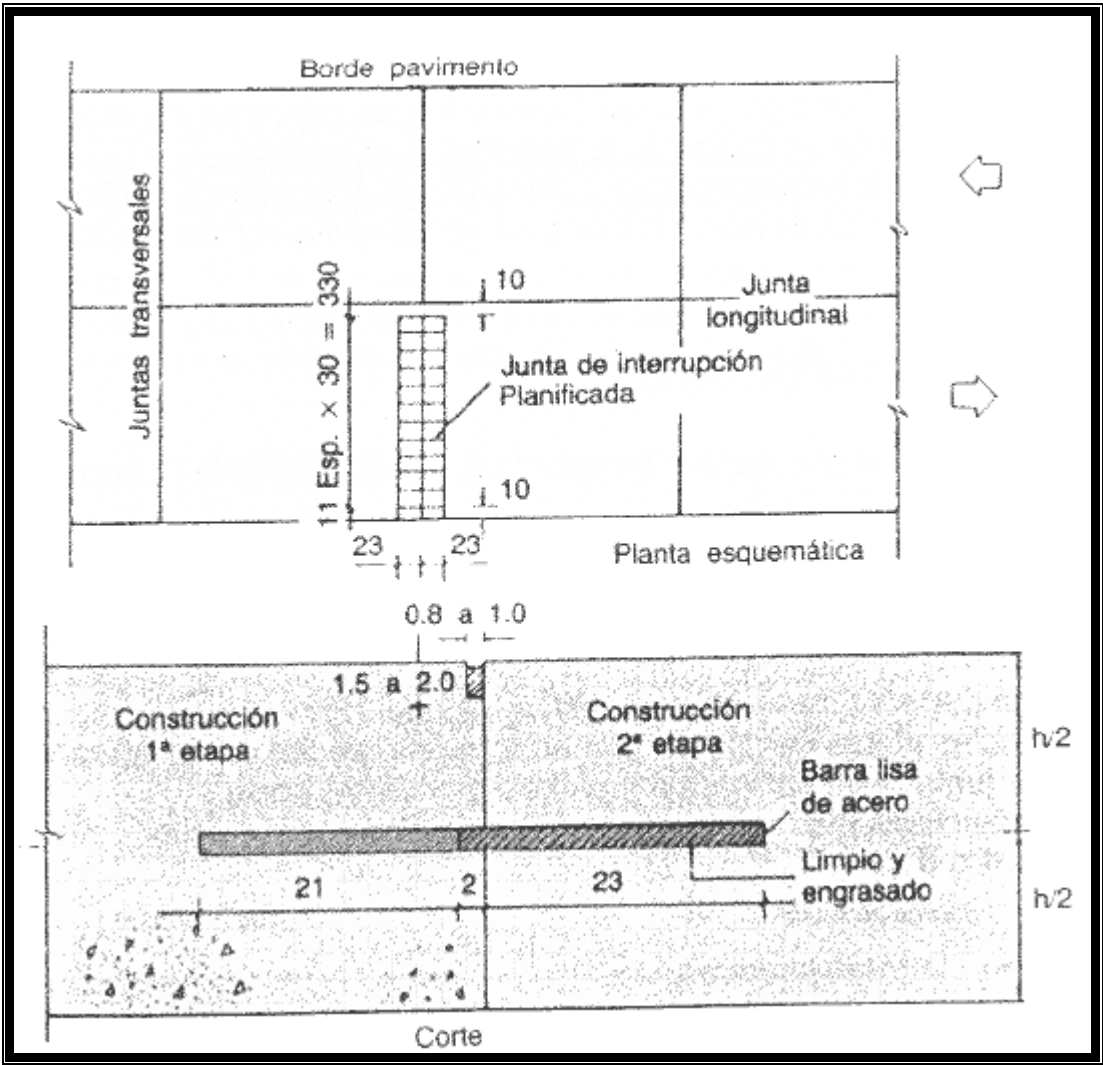


Figura 3.1.6.2.20. Junta Transversal de Construcción

Fuente: Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón

JUNTAS TRANSVERSALES		
Espesor Pav. H (cm.)	Diámetro Barra Ø (mm.)	Longitud Barra (m.)
15	20	0,35
15 a 20	25	0,35
20 a 30	31	0,45

Tabla 3.1.6.2.8. Características de las Barras de Traspaso de Cargas
Fuente: Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón

3.1.6.3. MÓDULO DE REACCIÓN DE DISEÑO DE LA SUBRASANTE

Para poder definir el espesor del pavimento, en el diseño de pavimentos de hormigón, es de relativa importancia la calidad del suelo que conforma la subrasante. Esta se refiere al módulo de reacción de la subrasante K, la cual representa la presión de una placa circular rígida de 76 cm. de diámetro dividida por la deformación que dicha presión genera. Su unidad de medida es Kg/cm²/cm (Kg/cm³).

Debido a que el ensayo correspondiente (Norma AASHTO T222 – 78) es lento y caro de realizar, habitualmente se calcula correlacionándolo con otro tipo de ensayos más rápidos de ejecutar, tales como la clasificación de suelos o el ensayo CBR.

La relación más confiable para estimar el Módulo K es la que se obtiene de la deflexión elástica superficial (Viga Benkelman).

Para el diseño de pavimentos se puede utilizar la relación:

$$K = 22 e^{-0,8}$$
en la que

K: Módulo de reacción de la subrasante en Kg/cm

e: Deflexión elástica superficial en mm (Viga Benkelman)

La falta de precisión en la determinación del módulo no resulta demasiado significativa debido a la relativa poca importancia que este factor tiene en la determinación del espesor de la losa de hormigón.

Para fines prácticos se proponen las siguientes categorías de subrasante:

CATEGORÍAS DE SUBRASANTE				
Categoría Subrasante	Clasificación de Suelos		Características de Suelos	
	U.S.C.S.	AASHTO	CBR%	K (Kg/cm)
A. Muy Buena	GW, GP, GM, GC	A1- a, A1-b	> 25	> 8
B. Buena	SC, SM	A2-6, A2-7	6-25	4-8
C. Deficiente	ML, CL, MH, CH, OH, OL	A-5, A-6, A7-5 A7-6	2-6	2-4

Tabla 3.1.6.2.9. Categoría de Subrasante

Fuente: Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón

Una forma más precisa de obtener este valor es a partir de la fórmula propuesta para el cálculo del valor de soporte del suelo K. Este valor está relacionado con el CBR, de acuerdo a las siguientes expresiones:

$K = 2,55 + 52,5 \times \text{Log (CBR)}$ (Mpa/m) si $\text{CBR} \leq 10\%$

$K = 46 + 9,08 \times (\text{Log (CBR)})^{4,34}$ (Mpa/m) si $\text{CBR} > 10\%$

• **Efecto de la Presencia de una Sub – Base granular**

La presencia de una Sub- Base, de calidad superior a la subrasante permite aumentar el módulo K de diseño. En la figura se indican los criterios de modificación para una sub – base granular. En este caso va a existir un K combinado, Kc.

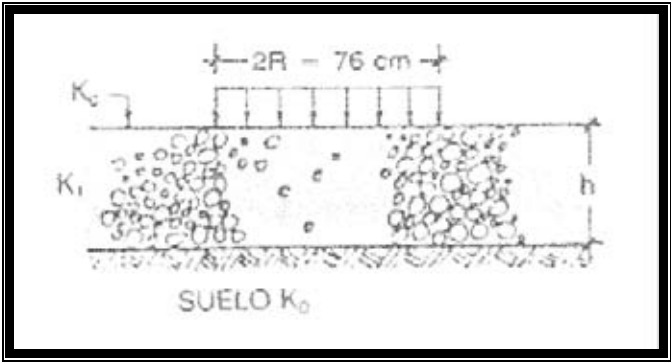


Figura 3.1.6.3.21.

Fuente: Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón

Este valor está relacionado con el CBR, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$K_c = \left(1 + \left(\frac{h}{38} \right)^2 \times \left(\frac{K_1}{K_0} \right)^{2/3} \right)^{1/2} \times K_0$$

Donde:

K_c : Módulo de reacción corregido.

K_1 : Módulo de la Sub – Base.

K_0 : Módulo de la Sub – Rasante (Suelo compactado).

h : Espesor de la Sub – Base.

- **Efecto de la Presencia de una Sub – Base Rígida**

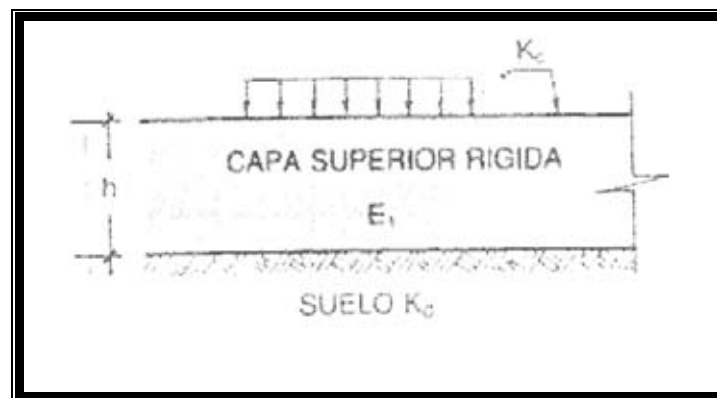


Figura 3.1.6.3.22.

Fuente: Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón

Este caso se trata de una base tratada con cemento. Este valor está relacionado con el CBR, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$m = \frac{15 \times K_0}{E_1}$$

Donde:

$$K_c = \left(\frac{(1-m)}{\left(1 + \left(\frac{h}{38} \right)^2 \times \left(\frac{1}{m} \right)^{2/3} \right)^{1/2}} \right) \times m$$

Por último:

$$K_c = \frac{K_o}{F_w}$$

Donde:

$$F_w = \left(\frac{\left(1 - \frac{15 \times K_o}{E1} \right)}{\left(1 + \left(\frac{h}{38} \right)^2 \times \left(\frac{E1}{15 \times K_o} \right)^{2/3} \right)^{1/2}} \right) + \frac{15 \times K_o}{E1}$$

Tipo de Sub-Base	% Cemento en Peso	R28 Kg/cm²	Mód. Elástico Kg/cm² × 10³
Ligada con Cemento	1-2,5	5-15	2,0-4
A: Tratada con Cemento	2,5-4	25-50	4-10
B: Tratada con Cemento	4-5,5	50-100	10 a 25
Suelo Cemento	5-10	20-60	5,0 a 30

Tabla 3.1.6.3.10. Tipo y Característica de Sub-Base
Fuente: Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón

• **DRENAJE**

Las características de drenabilidad se expresan a través de un coeficiente de drenaje de la sub – base (Cd), cuyo valor depende del tiempo en que ésta se encuentra expuesta a niveles de humedad cercana a la saturación y del tiempo en que drena el agua. El primer factor indicado depende, a su vez, del nivel de precipitaciones de la zona, altura de la rasante, bombeo o inclinación transversal, sistema de saneamiento superficial, etc. El segundo factor depende de la calidad de los materiales de sub – base, existencia de drenaje y propiedades de permeabilidad de la subrasante.

VALOR DEL COEFICIENTE DE DRENAJE Cd					
Calidad del Drenaje	Tiempo de Remoción del Agua	Porcentaje del Tiempo que la Estructura está expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación			
		<1%	1 a 5%	5 a 25%	> 25%
Excelente	2 horas	*1,25-1,20	1,2-1,15	1,15-1,0	1,10
Bueno	1 día	1,2-1,15	1,15-1,0	1,1-1,0	1,0
Regular	1 semana	1,15-1,0	1,1-1,0	1,0-0,9	0,90
Malo	1 mes	1,1-1,0	1,0-0,9	0,9-0,8	0,80
Muy Malo	no drena	1,0-0,9	0,9-0,8	0,8-0,7	0,70*

* Casos Extremos

Tabla 3.1.6.3.11. Valores del Coeficiente de Drenaje Cd

Fuente: SERVIU 1994

3.1.6.4. FACTORES DE EQUIVALENCIA DE EJES Y TRÁNSITO DE DISEÑO

En lo referido a estratigrafía de tránsito, se mencionó que era necesario reducir todas las cargas de tránsito en una vía determinada a una carga-patrón o eje equivalente, la cual esta referida al deterioro que produce cada vehículo en un pavimento, este valor corresponde a 18.000 Lbs. (8,16 Ton.); para esto se emplea un factor de equivalencia, del cual se obtiene que el efecto producido por una carga cualquiera es traducido en un efecto igual de una determinada carga equivalente.

De acuerdo a los estudios en los censos de tránsito de las vías urbanas, se han llegado a determinar los valores más representativos de los factores de equivalencia para los diferentes tipos de vías, los cuales se obtienen de una estimación aproximada de los porcentajes de vehículos pesados que transitan en ellas, los cuales se presentan en las siguientes tablas:

Porcentaje de Vehículos Pesados	
Tipo de Vías	% Vehículos Pesados
Expresa	24
Troncal	20
Colactora	18
De Servicio	17
Local	16
Pasaje	14

Tabla 3.1.6.4.12. Porcentaje Vehículos Pesados
Fuente: SERVIU 1994

De acuerdo a estos porcentajes, se determinan los siguientes factores de equivalencia.

Factores de Equivalencia	
Tipos de Vías	Nº Ejes Equivalentes / Eje Vehículos Pesados
Expresa	1,20
Troncal	1,00
Colactora	0,90
De Servicio	0,85
Local	0,80
Pasaje	0,10

Tabla 3.1.6.4.13. Factores de Equivalencia
Fuente: SERVIU 1994

La determinación del número total de ejes equivalentes en la vida de diseño de un pavimento, están dadas por los factores de equivalencia aplicados al número total de vehículos pesados en circulación.

Cuando no se dispone de los censos de tránsito para determinar el número total de ejes equivalentes, podrá usarse para el tránsito de diseño los valores que se indican a continuación, los cuales fueron obtenidos a través de un estudio del SERVIU, en el cual se consideró una vida de diseño de 20 años y una tasa de crecimiento de un 5% anual.

Número total de ejes equivalentes	
Tipo de Vías	Nº de Vehículo Pesado por Pista Durante vida de Diseño
Expresa	$5,0 \times 10^6$
Troncal	$1,5 \times 10^6$
Colactora	$3,5 \times 10^5$
De Servicio	$1,5 \times 10^5$
Local	$6,0 \times 10^4$
Pasaje	$1,0 \times 10^4$

Tabla 3.1.6.4.14. Número Ejes Equivalentes
Fuente: SERVIU 1994

3.1.7. DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS RÍGIDOS

3.1.7.1. MÉTODO AASHTO

El método de diseño AASHTO, originalmente conocido como AASHO, fue desarrollado en los Estados Unidos en la década de los 60, basándose en un ensayo a escala real realizado durante 2 años en el Estado de Illinois. A partir de los deterioros que experimentan, representando las relaciones deterioro – solicitud para todas las condiciones ensayadas.

A partir de la versión del año 1986, el método AASHTO comenzó a introducir conceptos mecanicistas para adecuar algunos parámetros a condiciones diferentes a las que imperaron en el lugar del ensayo original. Los modelos matemáticos respectivos también requieren de una calibración para las condiciones locales del área donde se pretenden aplicar.

3.1.7.2. USO DEL METODO AASHTO-1993 EN CHILE

La primera versión de la guía AASHTO de 1972, fue adaptada en Chile por la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas para los efectos de utilizarlas en el diseño de pavimentos. Con posterioridad, una vez que se publicó la nueva guía para el diseño estructural de pavimentos en 1986 y su correspondiente versión mejorada de 1993, esta fue adaptada para el diseño de pavimentos en Chile.

3.1.7.3. MÉTODO AASHTO PAVIMENTOS RÍGIDOS

Un pavimento de hormigón o pavimento rígido consiste básicamente en losas de hormigón simple o armado, apoyadas directamente sobre una base o sub – base.

3.1.7.4. MODELO MATEMÁTICO

La fórmula general de diseño, relaciona el número de ejes equivalentes de 8,16 Ton. con el espesor de la losa de hormigón, para diferentes valores de los parámetros de cálculo.

Ecuación de Diseño AASHTO 1993:

$$EE = \left[\frac{H + 25.4}{25.882} \right]^{7.35} \times 10^{\alpha} \times \beta^{(4.22 - 0.32 \times Pf)}$$

$$\alpha = \frac{\log\left(\frac{\Delta P}{4.5 - 1.5}\right)}{\left(1 + \left(\frac{180.779}{H + 25.4}\right)\right)^{8.46}} + Zr \times S_0$$

$$\beta = \left(\frac{Rm \times Cd}{1.487 \times J} \right) \times \left(\frac{H^{0.75} - 12.808}{H^{0.75} - 83.200 \times \left(\frac{Kd}{E} \right)^{0.25}} \right)$$

En que:

EE: Ejes Equivalentes de 8.16 Ton. totales para la vida de diseño.

H: Espesor de las losas en mm.

Rm: Resistencia media a la flexotracción a los 28 días del hormigón en MPa.

Cd: Coeficiente de Drenaje.

J: Coeficiente de Transferencia de Carga.

Kd: Módulo de reacción de diseño en MPa/m.

E: Módulo de Elasticidad del Hormigón en Kg/cm².

ΔP : Pérdida de Serviciabilidad = $P_i - P_f$

P_i : Índice de Serviciabilidad inicial. Normalmente se utiliza el valor $P_i = 4.5$

P_f : Índice de Serviciabilidad final. Normalmente se utiliza el valor $P_f = 2.0$ ó 2.5

Zr: Coeficiente de Student.

So: Desviación Normal.

3.1.7.5. CONFIABILIDAD EN EL DISEÑO

La confiabilidad R puede ser definida como la probabilidad de que la estructura, una sección homogénea de pavimento, usando el método tenga un comportamiento real igual o mejor que el previsto por el método para la sollicitación de la acción conjunta de tránsito y medio ambiente durante la vida de diseño adoptada. Ella permite determinar, a través de los parámetros que se indican más adelante, un tránsito ficticio “Ti”, que debe considerarse en la fórmula de diseño en lugar del tránsito proyectado “Tt”.

La confiabilidad del diseño va a depender de la importancia de la vía, mientras más importante mayor confiabilidad, donde la R se mide según ejes equivalentes.

A continuación se indican los rangos de confiabilidad que pueden ser utilizados provisionalmente para distintos tipos de vías.

Tipos de Vías	Nivel de Confiabilidad Recomendado (%)
Expresa	85 - 95
Troncal	80 - 90
Colectora	75 - 85
De Servicio	70 - 80
Calles Local	60 - 75
Pasaje	50 - 70

Tabla 3.1.76.5.15. Nivel de Confiabilidad en el Diseño
Fuente: SERVIU 1994

Cada valor de R está asociado a un valor del coeficiente d Student (Zr). A su vez, Zr determina, en conjunto con el factor “So”, un factor de seguridad (F.S.) que debe aplicarse al tránsito proyectado para la vida de diseño (Tt) para obtener el tránsito de diseño Ti, a través de las siguientes expresiones:

$$F.S. = 10^{(-Zr \times So)}$$

$$Ti = Tt \times F.S. = Tt \times 10^{(-Zr \times So)}$$

Donde:

Zr: Coeficiente de Student para el nivel de confiabilidad (R%) adoptado.

So: Desviación normal del error combinado en la estimación de los parámetros de diseño y modelo de deterioro. Para pavimentos rígidos, se recomienda adoptar So = 0,35.

Tt: El número de ejes equivalentes de 8,17 ton. proyectados para la vida útil del pavimento.

Ti: El número de ejes equivalentes de diseño que debe emplearse en el cálculo.

A continuación se indican los valores de Zr y F.S. para distintos coeficientes de confiabilidad (R).

Niveles de Seguridad de Tránsito Según Nivel de Confiabilidad para So = 0,35		
Nivel de Confianza R%	Coefficiente de Student Asociado (Zr)	Factor de Seguridad (F.S.)
50	0,000	1,00
60	0,253	1,23
70	0,524	1,53
75	0,674	1,72
80	0,811	1,97
85	1,037	2,31
90	1,282	2,81
95	1,645	3,76
99	2,327	6,52

Según Estudio Chileno

Tabla 3.1.7.5.16. Nivel de Seguridad de Tránsito
Fuente: SERVIU 1994

3.1.7.6. SERVICIABILIDAD

Es la condición de un pavimento para proveer un manejo seguro y confortable a los usuarios en un determinado momento. De acuerdo al Método AASHTO se mide cuantitativamente a través del índice de serviciabilidad: P, en una escala de 0 a 5 siendo el 5 el mejor valor.

3.1.7.7. ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD

Corresponde al estado en que se encuentra la carpeta de rodado. pi es el valor de este indicador al momento de puesta en servicio del camino o calle; AASHTO recomienda utilizar 4,5 para pavimentos de hormigón y 4,2 para pavimentos asfálticos (valores obtenidos por las pruebas AASHTO).

Δp: Pérdida de serviciabilidad en la vida de diseño

$\Delta p = p_i - p_f$

pi: Índice de serviciabilidad inicial. Normalmente se utiliza el valor pi=4,5.

pf: Índice de serviciabilidad final. Normalmente se utiliza el valor pf=2,0 o 2,5. Este último valor para autopistas.

3.1.7.8. COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGAS (J)

La capacidad de carga representa la capacidad de un pavimento de hormigón de transferir parte de las cargas solicitantes a través de las juntas transversales.

La eficiencia de la transferencia de carga depende de múltiples factores tiende a disminuir durante la edad con las repeticiones de carga.

Dentro de los factores más importantes de eficiencia se pueden mencionar los siguientes:

- Existencia de dispositivos especiales de transferencia de cargas. Esto es, barras de traspaso o zapatas de juntas.
- Interacción de las caras de junta transversal. Para el caso de no existir dispositivos especiales puede existir transferencia por roce entre las caras de la junta. Su eficiencia depende básicamente de la abertura de la junta y de la angulosidad de los agregados.

La abertura de la junta transversal depende principalmente del largo de los paños, la temperatura ambiente en la cual se ejecutó el pavimento y las variaciones periódicas de la misma.

El efecto de traspaso de cargas se considera en conjunto con el del sistema de berma, a través de un coeficiente J, cuyos valores se indican a continuación.

Donde:

T.C.C.: Base tratada con cemento.

G.R.: Base granular.

Dispositivo de Transferencia de Cargas	Berma con Pavimento de Hormigón	Tipo de Base	Condiciones Climáticas	Valor Coef. J	
				Largo Paños (m)	
				< 4,5	4,5 a 6,0
SI	SI	T.C.C.	Suave	2,5	2,5
			Rigurosa	2,6	2,8
		G.R	Suave	2,8	2,9
			Rigurosa	2,9	3,1
	NO	T.C.C.	Suave	2,6	2,7
			Rigurosa	2,7	2,9
		G.R	Suave	2,9	3,0
			Rigurosa	3,0	3,2
NO	SI	T.C.C.	Suave	2,8	3,2
			Rigurosa	3,0	3,4
		G.R	Suave	3,2	3,6
			Rigurosa	3,4	3,8
	NO	T.C.C.	Suave	3,4	3,8
			Rigurosa	3,6	4,0
		G.R	Suave	3,8	4,2
			Rigurosa	4,0	4,4

Tabla 3.1.7.8.17. Valores del Coeficiente de Transferencia de Carga “J”
 Fuente: SERVIU 1994

3.1.7.9. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN

Las propiedades del hormigón utilizadas en este método de diseño incluyen la resistencia media a la flexotracción a 28 días, determinada a través del ensayo AASHTO T – 97 y el Módulo de elasticidad, determinado mediante el ensayo de compresión estática en cilindros.

La resistencia de diseño se calcula a partir de la resistencia media, aplicando una de las siguientes ecuaciones:

- $R_d = R_m / F.S.$
- $R_d = R_m \times (1 - c \times t)$

En las que:

Rd: Resistencia de Diseño en Kg/cm².

Rm: Resistencia Media a la Flexotracción en Kg/cm².

F.S.: Factor de Seguridad.

c: Coeficiente de variación de los resultados en ensayos. Este valor depende de la uniformidad de fabricación, colocación y curado del hormigón.

t: Coeficiente correspondiente al nivel de confiabilidad.

Normalmente se usa en obras de pavimentación un nivel de confianza de 80%, lo que implica aceptar una fracción defectuosa de un 20% y un coeficiente $t = 0,842$.

Para determinar la resistencia de diseño a utilizar recomendamos los siguientes valores:

- Obras con hormigones regularmente controlados:

$$Rd = 0,75 \times (F.S. = 1,33)$$

- Obras con hormigones bien controlados:

$$Rd = Rm \times (1 - 0,842 \times 0,1) = 0,92 Rm$$

Para los tipos de áridos y dosificaciones usualmente empleadas en nuestro país el módulo de elasticidad tiene un valor muy cercano a 3×10^5 Kg/cm².

Con respecto a las propiedades del hormigón se han normalizado, considerando tres niveles.

PROPIEDADES DEL HORMIGÓN EN DISEÑOS NORMALIZADOS			
Tipo de Vía y Categoría	Resistencia a Flexotracción a 90 días Kg/cm²		Coeficiente de Variación
	Media	Característica	
Caminos rurales Categoría de tránsito de 3 a 8	51	46	10%
Vías urbanas Expresas y Principales Categoría de tránsito de 5 a 6	46	40	15%
Vías colectoras, Locales y pasajes Urb. Categoría de tránsito de 1 a 4.	41	36	20%

Tabla 3.1.7.9.18. Propiedades del Hormigón

Fuente: Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón

En general, en los métodos de diseño se supone una relación:

$$R_{90}/R_{28} = 1,10$$

Si el cemento es de grado corriente, se debe amplificar el valor medio de la resistencia de obra, por un factor 1,045.

3.2. SISTEMA DE AGUAS LLUVIAS

Entenderemos por sistema de aguas lluvias, una red de conductos subterráneos y sistemas colectores que fluyen hacia un solo punto de descarga.

3.2.1. OBRAS DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUAS LLUVIAS

3.2.1.1. OBJETIVO

Todas las vías urbanas se ven afectadas de alguna manera por la acción de las aguas de distinto origen, por ello resulta necesario disponer de medios para su evacuación. Es evidente el efecto desfavorable que estas aguas provocan en el pavimento, cualquiera sea la estructura de éste.

Para asegurar el buen funcionamiento y la mantención del pavimento, el proyectista deberá estudiar, proyectar y especificar la solución más adecuada para la evacuación de las aguas.

3.2.1.2. DEFINICIONES

Las obras destinadas a captar, encauzar o transportar las aguas, se definen como obras de drenaje. De acuerdo al origen de dichas aguas, se establecen tres clases de obras:

a) Obras de Drenaje Superficial:

Están destinadas a captar las aguas superficiales y aguas lluvias.

b) Obras de Sub-Drenaje:

Son las encargadas de las aguas subterráneas.

c) Obras de Canalización:

Están destinadas a transportar las aguas de cauces naturales o artificiales existentes.

En nuestro caso, será necesario estudiar las obras de drenaje superficial.

3.2.2. OBRAS DE DRENAJE SUPERFICIAL

Las obras de drenaje superficial están diseñadas para captar las aguas provenientes de precipitaciones o derrames de cualquier naturaleza, que lleguen a la superficie del pavimento.

Se debe ser capaz de dar una solución adecuada, para lograr la rápida evacuación de las aguas desde la superficie del pavimento, la cual deberá adjuntar las siguientes medidas:

- Disponer de pendientes transversales adecuadas en calzadas y aceras.
- Disponer de una pendiente longitudinal que permita el escurrimiento fácil e impida posibles empozamientos.
- Proveer sistemas adecuados de captación y de conducción de las aguas, tales como sumideros, cámaras, zanjas de infiltración, pozos absorbentes y/o colectores.

3.2.3. SUMIDEROS, CÁMARAS Y REJILLAS

Los sumideros y cámaras, tienen por objetivo captar las aguas superficiales que circulan sobre el pavimento, para luego distribuirlas hacia algún sistema de evacuación.

3.2.3.1. CLASIFICACIÓN DE LOS SUMIDEROS

De acuerdo con sus características de operación, los sumideros se pueden clasificar en:

a. Sumideros Laterales en Solera:

Poseen una abertura de admisión, dispuesta en la solera, paralelamente a la dirección del escurrimiento. Se adaptan para instalaciones con solera y cuneta.

b. Sumideros Horizontales de Rejilla:

La admisión se verifica por una abertura horizontal practicada en el fondo de la cuneta o curso de agua, provista de una o más rejillas dispuestas en serie o paralelo.

c. Sumideros Mixtos:

Están provistos a la vez de entrada lateral en la solera y horizontal en rejilla y son de gran capacidad, reuniendo las ventajas de ambos tipos.

La elección del tipo de sumidero a utilizar, esta relacionada con sus condiciones hidráulicas, económicas y del sitio de ubicación. La capacidad hidráulica de los sumideros depende del tamaño y tipo de la abertura de entrada, puede mejorarse disponiendo la admisión bajo la línea normal de flujo del curso afluente.

Los tipos de sumideros más utilizados en nuestro país son los siguientes:

- **TIPO S1:** Sumidero tipo grande conectado a la cámara.
(Sumidero mixto)
- **TIPO S2:** Sumidero tipo grande conectado a la cañería.
(Sumidero mixto)
- **TIPO S3:** Sumidero tipo chico conectado a la cámara.
(Sumidero horizontal de rejilla)
- **TIPO S4:** Sumidero tipo chico conectado a la cañería.
(Sumidero horizontal de rejilla)

Las características y detalles constructivos de los sumideros, además de los tipos de rejilla, se encontrarán en el anexo.

3.2.4. CRITERIOS DE DISEÑO

3.2.4.1. DESCARGA DE DISEÑO

El método más usado en este caso para realizar el cálculo de los caudales a desaguar es el Método Racional.

3.2.4.2. DISEÑO HIDRÁULICO DE CONDUCTOS

Serán diseñados para funcionar a sección llena, sin presión. En ciertos casos podrá aceptarse un funcionamiento a presión, siempre que la línea de energía, esté al menos 0,25 metros bajo el nivel de cualquier sumidero comprometido.

3.2.5. BASES DE CÁLCULO

En el diseño de la red de colectores de aguas lluvias, deberemos verificar los diámetros y pendientes, para que con los caudales máximos se tenga autolavado y capacidad suficiente de la tubería.

En este proyecto se diseñará un sistema a base de tuberías, que conduzcan las aguas lluvias, que actualmente no están siendo evacuadas correctamente, a los colectores existentes pudiendo evaluar la creación de otro colector aledaño al existente si este no fuera capaz de almacenar el agua lluvia existente.

El caudal máximo de aguas lluvias, diámetro pendiente, velocidad de escurrimiento y altura de agua en el interior de la tubería, se calcularán en base a las fórmulas indicadas en el método racional.

3.2.5.1. MÉTODO RACIONAL

Este método es utilizado en cuencas pequeñas, generalmente, menores de 1.000 hás., aún cuando se ha utilizado con éxito en áreas de hasta 3.000 hás.; es el más utilizado en nuestro país, y se caracteriza por ser un método basado en la experiencia.

El caudal máximo para un determinado período de retorno se calcula con la siguiente expresión:

$$Q = \frac{c \times I \times A}{3,6}$$

Donde:

Q: Caudal en m³/s

c: Coeficiente de escurrimiento de la cuenca. (Según tabla)

A: Área aportante en Km².

I: Intensidad de la lluvia de diseño en mm/hr.

La intensidad de la lluvia de diseño corresponde a la de duración igual al tiempo de concentración del área y de frecuencia o período de retorno seleccionado como adecuado para la obra en cuestión.

El tiempo de concentración del área se define como el tiempo necesario para que la partícula de agua hidráulicamente más alejada alcance la salida y puede estimarse por fórmulas empíricas aproximadas.

Una de estas expresiones, desarrollada por el U.S. Soil Conservation Service, es la siguiente:

$$T_c = 0,95 \times \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Siendo:

Tc: Tiempo de concentración en horas.

L: Distancia en kilómetros, medida siguiendo el curso principal de agua, desde la salida al punto hidráulicamente más alejado del área.

H: Desnivel en metros desde la salida al punto más alejado.

Esta fórmula entrega valores razonables en cuencas de tamaño mediano o grande. Sin embargo, en cuencas menores de 200 hás. suele estimarse por defecto los tiempos de concentración reales.

En estos casos se puede recurrir a la expresión propuesta por Giandotti:

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}}$$

Siendo:

Tc: Tiempo de concentración en horas.

A: Superficie de la cuenca en Km².

L: Longitud del cauce principal de agua en Km.

H: Diferencia de nivel en metros entre la cota media de la cuenca y el punto de salida.

En ningún caso, el tiempo de concentración debe ser inferior a 10 minutos.

Adoptada una frecuencia o período de retorno de diseño de la obra y determinado el tiempo de concentración, puede obtenerse la intensidad de la lluvia de diseño de la familia de curvas intensidad-duración-frecuencia aplicable en la zona en estudio.

El coeficiente de escorrentía expresa la relación entre el caudal máximo por unidad de área y la intensidad media máxima de la lluvia durante un

período igual al tiempo de concentración de la cuenca. Representa por lo tanto, el porcentaje de lluvia que puede escurrir.

Los coeficientes de escorrentía dependen de las características del terreno, uso y manejo del suelo, condiciones de infiltración, etc.. En la siguiente tabla se entregan rangos usuales de este coeficiente para diversos tipos de situaciones.

COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
Tipo de Terreno	Coeficiente de Esgurrimiento
Pavimentos de Adoquín	0,50 - 0,70
Pavimentos Asfálticos	0,70 - 0,95
Pavimento de Concreto	0,80 - 0,95
Suelo arenoso con vegetación y pendiente 2% - 7%	0,15 - 0,20
Suelo arcilloso con pasto y pendiente 2% - 7%	0,25 - 0,65
Zonas de Cultivo	0,20 - 0,40

Tabla 3.2.5.1.19. Coeficiente de Esgurrimiento
Fuente: Manual de Carreteras. Volumen3

En otras situaciones la elección del coeficiente de escurrimiento puede abordarse, haciendo uso de los factores de ponderación que se incluyen en la siguiente tabla:

ESTIMACION DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO				
Factores	Valores de K			
1. Relieve del Terreno	40 Muy Accidentado. Pendientes superiores al 30%	30 Accidentado. Pendientes entre 10% y 30%	20 Ondulado. Pendientes entre 5% y 10%	10 Llano. Pendientes inferiores al 5%
2. Permeabilidad del Suelo	20 Muy Impermeable Roca	15 Bastante Impermeable Arcilla	10 Bastante Permeable Normal	5 Muy Permeable Arena
3. Vegetación	20 Ninguna	15 Poca. Menos de 10% de la Superficie	10 Bastante . Hasta el 50% de la Superficie	5 Mucha. Hasta el 90% de la Superficie
4. Capacidad de Almacenaje de Agua	20 Ninguna	15 Poca	10 Bastante	5 Mucha

Tabla 3.2.5.1.20. Estimación del Coeficiente de Esgurrimiento

Fuente: Manual de Carreteras. Volumen3

En cuanto al uso de esta tabla, se debe seleccionar la situación representativa del caso en estudio para cada uno de los cuatro factores. Luego se suman los valores de K correspondientes. Con el puntaje así obtenido se debe ir a la siguiente tabla entrando a la línea “Suma de K” y obtener el valor de c correspondiente al coeficiente de escurrimiento que le corresponde a ese puntaje total.

Suma de K	75 - 100	50 - 75	30 - 50	25 - 30
Valor Correspondiente de "c"	0,65 - 0,80	0,50 - 0,65	0,35 - 0,50	0,20 - 0,35

Tabla 3.2.5.1.21. Estimación del Coeficiente de Esgurrimiento

Fuente: Manual de Carreteras. Volumen3

MÉTODO DE CÁLCULO

El método que se utiliza es simple y consiste en determinar las variables que intervienen en la fórmula del caudal máximo antes señalada. El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Coeficiente de Escorrentía c :

En general, las superficies por desaguar están compuestas por varios tipos de terrenos, los cuales tienen sus respectivos coeficientes de escorrentía tabulados, en estos casos se adopta un valor medio ponderado.

2. Superficie de la Cuenca en Km^2 :

La superficie se determina en los planos respectivos o en los planos de áreas tributarias. Se define el área que se desea tribute al punto de desagüe donde se está calculando el caudal.

Se entiende como área tributaria a la superficie de influencia en la producción de aguas que escurrieron hacia el tramo considerado.

3. Intensidad Media Máxima:

Para calcularse la intensidad media máxima debe conocerse previamente el tiempo de concentración de la cuenca.

4. Tiempo de concentración de la Cuenca:

Se considerará el mayor tiempo que demora en llegar la partícula de agua que cae más alejada al punto donde se está calculando el caudal

5. Con el tiempo de concentración de la cuenca se entra en el ábaco de intensidades máximas de aguas lluvias, para la provincia de Valdivia, obteniendo la Intensidad Media Máxima de Lluvia I .

6. Una vez obtenido el caudal máximo Q de cada tramo de la red se le agrega el caudal de infiltración, obteniéndose el caudal de proyecto.

3.2.5.2. CAPACIDAD DE COLECTORES

El diámetro D de los colectores debe calcularse de modo que la altura H del agua dentro de la tubería, quede entre los límites que se indican:

- Para el caudal máximo: $h = 0,70D$
- Para el caudal mínimo: $h = 0,30D$

3.2.5.3. VELOCIDADES

Las velocidades del agua en la tubería quedarán dentro de los siguientes límites:

- Máxima: 3 m/seg. (Tuberías corrientes)
- Mínima para boca llena: 0,90 m/seg. (Aguas lluvias)

3.2.5.4. PENDIENTES MÍNIMAS

Las pendientes mínimas a considerar, para caudales reales que produzcan autolavado, serán las que se indican en la siguiente tabla:

PENDIENTES MÍNIMAS PARA DIÁMETROS 175 A 400 mm POR MIL				
Diámetros	Tramos no Iniciales		Tramos Iniciales	
	Mínimas Recomendables	Crítica	Mínimas Recomendables	Crítica
175	5,0%	3,1%	10,0%	8,0%
200	4,5%	2,6%	10,0%	7,0%
250	3,5%	2,2%	—	—
300	3,0%	2,0%	—	—
350	3,0%	1,0%	—	—
400	3,0%	2,0%	—	—

Tabla 3.2.5.4.22. Pendientes Mínimas

3.2.5.5. METODOLOGÍA DE DISEÑO

Una forma simple para efectuar los cálculos es por medio de la fórmula de Manning para tubos llenos:

$$v = \frac{R_H^{2/3} \times i^{1/2}}{n}$$

Donde:

V: Velocidad en m/seg.

R_H: Radio hidráulico en m.

i: Pendiente de la tubería.

n: Coeficiente de rugosidad de la tubería. Es un parámetro experimental que refleja la resistencia que ocupa las paredes de la tubería, al escurrimiento.

El valor de n lo podemos obtener de la siguiente tabla:

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	
Canales de madera recién cepillado	0,012
Acueductos revestidos de cal y ladrillos	0,015
Canales en tierra sin revestir y en las mejores condiciones	0,020
Canal en lecho rugoso de piedra	0,030

Tabla 3.2.5.5.23. Coeficiente de Rugosidad

En general, para tuberías de cemento comprimido (TCC), el coeficiente de rugosidad es 0,013.

Sabemos que $Q = v \times \Omega$ con:

Ω : Área de la sección transversal del canal en escurrimiento a boca llena.

En este caso por ser una sección circular:

$$\Omega = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad \text{Con D: Diámetro de la tubería.}$$

Luego tenemos que:

$$R_H = \frac{\Omega}{\chi} \quad \text{Con:}$$

χ : Perímetro mojado. En este caso:

$$\chi = \pi \times D$$

Así obtenemos que:

$$R_H = \frac{D}{4}$$

Con todo esto, llegamos a la siguiente expresión:

$$Q = \frac{0,3116 \times D^{8/3} \times i^{1/2}}{n} \quad \text{En que:}$$

Q: Expresado en m³/seg.

D: Expresado en m.

i: expresada en m/Km.

La pendiente mínima que debe darse a las canalizaciones debe permitir las velocidades de autolavado a sección llena. Para obtener las velocidades efectivas, cuando el escurrimiento es parcial, puede usarse el siguiente gráfico, que da las relaciones v/V de acuerdo con la altura del líquido h/H .

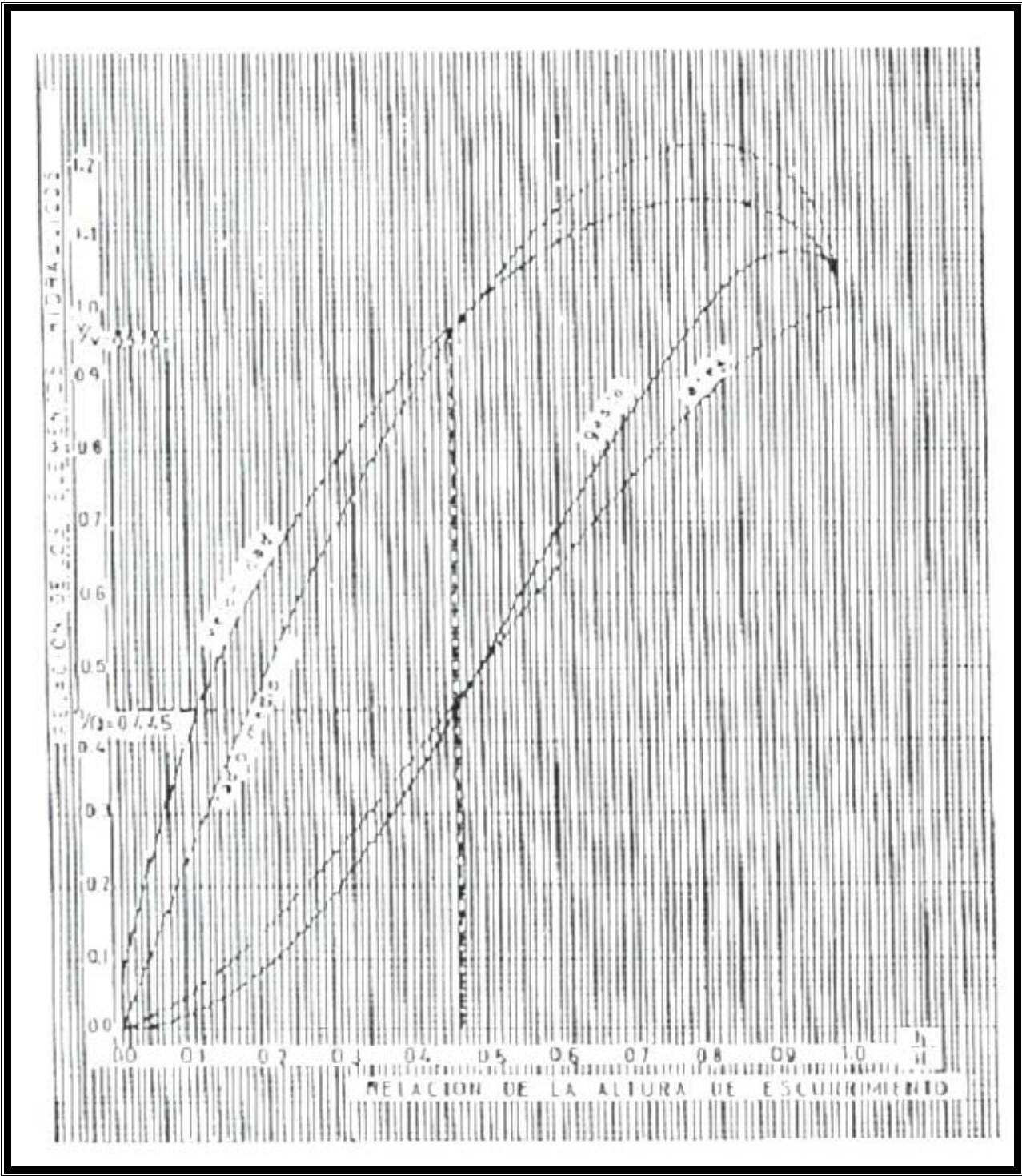


Figura 3.2.5.5.23. Relaciones Hidráulicas para Tubos Parcialmente Llenos

Con el mismo valor de la altura de agua h/H se ingresa a este otro gráfico, que da la velocidad mínima de autolavado cuando el escurrimiento es parcial, la cual debe ser menor que la velocidad efectiva del flujo obtenida anteriormente.

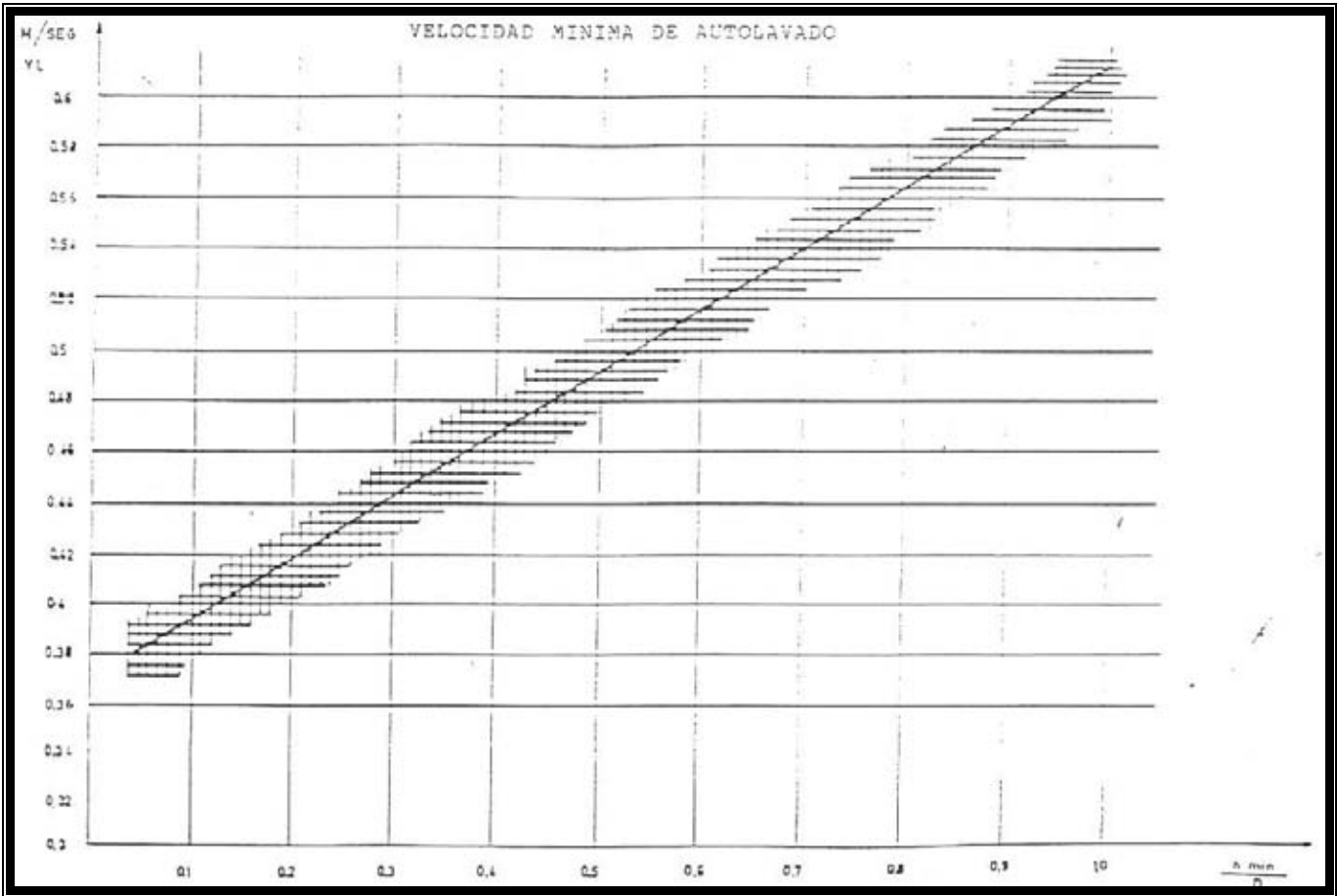


Figura 3.2.5.5.24. Velocidad Mínima de Autolavado

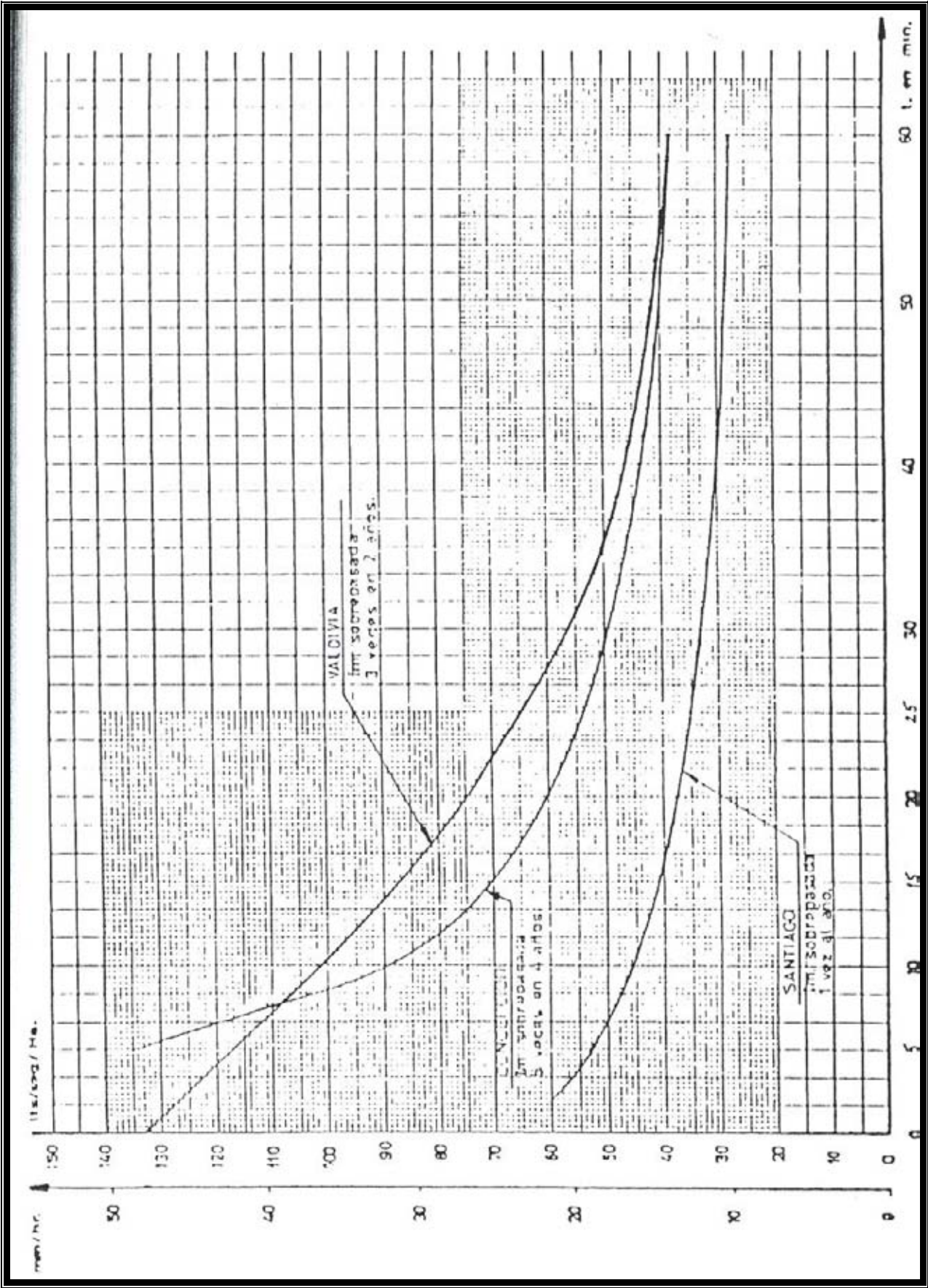


Figura 3.2.5.5.25. Curvas de Intensidades Medias Máximas de Lluvia

CAPITULO IV
MECÁNICA DE SUELOS

CAPITULO IV

MECÁNICA DE SUELOS

4.1. MUESTREO

Para realizar el muestreo se efectuaron calicatas de 1×1×1 metro. Se realizaron 5 calicatas de donde se extrajo material para ser llevado a laboratorio y efectuar los ensayos pertinentes; además se efectuaron calicatas de inspección visual las cuales fueron de dimensión más pequeña, de 0,8×0,8×0,8 metros, estas tenían por objeto ver que material componía el estrato y ver si visualmente correspondía al mismo tipo de suelo de alguna calicata adyacente para así evitar llevar el materia a ensayos.

Este muestreo se llevo a cabo los días 23 y 24 de noviembre del 2006. Para ello fue necesario contar con un permiso por parte del SERVIU para poder trabajar en la vía publica, este permiso se encuentra incluido en el anexo n° 2. Además se incluyen una serie de fotos del muestreo las cuales se muestran en el anexo n° 3.

Luego se procedió a la realización de los ensayos en el laboratorio LEMCO de la Universidad Austral de Chile ubicado en el Campus Miraflores.

El material destinado a laboratorio se llevó en sacos para ser preparado y poder realizar los ensayos pertinentes, estos ensayos fueron el ensayo CBR para medir la capacidad de soporte del suelo y se practicaron límites, líquido y plástico para poder clasificar el suelo, además se realizó una estratigrafía de cada calicata.

Los resultados obtenidos en los ensayos en el laboratorio se darán a conocer a continuación.

4.2. RESULTADOS OBTENIDOS

Como bien sabemos, el suelo que compone este sector se caracteriza, básicamente, por ser material de relleno, es decir un material de mala calidad. Con los ensayos que practicamos en el laboratorio pudimos constatar la veracidad de esta situación, principalmente el ensayo de CBR nos arrojó la mala calidad del suelo, por ello adoptamos la decisión de dividir la calle en cuestión en dos tramos, el tramo I y el tramo II, cada uno con un CBR diferente, el cual corresponde al más desfavorable del tramo.

Dividiremos los resultados en tres puntos diferentes para analizarlos cada uno por separado, estos serán: la estratigrafía de cada calicata, el ensayo de CBR también para cada calicata y la clasificación de suelo de cada una de ellas.

4.2.1. ESTRATIGRAFÍAS

Se efectuó una estratigrafía para cada calicata, estas se basan en la inspección visual que se hizo de cada calicata.

A continuación se entregan las estratigrafías de cada calicata y un plano general de la ubicación de dichas calicatas:

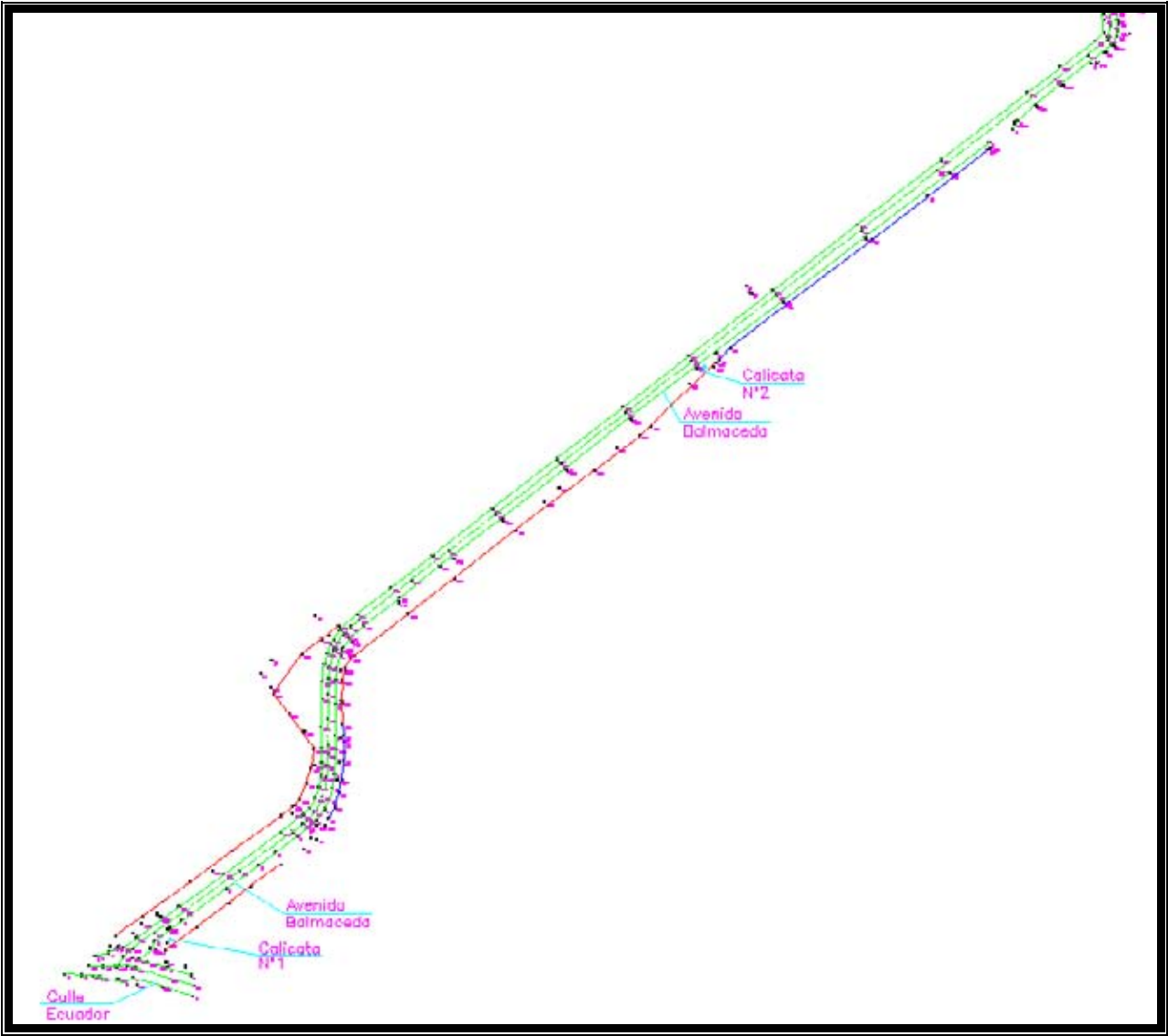


Figura 4.2.1.26. Plano General Ubicación Calicatas

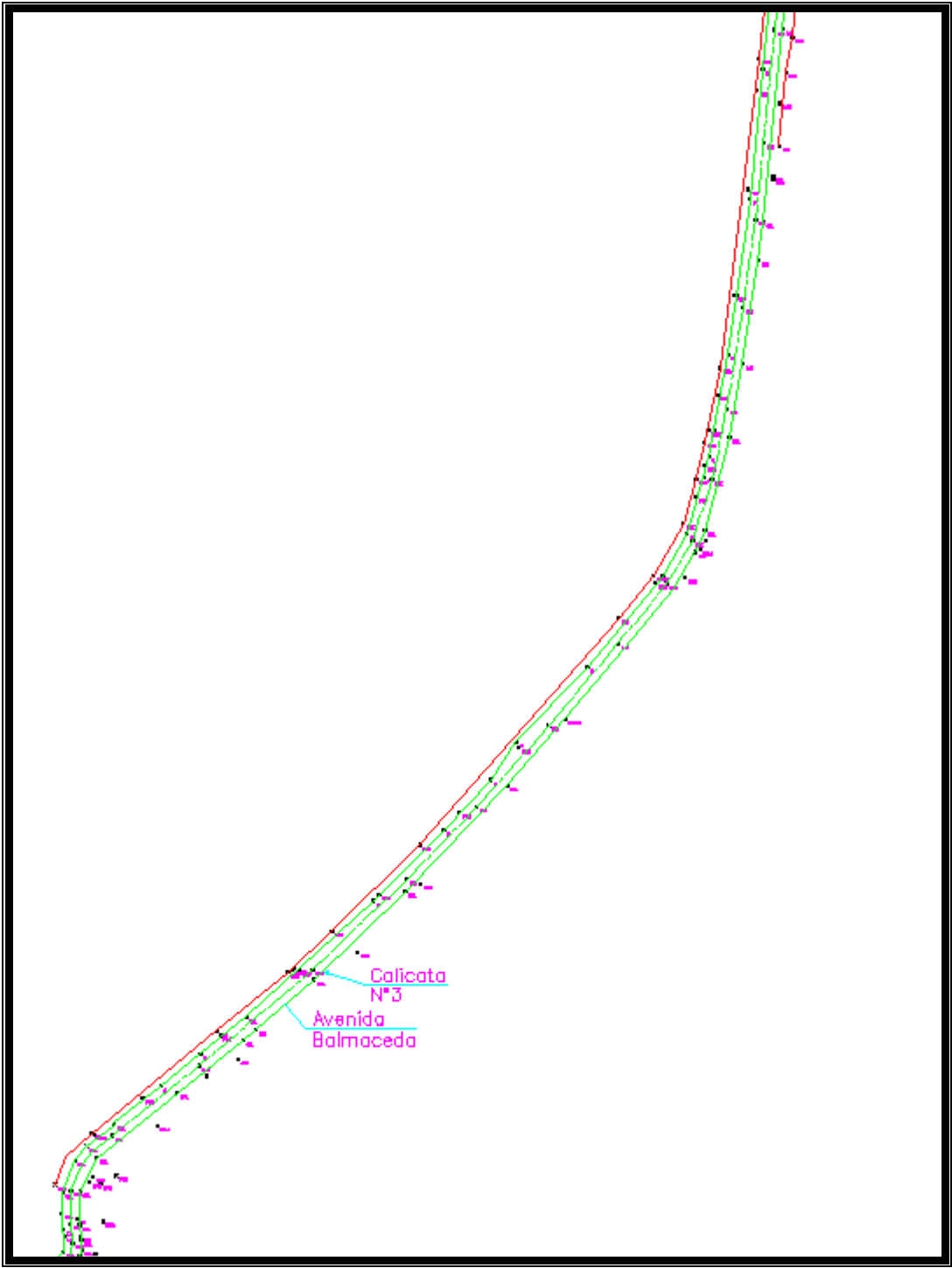


Figura 4.2.1.27. Plano General Ubicación Calicatas

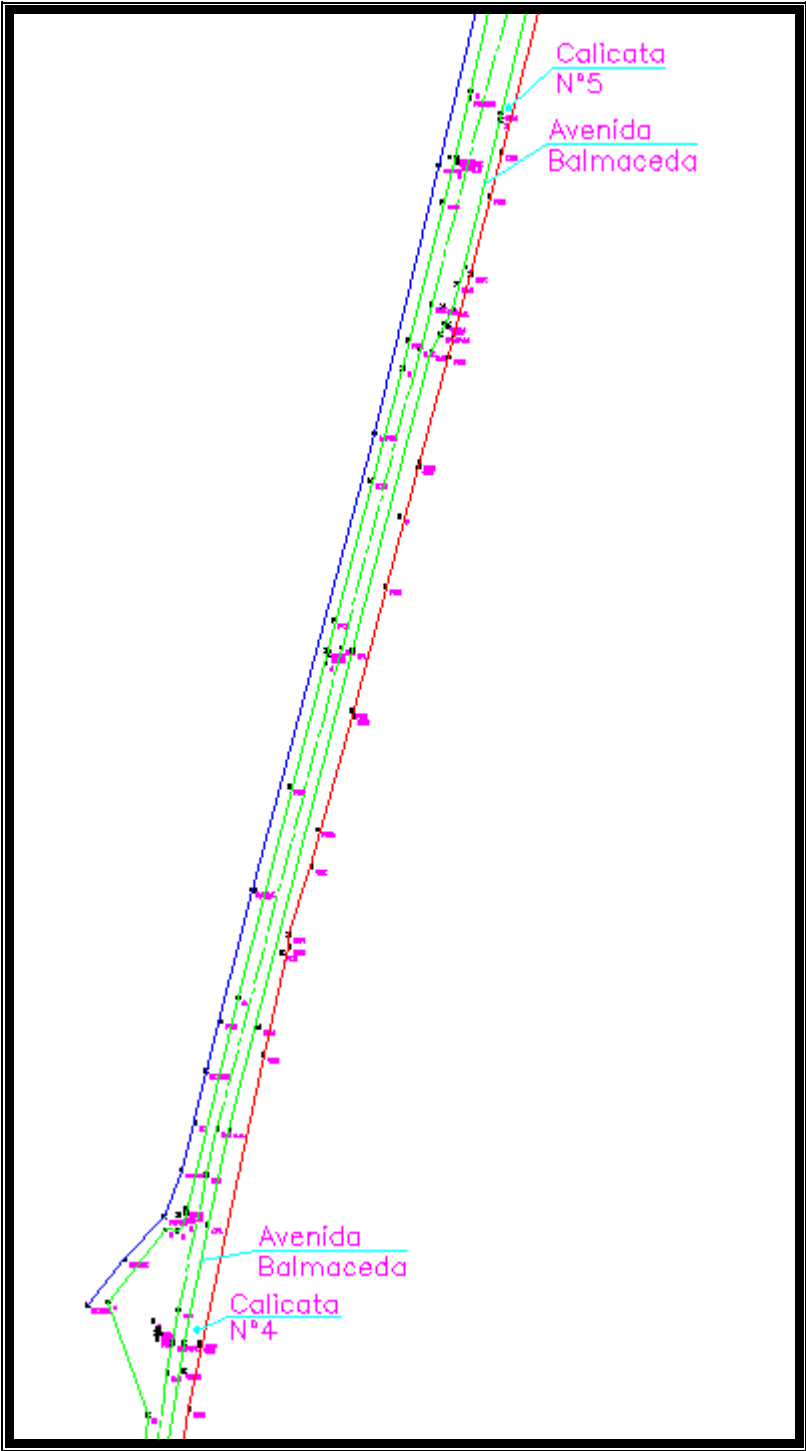


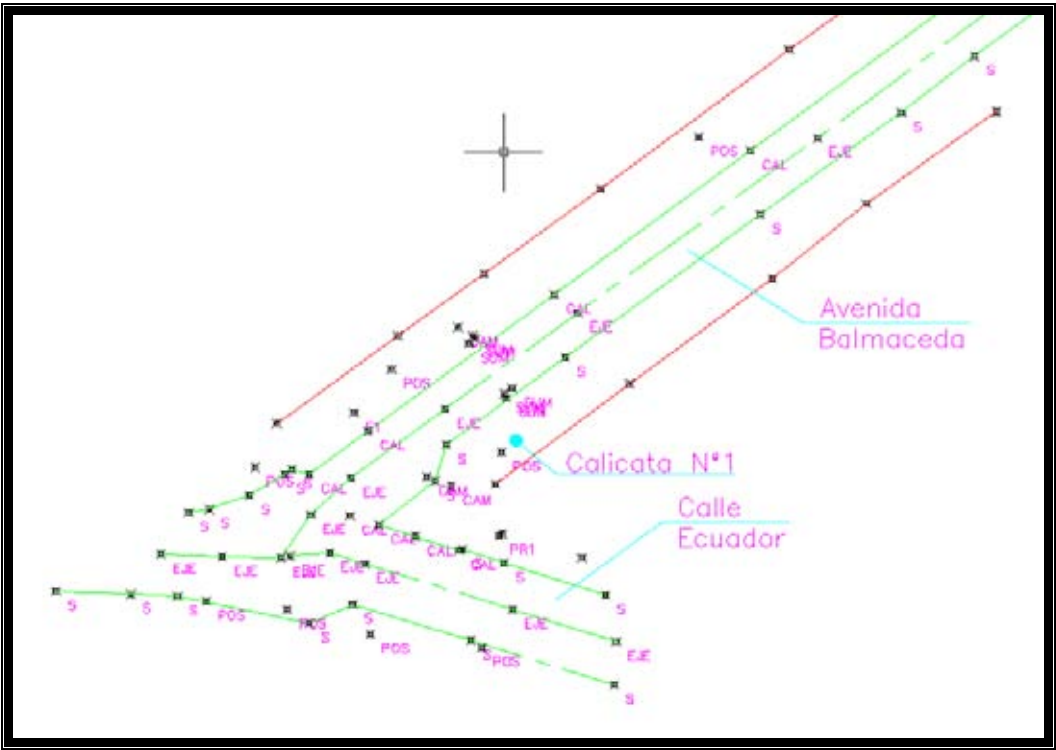
Figura 4.2.1.28. Plano General Ubicación Calicatas

ESTRATIGRAFIA

Obra : DISEÑO PAVIMENTO CALLE AVENIDA BALMACEDA
Ubicación : SECTOR COLICO - COMUNA DE VALDIVIA
ITEM : **CALICATA N° 1**
Ubicación Calicata : A 27 m de intersección entre ejes de calle Ecuador y Avenida Balmaceda, a 1 m de poste y 2,4 m de cerco particular. A 4m de calzada Av. Balmaceda
Fecha Observación : 23 de noviembre del 2006
Napa de Agua : No se observa napa de agua a la profundidad excavada

PROFUNDIDAD			CLASIFICACION	DESCRIPCION
HORIZONTE	(mts.) desde	hasta		
H1	0,00	0,05	–	Cubierta vegetal
H2	0,05	0,35	ML	Limo, color café oscuro, sin olor, plasticidad baja, humedad media, consistencia media, con presencia de raicillas, presencia de algunas rocas pequeñas, hay contaminación.
H3	0,35	1,00	ML	Limo arenoso, color café oscuro, sin olor, plasticidad baja, humedad media, consistencia media, con presencia de raicillas, sin indicios de materia orgánica.

Figura 4.2.1.29. Plano Ubicación Calicata N° 1

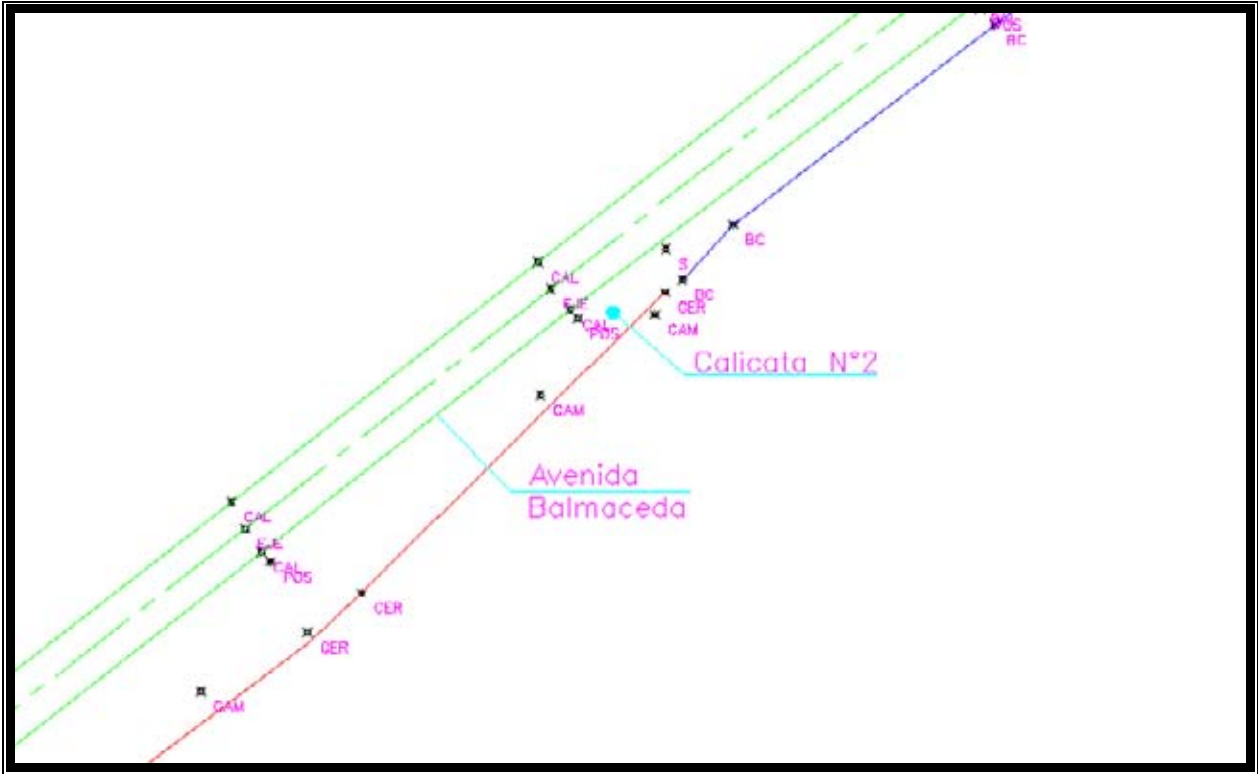


ESTRATIGRAFIA

Obra : DISEÑO PAVIMENTO CALLE AVENIDA BALMACEDA
Ubicación : SECTOR COLLICO - COMUNA DE VALDIVIA
ITEM : **CALICATA N° 2**
Ubicación Calicata : A 400 m desde la calicata n°1, a 3 m de calzada Avenida Balmaceda, a 3,5 m de poste existente y a 2,3 m de cerco particular.
Fecha Observación : 23 de noviembre del 2006
Napa de Agua : No se observa napa de agua a la profundidad excavada

PROFUNDIDAD			CLASIFICACION USCS ESTIMADA	DESCRIPCION
HORIZONTE	(mts.) desde	hasta		
H1	0,00	0,03	–	Cubierta vegetal
H2	0,03	0,15	SM	Arena limosa , color café, sin olor, plasticidad nula, humedad media, consistencia media, con presencia de raicillas, hay contaminación.
H3	0,15	1,00	ML	Limo, color café oscuro, sin olor, plasticidad baja, humedad media, consistencia media, con presencia de raicillas, presencia de algunas rocas pequeñas tamaño máximo 1/2 pulgada, sin indicios de materia orgánica.

Figura 4.2.1.30. Plano Ubicación Calicata N° 2

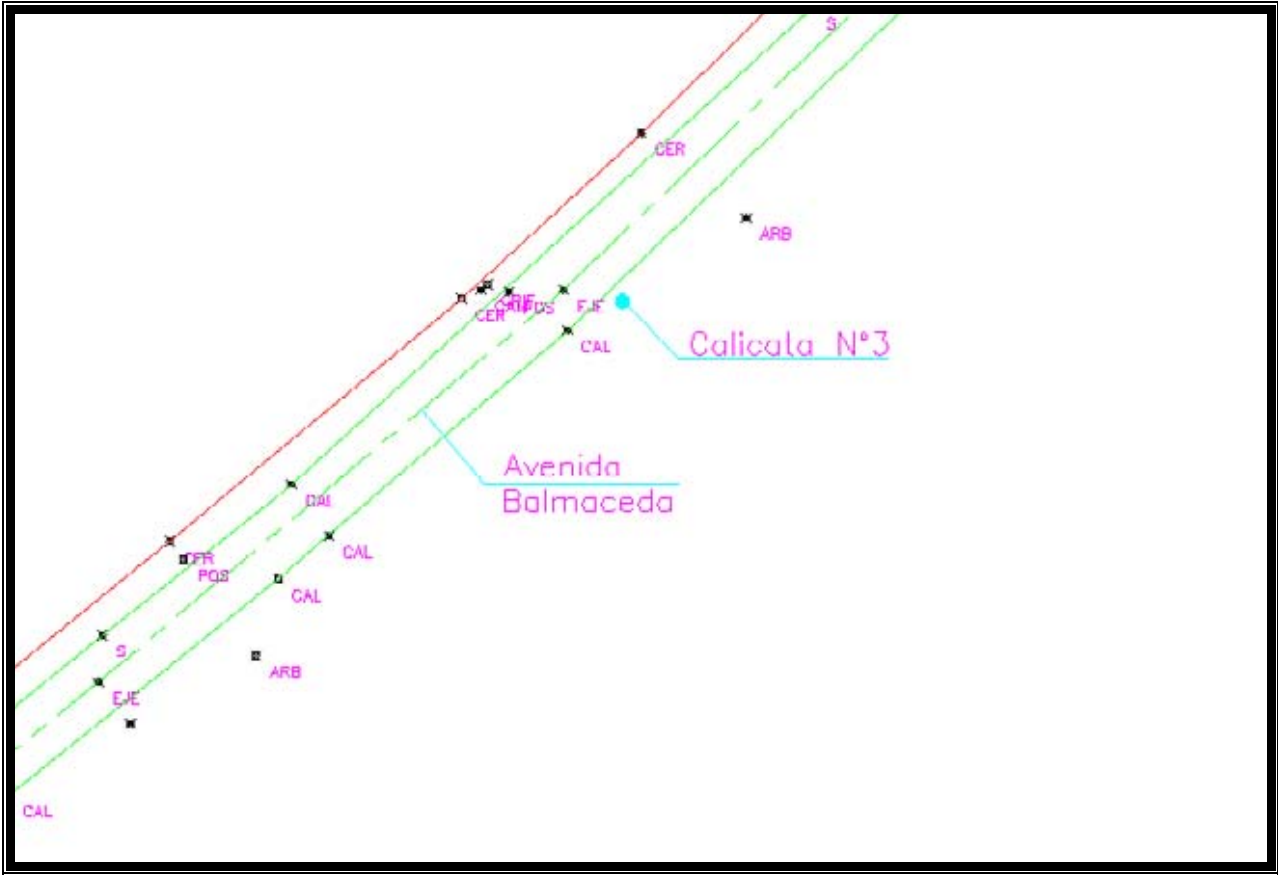


ESTRATIGRAFIA

Obra : DISEÑO PAVIMENTO CALLE AVENIDA BALMACEDA
Ubicación : SECTOR COLLICO - COMUNA DE VALDIVIA
ITEM : **CALICATA N° 3**
Ubicación Calicata : A 1,5 m de calzada Avenida Balmaceda, frente al molino Collico
Fecha Observación : 24 de noviembre del 2006
Napa de Agua : No se observa napa de agua a la profundidad excavada

PROFUNDIDAD			CLASIFICACION	DESCRIPCION
HORIZONTE	(mts.) desde	hasta	USCS ESTIMADA	
H1	0,00	0,03	SM	Arena limosa , color gris, sin olor, plasticidad nula, humedad alta, consistencia media, hay contaminación y presencia de materia orgánica.
H2	0,03	0,17	SM	Arena limosa , color café, sin olor, plasticidad nula, humedad alta, consistencia media, hay contaminación y presencia de materia orgánica.
H3	0,17	0,30	ML	Limo arenoso, color café claro, sin olor, plasticidad media, humedad media, consistencia media, sin indicios de materia orgánica.
H4	0,30	0,90	ML	Limo arenoso, color café oscuro, sin olor, plasticidad media, humedad media, consistencia media, sin indicios de materia orgánica.
H5	0,90	1,00	GW	Grava arenosa, color gris, sin olor, plasticidad nula, humedad media, consistencia dura, tamaño máximo visible 1 pulgada, estructura homogénea, sin indicios de materia orgánica.

Figura 4.2.1.31. Plano Ubicación Calicata N° 3

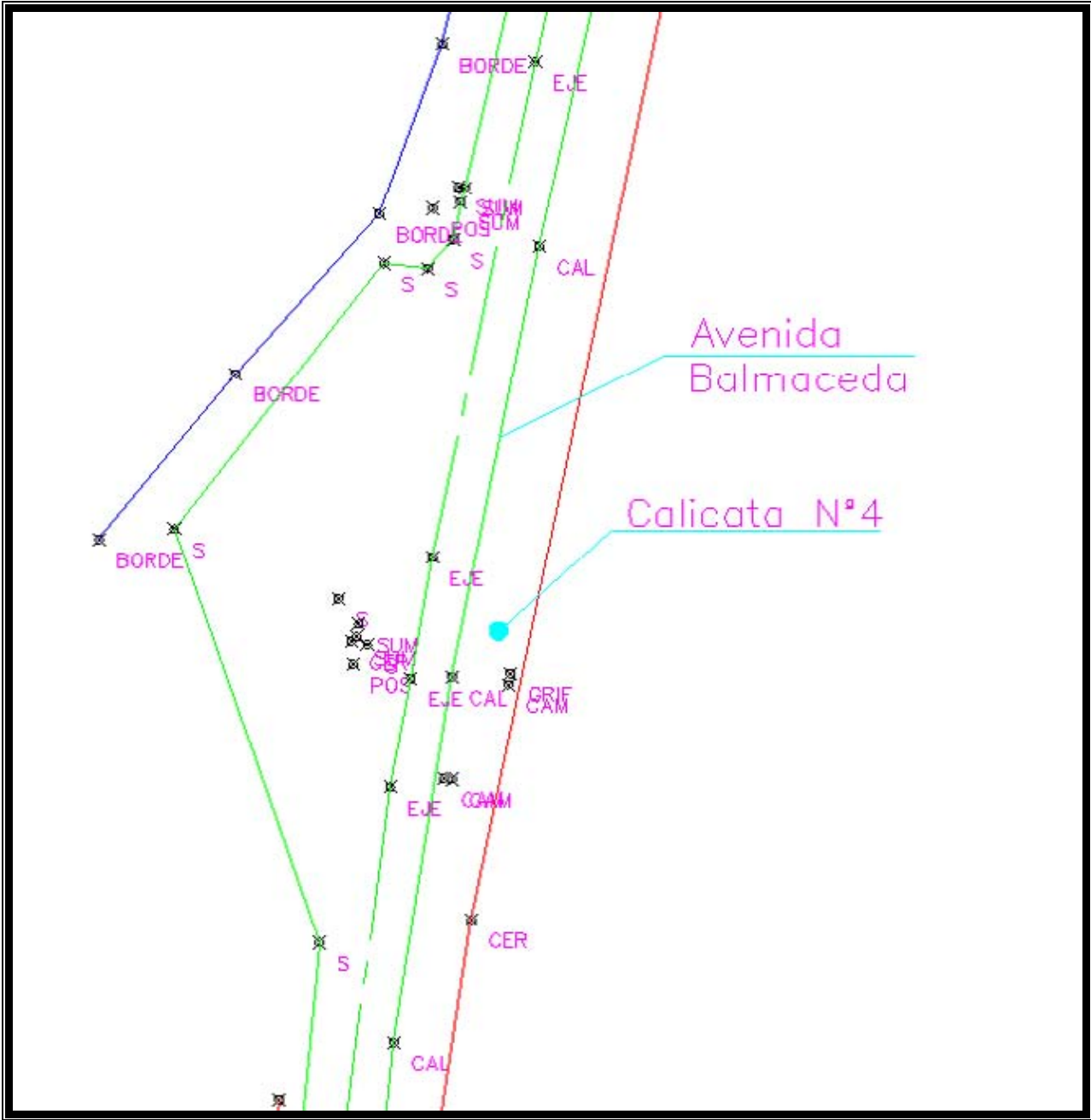


ESTRATIGRAFIA

Obra : DISEÑO PAVIMENTO CALLE AVENIDA BALMACEDA
Ubicación : SECTOR COLLICO - COMUNA DE VALDIVIA
ITEM : **CALICATA N° 4**
Ubicación Calicata : A 2,79 m de calzada Avenida Balmaceda, frente a estacionamiento. A 3,26 m del grifo.
Fecha Observación : 24 de noviembre del 2006
Napa de Agua : No se observa napa de agua a la profundidad excavada

PROFUNDIDAD			CLASIFICACION	DESCRIPCION
HORIZONTE	(mts.)		USCS	
	desde	hasta	ESTIMADA	
H1	0,00	0,02	–	Cubierta vegetal
H2	0,02	0,05	SM	Arena limosa , color café, sin olor, plasticidad nula, humedad media, consistencia blanda, con indicios de raicilla, sin presencia de materia orgánica.
H3	0,05	0,10	GW	Grava arenosa, color café, sin olor, plasticidad nula, humedad media, consistencia media, tamaño máximo visible 3/4 pulgada, estructura homogénea, sin indicios de materia orgánica.
H4	0,10	1,00	GM	Grava limosa, color café, sin olor, plasticidad nula, humedad media, consistencia media, tamaño máximo visible 1 pulgada, estructura homogénea, sin indicios de materia orgánica.

Figura 4.2.1.32. Plano Ubicación Calicata N° 4



ESTRATIGRAFIA

Obra : DISEÑO PAVIMENTO CALLE AVENIDA BALMACEDA
Ubicación : SECTOR COLLICO - COMUNA DE VALDIVIA
ITEM : **CALICATA N° 5**
Ubicación Calicata : A 1,75 m de solera en Avenida Balmaceda. A 1 m de cerco particular, frente a puente en vereda.
Fecha Observación : 24 de noviembre del 2006
Napa de Agua : No se observa napa de agua a la profundidad excavada

PROFUNDIDAD			CLASIFICACION	DESCRIPCION
HORIZONTE	(mts.)		USCS	
	desde	hasta	ESTIMADA	
H1	0,00	0,05	SM	Arena limosa , color café oscuro, sin olor, plasticidad nula, humedad media, consistencia media, con indicios de raicilla, con indicios de materia orgánica.
H2	0,05	0,30	ML	Limo arenoso, color café oscuro, sin olor, plasticidad media, humedad media, consistencia media, con presencia de raicilla y con indicios de materia orgánica. Se ven algunas rocas tamaño máximo 5 mm.
H3	0,30	0,40	ML	Limo, color café, sin olor, plasticidad media, humedad media, consistencia media, con presencia de algunas rocas tamaño máximo 3/4 pulgada.
H4	0,40	1,00	MH	Limo arcilloso, color amarillo, sin olor, plasticidad alta, humedad alta, consistencia media, sin indicios de materia orgánica.

4.2.2. RESULTADOS ENSAYOS CBR

Cabe mencionar que las calicatas n° 1 y n° 2 se incluyen en el tramo I y las calicatas n° 3, n° 4 y n° 5 se incluyen en el tramo II, esto para fines de diseño del pavimento, pues se asumirá para cada tramo el CBR más desfavorable.

TABLAS

Los resultados obtenidos en los ensayos se resumen en las siguientes tablas:

• Calicata N° 1

La tabla que se muestra a continuación resume los datos para determinar la resistencia a la penetración del suelo, luego de haber llevado las probetas a la máquina de ensayo.

Se anotaron las lecturas de carga, en los siguientes niveles de penetración: 0,00 – 0,25 – 0,50 - 0,75 - 1,00 - 1,25 - 1,50 - 1,75 - 2,00 - 2,25 - 2,50 - 2,75 - 3,00 milímetros.

mm	Carga div.dial	Carga div.dial	Carga div.dial	Penetración mm	Carga Mpa	Carga Mpa	Carga Mpa
0,00	0	0	0	0,00	0,0	0,0	0,0
0,25	9	7	4	0,25	5,7	5,1	4,2
0,50	24	16	8	0,50	10,1	7,8	5,4
0,75	37	29	13	0,75	14,0	11,6	6,9
1,00	46	37	18	1,00	16,6	14,0	8,4
1,25	54	41	23	1,25	19,0	15,2	9,8
1,50	62	44	30	1,50	21,3	16,0	11,9
1,75	67	46	36	1,75	22,8	16,6	13,7
2,00	70	49	42	2,00	23,7	17,5	15,4
2,25	73	51	46	2,25	24,6	18,1	16,6
2,50	77	53	52	2,50	25,8	18,7	18,4
2,75	80	58	54	2,75	26,7	20,2	19,0
3,00	84	62	56	3,00	27,8	21,3	19,6

Tabla 4.2.2.24. Niveles de Penetración Calicata N° 1

De la tabla anterior podemos concluir lo siguiente:

Num. golpes	Densidad Kgr/m ³	% CBR %
56	1560	23,7
25	1510	17,5
10	1400	15,4
DMCS	1560	
90%	1404	16

Tabla 4.2.2.25. Capacidad de Soporte Calicata N° 1

• **Calicata N° 2**

La tabla que se muestra a continuación resume los datos para determinar la resistencia a la penetración del suelo, luego de haber llevado las probetas a la máquina de ensayo.

Se anotaron las lecturas de carga, en los siguientes niveles de penetración: 0,00 – 0,25 – 0,50 - 0,75 - 1,00 - 1,25 - 1,50 - 1,75 - 2,00 - 2,25 - 2,50 - 2,75 - 3,00 milímetros.

mm	Carga div.dial	Carga div.dial	Carga div.dial	Penetración mm	Carga Mpa	Carga Mpa	Carga Mpa
0,00	0	0	0	0,00	0,0	0,0	0,0
0,25	9	9	1	0,25	5,7	5,7	3,4
0,50	19	15	4	0,50	8,7	7,5	4,2
0,75	28	22	8	0,75	11,3	9,5	5,4
1,00	35	25	10	1,00	13,4	10,4	6,0
1,25	40	27	13	1,25	14,9	11,0	6,9
1,50	45	30	15	1,50	16,3	11,9	7,5
1,75	47	30	18	1,75	16,9	11,9	8,4
2,00	47	30	20	2,00	16,9	11,9	9,0
2,25	48	31	22	2,25	17,2	12,2	9,5
2,50	48	31	24	2,50	17,2	12,2	10,1
2,75	48	32	27	2,75	17,2	12,5	11,0
3,00	48	33	29	3,00	17,2	12,8	11,6

Tabla 4.2.2.26. Niveles de Penetración Calicata N° 2

De la tabla anterior podemos concluir lo siguiente:

Num. golpes	Densidad Kgr/m3	% CBR %
56	1470	16,9
25	1400	11,9
10	1320	9,0
DMCS	1470	
90%	1323	9

Tabla 4.2.2.27. Capacidad de Soporte Calicata N° 2

• **Calicata N° 3**

La tabla que se muestra a continuación resume los datos para determinar la resistencia a la penetración del suelo, luego de haber llevado las probetas a la máquina de ensayo.

Se anotaron las lecturas de carga, en los siguientes niveles de penetración: 0,00 – 0,25 – 0,50 - 0,75 - 1,00 - 1,25 - 1,50 - 1,75 - 2,00 - 2,25 - 2,50 - 2,75 - 3,00 milímetros.

mm	Carga div.dial	Carga div.dial	Carga div.dial	Penetración mm	Carga Mpa	Carga Mpa	Carga Mpa
0,00	0	0	0	0,00	0,0	0,0	0,0
0,25	32	33	10	0,25	12,5	12,8	6,0
0,50	93	70	19	0,50	30,5	23,7	8,7
0,75	164	95	25	0,75	51,4	31,1	10,4
1,00	211	112	31	1,00	65,3	36,1	12,2
1,25	244	123	36	1,25	75,0	39,3	13,7
1,50	290	137	43	1,50	88,6	43,5	15,7
1,75	323	149	48	1,75	98,4	47,0	17,2
2,00	342	161	53	2,00	104,0	50,6	18,7
2,25	362	168	57	2,25	109,9	52,6	19,9
2,50	383	181	62	2,50	116,1	56,5	21,3
2,75	396	190	65	2,75	119,9	59,1	22,2
3,00	413	200	69	3,00	124,9	62,1	23,4

Tabla 4.2.2.28. Niveles de Penetración Calicata N° 3

De la tabla anterior podemos concluir lo siguiente:

Num. golpes	Densidad Kgr/m3	% CBR %
56	1520	104,0
25	1470	50,6
10	1340	18,7
DMCS	1520	
90%	1368	26

Tabla 4.2.2.29. Capacidad de Soporte Calicata N° 3

• Calicata N° 4

La tabla que se muestra a continuación resume los datos para determinar la resistencia a la penetración del suelo, luego de haber llevado las probetas a la máquina de ensayo.

Se anotaron las lecturas de carga, en los siguientes niveles de penetración: 0,00 – 0,25 – 0,50 - 0,75 - 1,00 - 1,25 - 1,50 - 1,75 - 2,00 - 2,25 - 2,50 - 2,75 - 3,00 milímetros.

mm	Carga div.dial	Carga div.dial	Carga div.dial	Penetración mm	Carga Mpa	Carga Mpa	Carga Mpa
0,00	0	0	0	0,00	0,0	0,0	0,0
0,25	36	18	6	0,25	13,7	8,4	4,8
0,50	94	34	12	0,50	30,8	13,1	6,6
0,75	137	51	17	0,75	43,5	18,1	8,1
1,00	162	70	22	1,00	50,9	23,7	9,5
1,25	187	82	26	1,25	58,2	27,2	10,7
1,50	209	96	31	1,50	64,7	31,4	12,2
1,75	242	114	33	1,75	74,5	36,7	12,8
2,00	279	125	39	2,00	85,4	39,9	14,6
2,25	309	136	43	2,25	94,2	43,2	15,7
2,50	344	152	47	2,50	104,5	47,9	16,9
2,75	380	163	51	2,75	115,2	51,1	18,1
3,00	411	177	55	3,00	124,3	55,3	19,3

Tabla 4.2.2.30. Niveles de Penetración Calicata N° 4

De la tabla anterior podemos concluir lo siguiente:

Num. golpes	Densidad Kgr/m3	% CBR %
56	2150	85,4
25	2060	39,9
10	1970	14,6
DMCS	2150	
90%	1935	5

Tabla 4.2.2.31. Capacidad de Soporte Calicata N° 4

• **Calicata N° 5**

La tabla que se muestra a continuación resume los datos para determinar la resistencia a la penetración del suelo, luego de haber llevado las probetas a la máquina de ensayo.

Se anotaron las lecturas de carga, en los siguientes niveles de penetración: 0,00 – 0,25 – 0,50 - 0,75 - 1,00 - 1,25 - 1,50 - 1,75 - 2,00 - 2,25 - 2,50 - 2,75 - 3,00 milímetros.

mm	Carga div.dial	Carga div.dial	Carga div.dial	Penetración mm	Carga Mpa	Carga Mpa	Carga Mpa
0,00	0	0	0	0,00	0,0	0,0	0,0
0,25	11	5	2	0,25	6,3	4,5	3,6
0,50	31	11	5	0,50	12,2	6,3	4,5
0,75	47	17	9	0,75	16,9	8,1	5,7
1,00	55	23	12	1,00	19,3	9,8	6,6
1,25	58	27	15	1,25	20,2	11,0	7,5
1,50	61	33	18	1,50	21,1	12,8	8,4
1,75	64	37	20	1,75	21,9	14,0	9,0
2,00	66	40	22	2,00	22,5	14,9	9,5
2,25	68	42	23	2,25	23,1	15,4	9,8
2,50	70	44	24	2,50	23,7	16,0	10,1
2,75	72	46	25	2,75	24,3	16,6	10,4
3,00	74	48	26	3,00	24,9	17,2	10,7

Tabla 4.2.2.32. Niveles de Penetración Calicata N° 5

De la tabla anterior podemos concluir lo siguiente:

Num. golpes	Densidad Kgr/m3	% CBR %
56	1580	22,5
25	1540	14,9
10	1420	9,5
DMCS	1580	
90%	1422	10

Tabla 4.2.2.33. Capacidad de Soporte Calicata N° 5

GRÁFICOS

A partir de las conclusiones obtenidas en las tablas anteriores para cada calicata, se obtuvieron los siguientes gráficos de corrección de curva y de determinación de CBR.

- **Calicata N° 1**

De la tabla que determina la resistencia a la penetración, se obtuvo el siguiente gráfico:

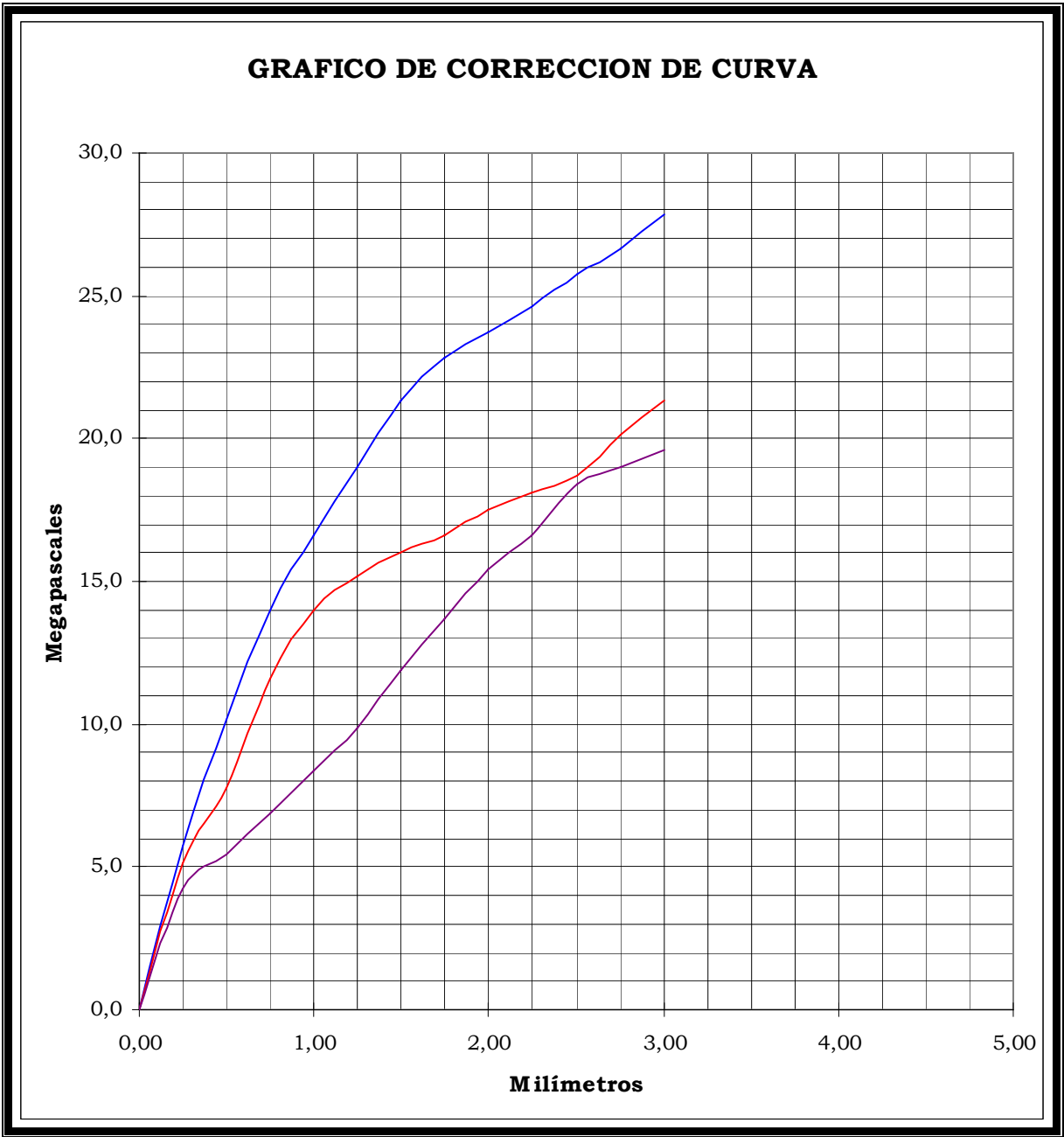


Gráfico 4.2.2.1. Corrección de Curva Calicata N° 1

Luego, tenemos que:

Densidad Kg./m ³	% CBR
1510	18
1400	15

De donde obtenemos el siguiente gráfico:

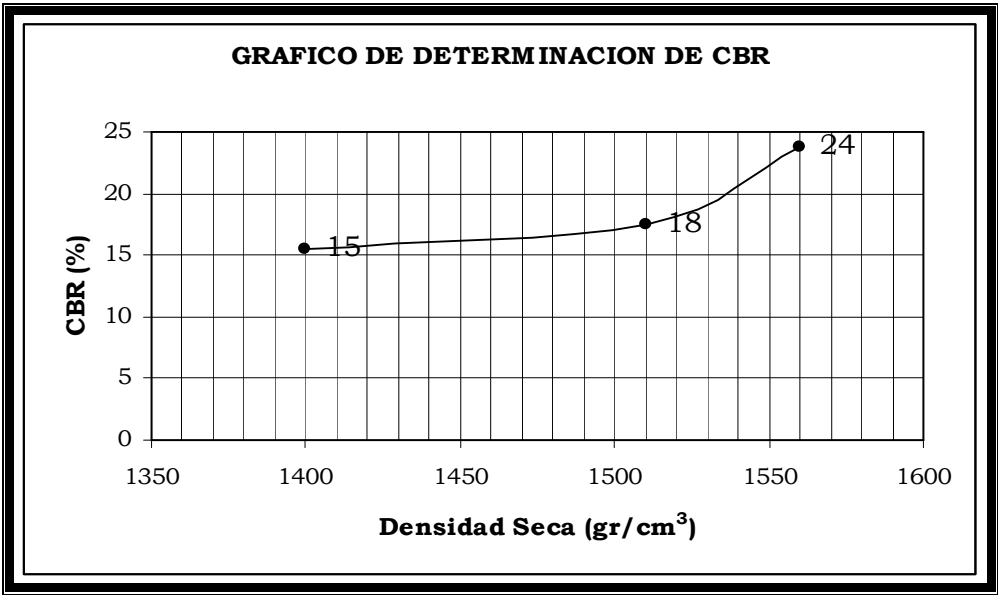


Gráfico 4.2.2.2. Determinación de CBR Calicata N° 1

- **Calicata N° 2**

De la tabla que determina la resistencia a la penetración, se obtuvo el siguiente gráfico:

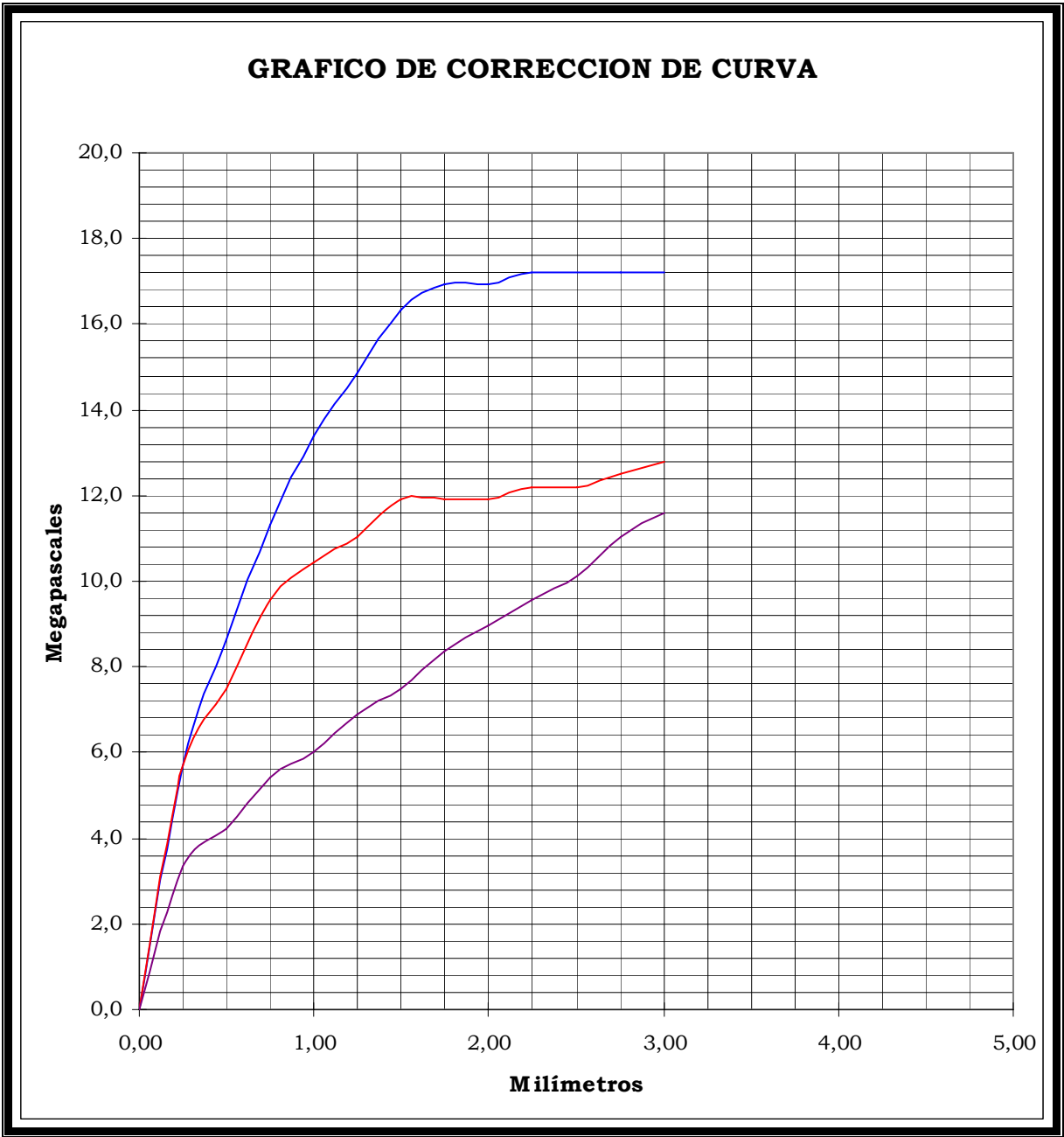


Gráfico 4.2.2.3. Corrección de Curva Calicata N° 2

Luego, tenemos que:

Densidad Kg./m ³	% CBR %
1400	12
132	9

De donde obtenemos el siguiente gráfico:

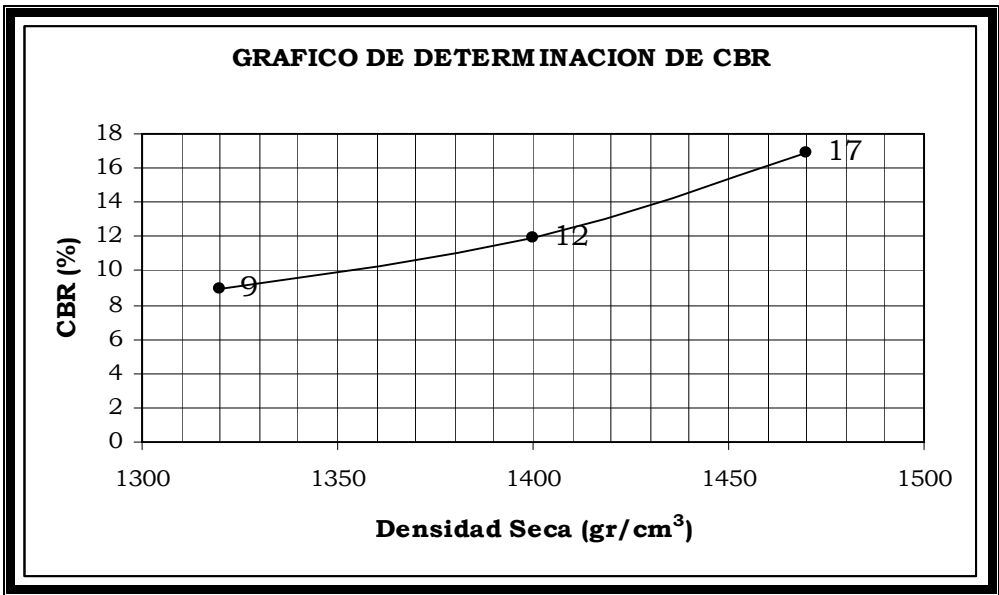


Gráfico 4.2.2.4. Determinación de CBR Calicata N° 2

- **Calicata N° 3**

De la tabla que determina la resistencia a la penetración, se obtuvo el siguiente gráfico:

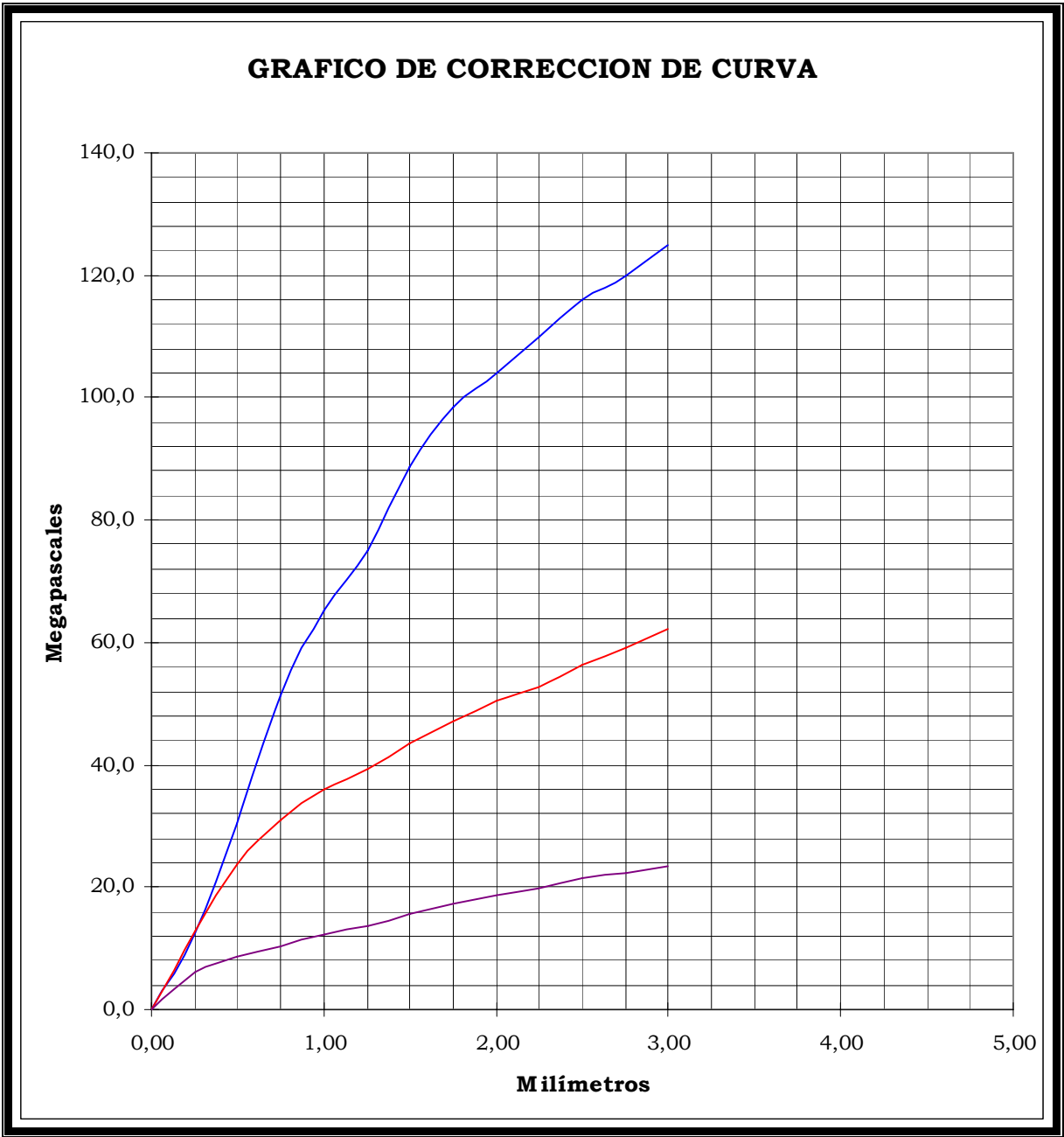


Gráfico 4.2.2.5. Corrección de Curva Calicata N° 3

Luego, tenemos que:

Densidad Kg./m ³	% CBR %
1470	51
1340	19

De donde obtenemos el siguiente gráfico:

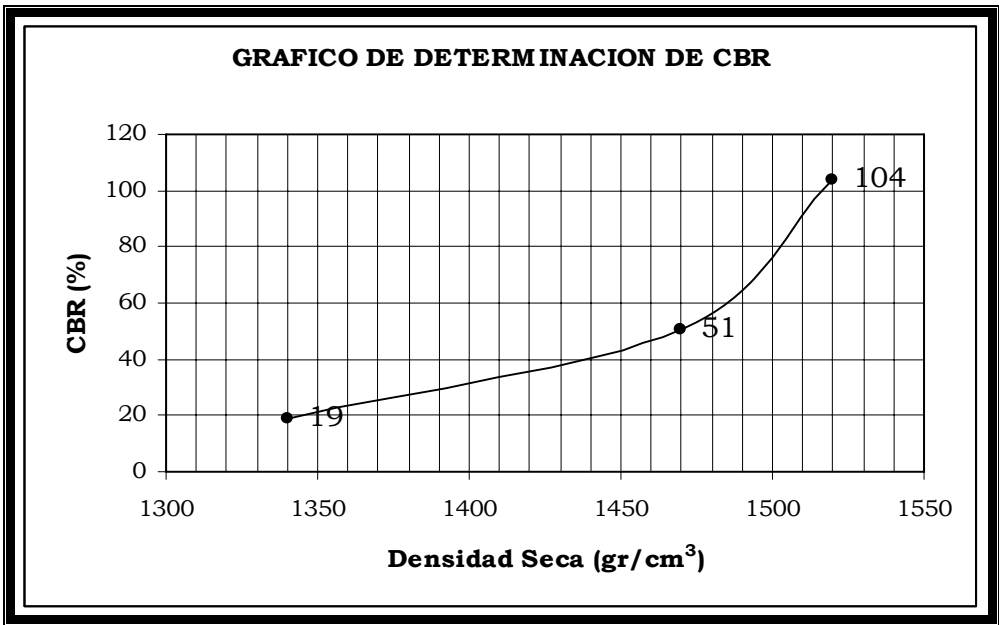


Gráfico 4.2.2.6. Determinación de CBR Calicata N° 3

- **Calicata N° 4**

De la tabla que determina la resistencia a la penetración, se obtuvo el siguiente gráfico:

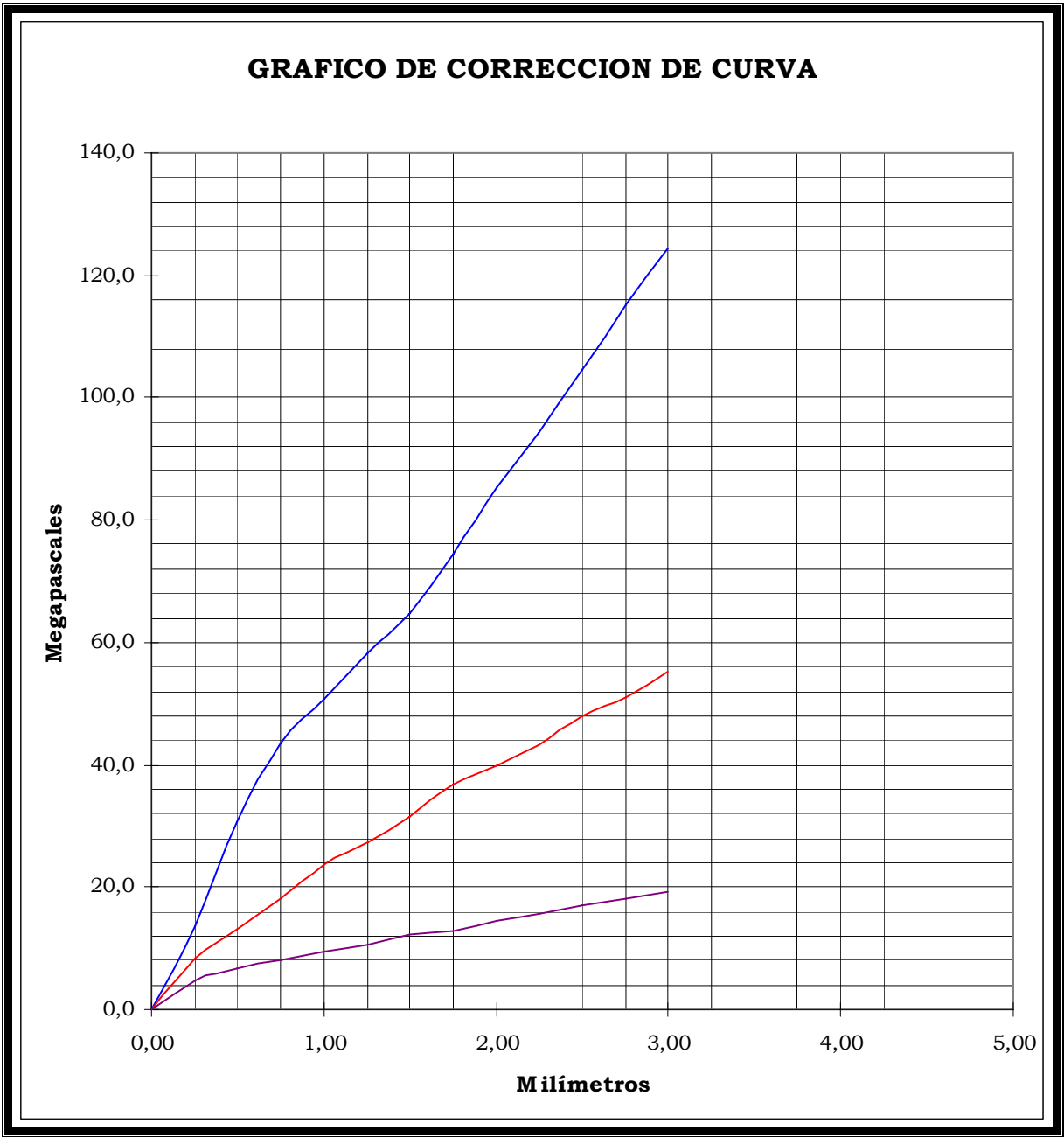


Gráfico 4.2.2.7. Corrección de Curva Calicata N° 4

Luego, tenemos que:

Densidad Kg./m ³	% CBR
2060	40
1970	15

De donde obtenemos el siguiente gráfico:

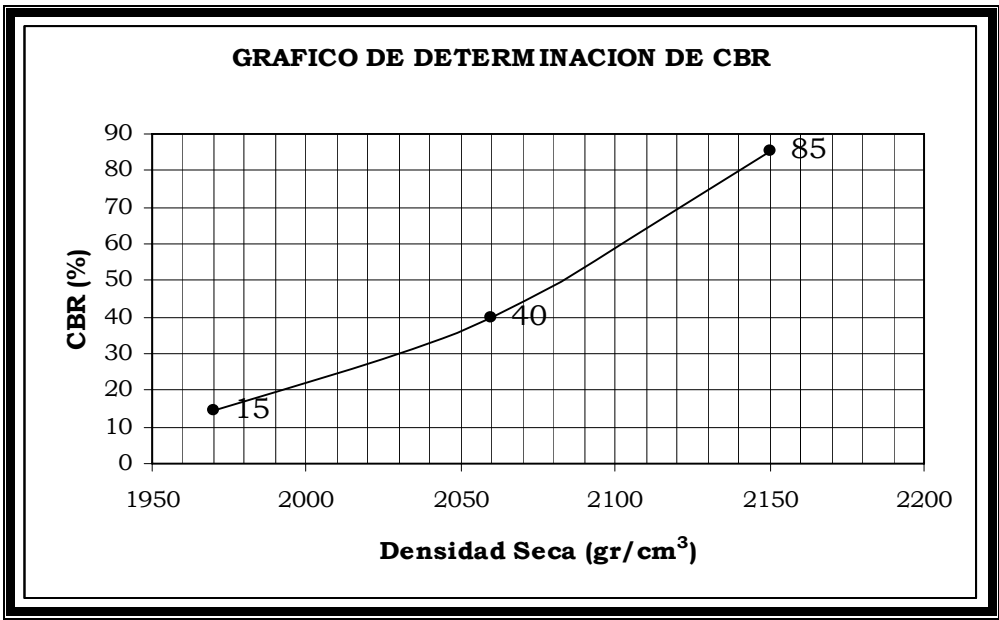


Gráfico 4.2.2.8. Determinación de CBR Calicata N° 4

- **Calicata N° 5**

De la tabla que determina la resistencia a la penetración, se obtuvo el siguiente gráfico:

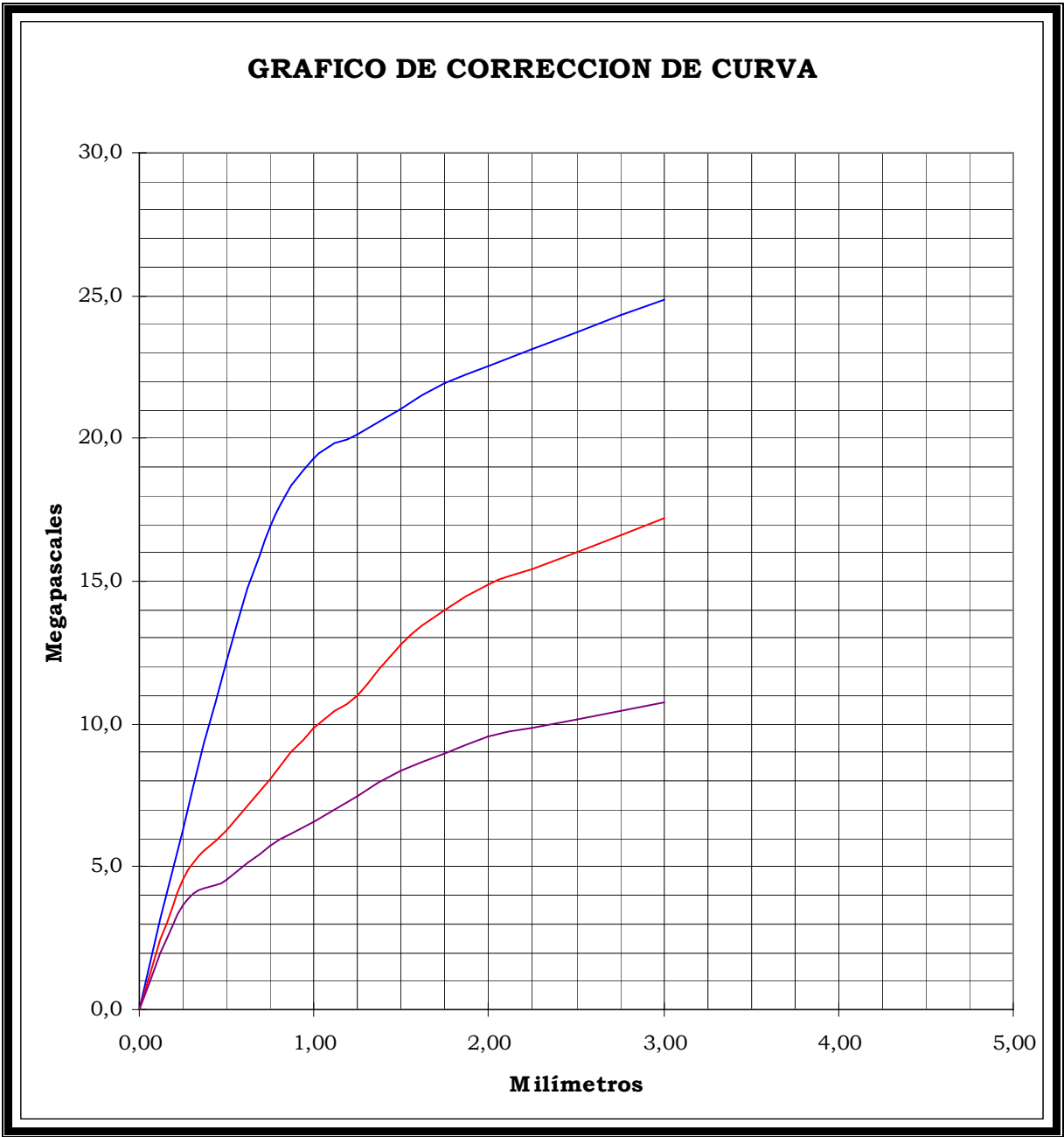


Gráfico 4.2.2.9. Corrección de Curva Calicata N° 5

Luego, tenemos que:

Densidad Kg./m ³	% CBR
1540	15
1420	10

De donde obtenemos el siguiente gráfico:

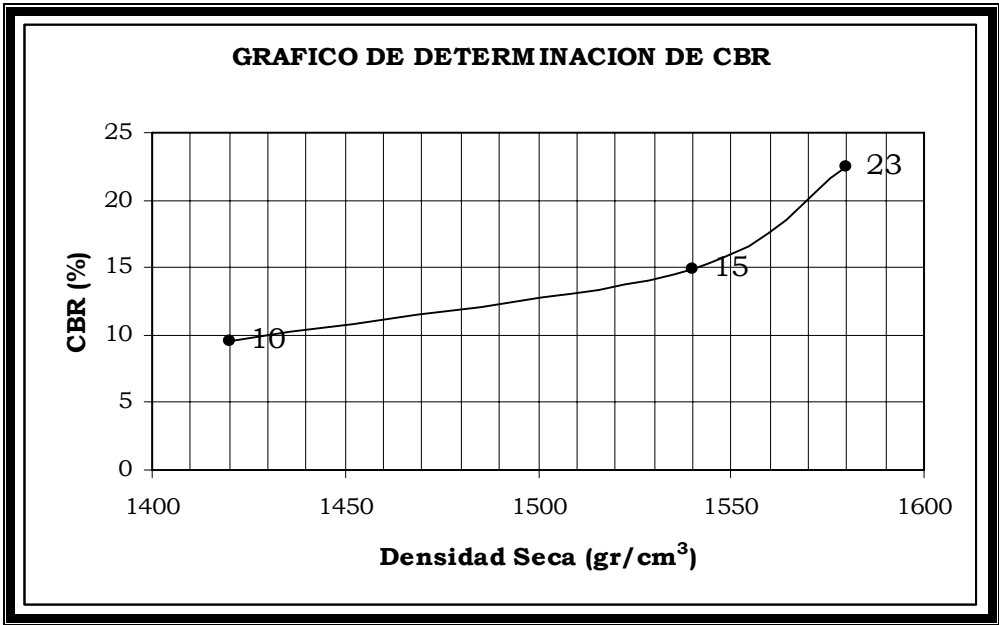


Gráfico 4.2.2.10. Determinación de CBR Calicata N° 5

Con respecto a la capacidad de soporte podemos concluir para efectos del diseño del pavimento que los valores de CBR a utilizar serán:

- Tramo I: 9 %CBR
- Tramo II: 5 %CBR

4.2.3. CLASIFICACION DE SUELOS

Para cada calicata se efectuó una clasificación del suelo que la conformaba.

A las muestras de suelo de las calicatas n° 1, 2, 3 y 5, por ser suelos finos, se efectuó límites de consistencia. A la muestra de suelo de la calicata n° 4 se efectuó granulometría.

Los resultados obtenidos en el laboratorio se darán a conocer a continuación para cada calicata.

• Calicata N° 1

Realizado el ensayo de casagrande obtuvimos el siguiente gráfico:

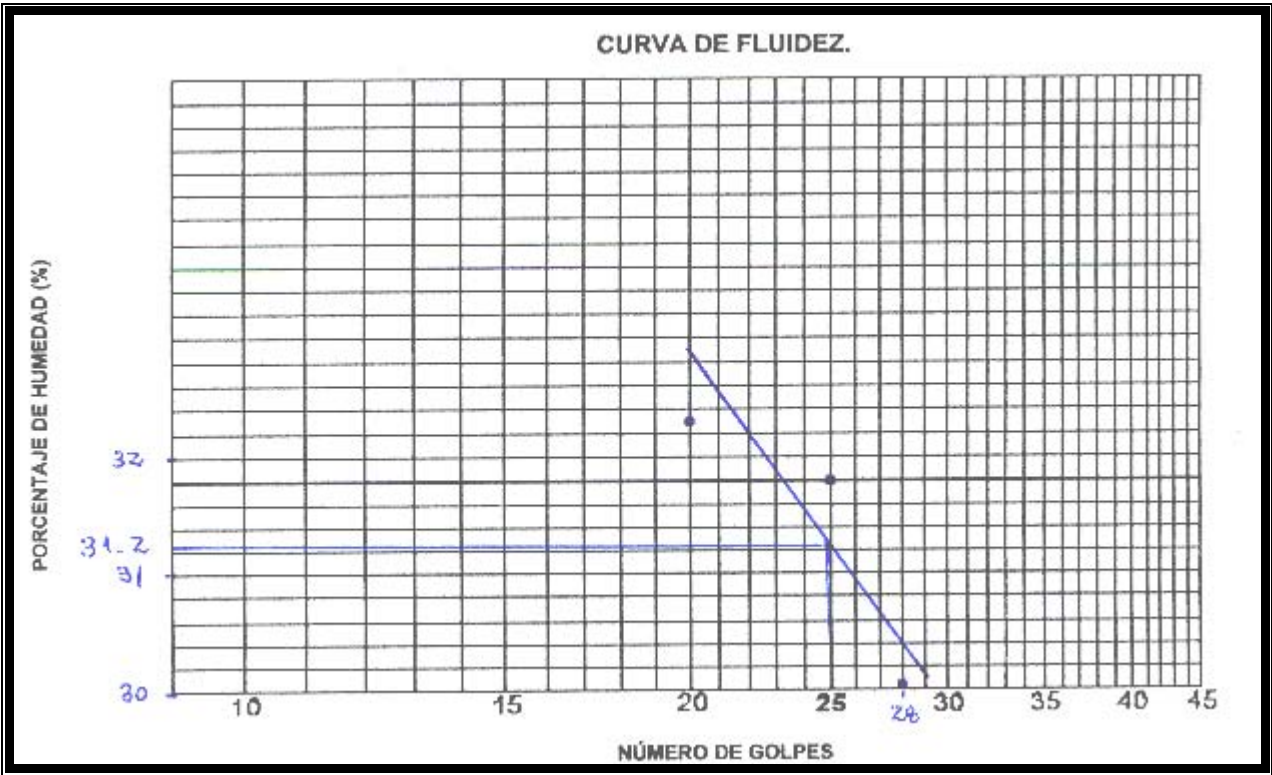


Gráfico 4.2.3.11. Curva de Fluidez Calicata N° 1

De donde obtenemos los siguientes limites de consistencia:

Límite Líquido (LL)	31%	Límite Plástico (LP)	29%	Índice Plasticidad (IP= LL - LP)	2%
---------------------	-----	----------------------	-----	----------------------------------	----

Con estos datos concluimos que:

- ❖ Según Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, USCS: corresponde a un suelo tipo ML, esto significa Limos de baja plasticidad.
- ❖ Según Sistema de Clasificación AASHTO: corresponde a un suelo tipo A-4, esto significa suelos limosos.

- **Calicata N° 2**

Realizado el ensayo de casagrande obtuvimos el siguiente gráfico:

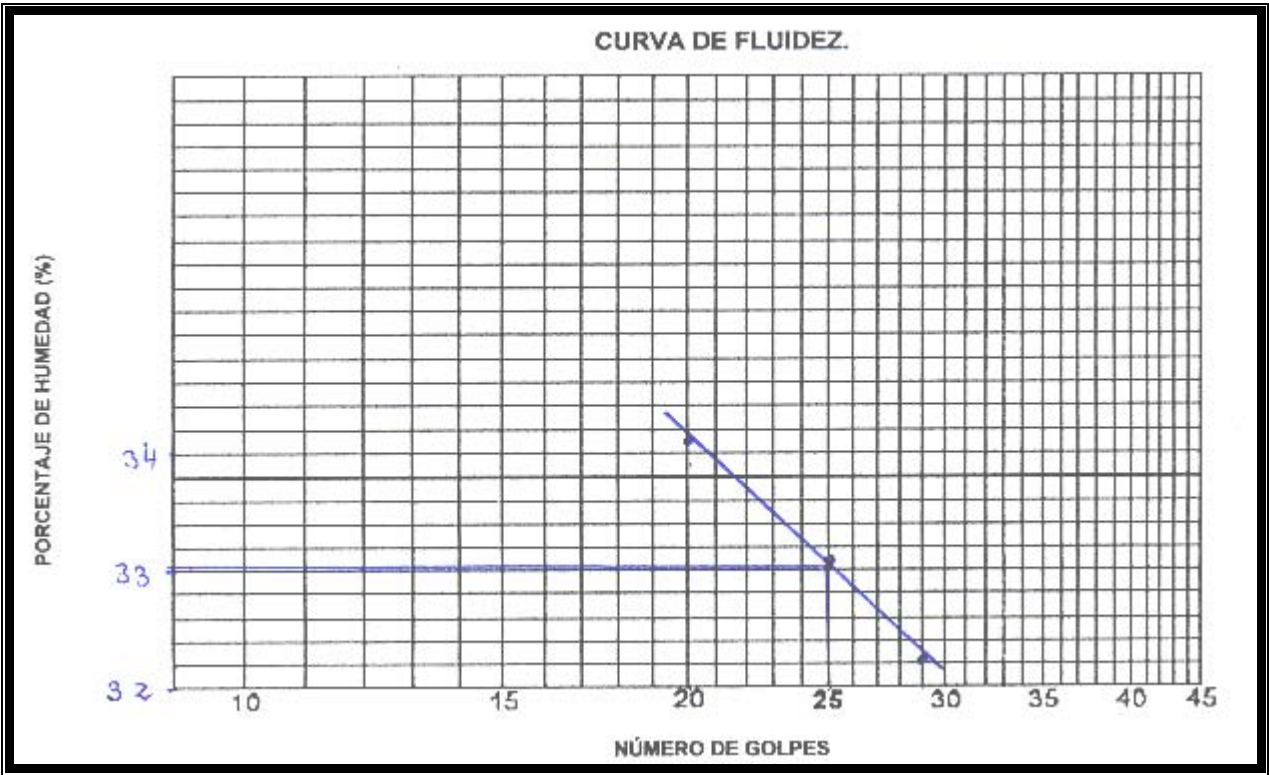


Gráfico 4.2.3.12. Curva de Fluidez Calicata N° 2

De donde obtenemos los siguientes límites de consistencia:

Límite Líquido (LL)	33%	Límite Plástico (LP)	30%	Índice Plasticidad (IP= LL - LP)	3%
---------------------	-----	----------------------	-----	----------------------------------	----

Con estos datos concluimos que:

- ❖ Según Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, USCS: corresponde a un suelo tipo ML, esto significa Limos de baja plasticidad.
- ❖ Según Sistema de Clasificación AASHTO: corresponde a un suelo tipo A-4, esto significa suelos limosos

- **Calicata N° 3**

Realizado el ensayo de casagrande obtuvimos el siguiente gráfico:

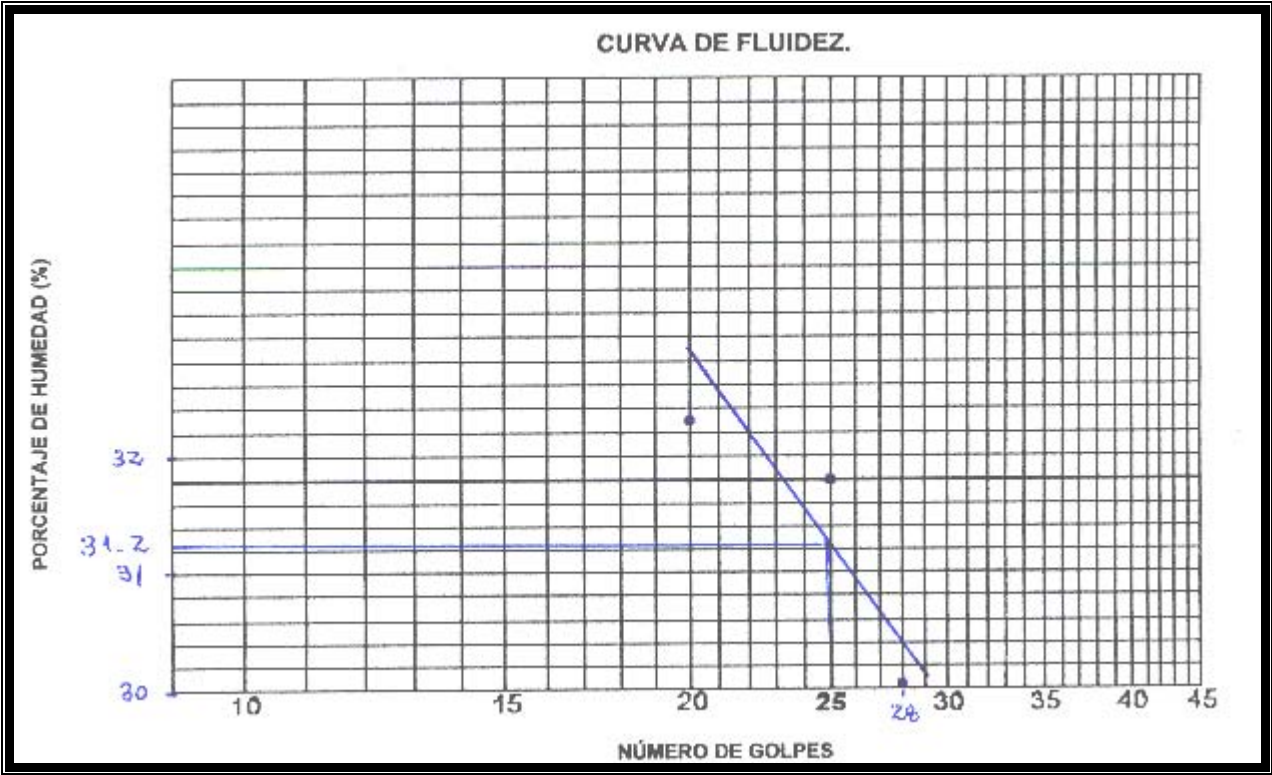


Gráfico 4.2.3.13. Curva de Fluidez Calicata N° 3

De donde obtenemos los siguientes limites de consistencia:

Límite Líquido (LL)	31%	Límite Plástico (LP)	29%	Índice Plasticidad (IP= LL - LP)	2%
---------------------	-----	----------------------	-----	----------------------------------	----

Con estos datos concluimos que:

- ❖ Según Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, USCS: corresponde a un suelo tipo ML, esto significa Limos de baja plasticidad.
- ❖ Según Sistema de Clasificación AASHTO: corresponde a un suelo tipo A-4, esto significa suelos limosos

- **Calicata N° 4**

Realizado el análisis granulométrico obtuvimos las siguientes tablas:

Peso corregido: 6505 grs.

FRACCIÓN SOBRE 5 mm.

Peso seco inicial retenido en 5 mm.: 4165 grs.

Abertura	Tamiz	Retenido		Que Pasa (%)
(mm)		Peso (grs)	% Ret.	
150	6 "			
100	4 "			
80	3 "			
63	2 1/2 "			
50	2"			
40	1 1/2 "	312,5	4,8	95
25	1 "	2031,5	31,22	64
20	3/4 "	846,5	13,01	51
10	3/8 "	680	10,45	41
5	N° 4	293,5	4,52	36
Residuo		33	0,51	36

FRACCIÓN BAJO 5 mm.

Peso seco pasa en 5 mm.: 2340 grs.

Abertura	Tamiz	Retenido		Que Pasa (%)
(mm)		Peso (grs)	% Ret.	
2	N° 10	66	4,6	31,42
0,5	N° 40	162	11,2	20,22
0,08	N° 200	192,6	13,31	6,91
Residuo		100	6,9	0

Tablas 4.2.3.34. Análisis Granulométrico

Con estos datos concluimos que:

- ❖ Según Sistema de Clasificación AASHTO: corresponde a un suelo tipo A-1a, esto significa gravas y arenas.

• **Calicata N° 5**

Realizado el ensayo de casagrande obtuvimos el siguiente gráfico:

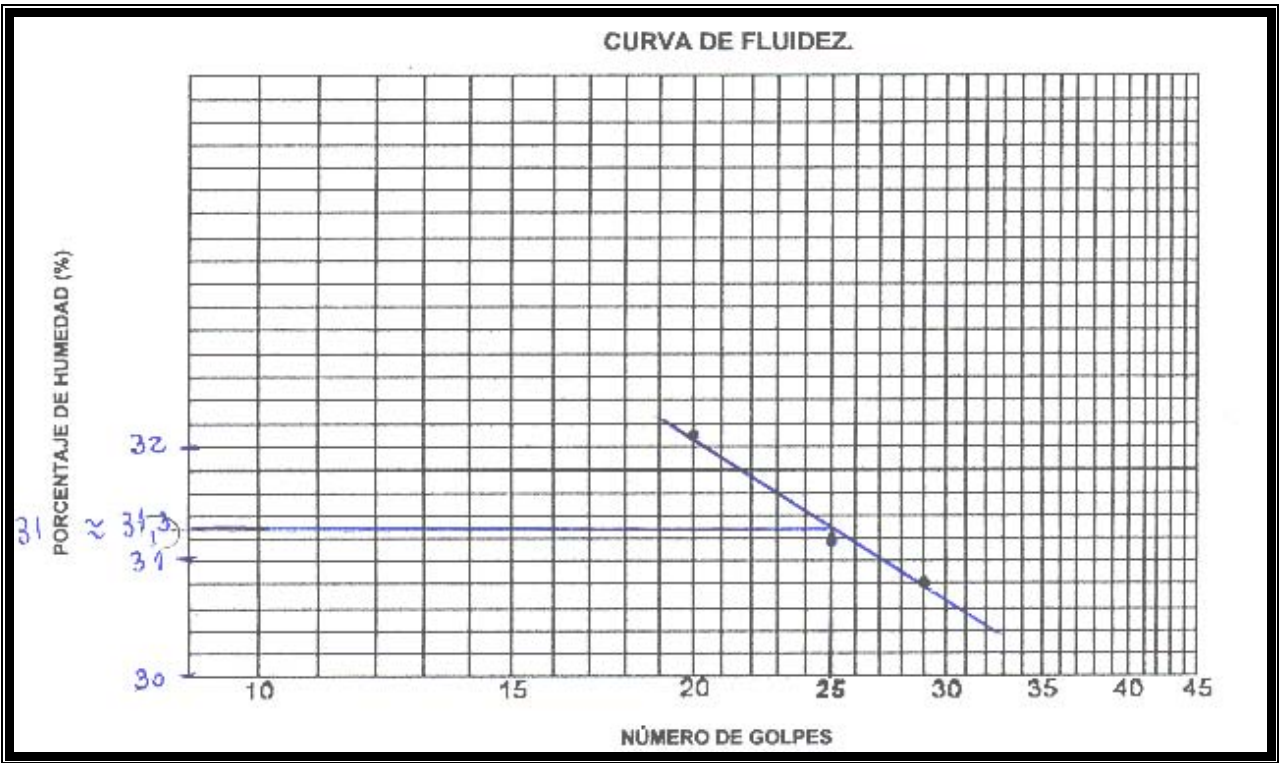


Gráfico 4.2.3.14. Curva de Fluidez Calicata N° 5

De donde obtenemos los siguientes límites de consistencia:

Límite Líquido (LL)	31%	Límite Plástico (LP)	25%	Índice Plasticidad (IP= LL - LP)	6%
---------------------	-----	----------------------	-----	----------------------------------	----

Con estos datos concluimos que:

- ❖ Según Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, USCS: corresponde a un suelo tipo ML, esto significa Limos de baja plasticidad.
- ❖ Según Sistema de Clasificación AASHTO: corresponde a un suelo tipo A-4, esto significa suelos limosos

CAPITULO V
DISEÑO DEL PROYECTO

OBRA: **PAVIMENTACIÓN AVENIDA BALMACEDA
COLLICO**

UBICACIÓN: **SECTOR COLLICO
COMUNA DE VALDIVIA**

MEMORIA DE CÁLCULO

1. GENERALIDADES

El presente proyecto considera la pavimentación de la calle denominada Avenida Balmaceda, que se consulta construir en el sector de Collico, comuna de Valdivia, provincia de Valdivia.

2. BASES DE CÁLCULO

2.1. Cálculo Pavimento:

El método de cálculo a utilizar, esta basado en el “Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación”, usando el método AASTHO, versión 199386, para pavimento rígido.

Será:

Ts: Tráfico Solicitante. N° Total Ejes Equivalentes

CBR: Razón de Soporte California

R: Nivel de confianza de diseño

Zr: Coeficiente de Student

So: Desviación normal

Ti: N° Ejes de Diseño

Rm: Resistencia Media

Rd: Resistencia de Diseño

K_o: Módulo Reacción Subrasante
K₁: Módulo Reacción Base
K_c: Módulo Reacción Combinado
h: Espesor Base
J: Transferencia de Carga
Cd: Coeficiente de Drenaje
P_o: Índice de serviciabilidad inicial
P_f: Índice de serviciabilidad final
E: Módulo Elasticidad
H: Espesor Hormigón
T_f: Tráfico de Diseño. N° Ejes Proyectados

PAVIMENTOS RIGIDOS
AVENIDA BALMACEDA
TRAMO I

PARAMETROS	RESULTADOS
Ts	1.500.000
R	85
Zr	1,037
So	0,35
Ti	3.459.722
CBR subrasante (%)	9
CBR base (%)	60
Rm	42
Rd	34,93
Ko	5,16
K1	15,33
Kc	9,37
h	40
J (	4.0
Cd	1,1
Δ p	2,5
E	300.000
H	20
α	-0,435
β	0,847
Tf	1.645.640

PAVIMENTOS RIGIDOS
AVENIDA BALMACEDA
TRAMO II

PARAMETROS	RESULTADOS
Ts	1.500.000
R	85
Zr	1,037
So	0,35
Ti	3.459.722
CBR subrasante (%)	5
CBR base (%)	60
Rm	42
Rd	34,93
Ko	3,85
K1	15,33
Kc	7,49
h	40
J (	4,0
Cd	1,1
Δp	2,5
E	300.000
H	21
α	-0,438
β	0,817
Tf	1.974.378

De lo anterior se desprende que:

- La calle correspondiente al Tramo I tendrá los siguientes espesores:
 - Espesor Base 40 cm.
 - Espesor Hormigón 20 cm.
- La calle correspondiente al Tramo II tendrá los siguientes espesores:
 - Espesor Base 40 cm.
 - Espesor Hormigón 21 cm.

2.2. Cálculo Aguas Lluvias:

El cálculo para la evacuación de las aguas lluvias se basará en el “Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación” y en las “Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos”.

El cálculo siguiente sólo pretende justificar el diseño de cañería conectada a sumidero y ésta a colector existente por medio de cámara de registro.

Las áreas tributarias consideradas corresponden al escurrimiento que realizan las aguas por calle Avenida Balmaceda según las áreas aportantes designadas en la Figura 5.1.34. y la Figura 5.1.35., de acuerdo a la topografía del terreno.

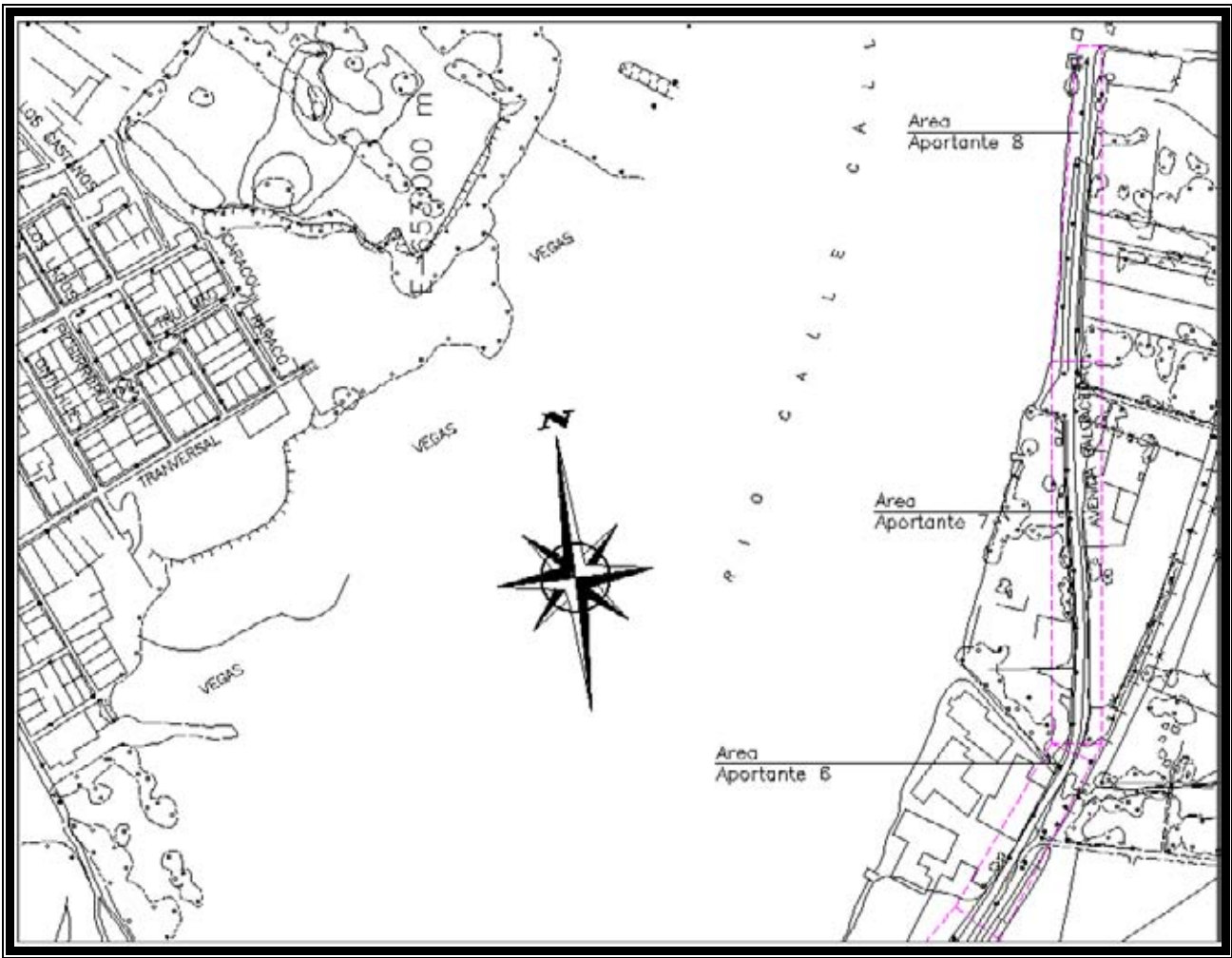


Figura 5.1.34. Plano Áreas Aportantes en el Cálculo de Aguas Lluvias.

Datos Área Aportante 1:

$$A_1 = 3204 \text{ m}^2.$$

$$I = 0,0101 \text{ lts/seg /m}^2.$$

$$c = 0,383$$

De lo anterior obtenemos como caudal a evacuar:

$$Q = (0,383 \times 0,0101 \times 3204) / 3,6$$

$$Q = 3,443 \text{ lts/seg.}$$

Datos Área Aportante 2:

$$A_2 = 4345 \text{ m}^2.$$

$$I = 0,0101 \text{ lts/seg /m}^2.$$

$$c = 0,383$$

De lo anterior obtenemos como caudal a evacuar:

$$Q = (0,383 \times 0,0101 \times 4345) / 3,6$$

$$Q = 4,669 \text{ lts/seg.}$$

Datos Área Aportante 3:

$$A_3 = 14347 \text{ m}^2.$$

$$I = 0,0101 \text{ lts/seg /m}^2.$$

$$c = 0,383$$

De lo anterior obtenemos como caudal a evacuar:

$$Q = (0,383 \times 0,0101 \times 14347) / 3,6$$

$$Q = 15,416 \text{ lts/seg.}$$

Datos Área Aportante 4:

$$A_4 = 1252 \text{ m}^2.$$

$$I = 0,0101 \text{ lts/seg /m}^2.$$

$$c = 0,383$$

De lo anterior obtenemos como caudal a evacuar:

$$Q = (0,383 \times 0,0101 \times 1252) / 3,6$$

$$Q = 1,345 \text{ lts/seg.}$$

Datos Área Aportante 5:

$$A_5 = 7997 \text{ m}^2.$$

$$I = 0,0101 \text{ lts/seg /m}^2.$$

$$c = 0,383$$

De lo anterior obtenemos como caudal a evacuar:

$$Q = (0,383 \times 0,0101 \times 7997) / 3,6$$

$$Q = 8,593 \text{ lts/seg.}$$

Datos Área Aportante 6:

$$A_6 = 6088 \text{ m}^2.$$

$$I = 0,0101 \text{ lts/seg /m}^2.$$

$$c = 0,383$$

De lo anterior obtenemos como caudal a evacuar:

$$Q = (0,383 \times 0,0101 \times 6088) / 3,6$$

$$Q = 6,542 \text{ lts/seg.}$$

Datos Área Aportante 7:

$$A_7 = 12433 \text{ m}^2.$$

$$I = 0,0101 \text{ lts/seg /m}^2.$$

$$c = 0,383$$

De lo anterior obtenemos como caudal a evacuar:

$$Q = (0,383 \times 0,0101 \times 12433) / 3,6$$

$$Q = 13,360 \text{ lts/seg.}$$

Datos Área Aportante 8:

$$A_8 = 7407 \text{ m}^2.$$

$$I = 0,0101 \text{ lts/seg /m}^2.$$

$$c = 0,383$$

De lo anterior obtenemos como caudal a evacuar:

$$Q = (0,383 \times 0,0101 \times 7407) / 3,6$$

$$Q = 7,959 \text{ lts/seg.}$$

- **Capacidad de la Tubería**

$$Q = \frac{0,3116 \times D^{8/3} \times i^{1/2}}{n}$$

Donde:

Q: Capacidad tubería a sección llena en lts/seg.

D: Expresado en m.

i: Expresada en m/Km.

Datos:

$$D = 600 \text{ mm}$$

$$i = 3\%$$

$$n = 0,015$$

De lo anterior obtenemos como capacidad de la tubería:

$$Q = (0,3116 \times 0,6^{8/3} \times 0,03^{1/2}) / 0,015$$

$$Q = 16,867 \text{ lts/seg}$$

Ahora denominaremos como “q” al caudal a evacuar, así:

Para el Área Aportante A₁:

$$Q = 16,867 \text{ lts/seg}$$

$$q = 3,443 \text{ lts/seg}$$

Para el Área Aportante A₂:

$$Q = 16,867 \text{ lts/seg}$$

$$q = 4,669 \text{ lts/seg}$$

Para el Área Aportante A₃:

$$Q = 16,867 \text{ lts/seg}$$

$$q = 15,416 \text{ lts/seg}$$

Para el Área Aportante A₄:

$$Q = 16,867 \text{ lts/seg}$$

$$q = 1,345 \text{ lts/seg}$$

Para el Área Aportante A₅:

$$Q = 16,867 \text{ lts/seg}$$

$$q = 8,593 \text{ lts/seg}$$

Para el Área Aportante A₆:

$$Q = 16,867 \text{ lts/seg}$$

$$q = 6,542 \text{ lts/seg}$$

Para el Área Aportante A₇:

$$Q = 16,867 \text{ lts/seg}$$

$$q = 13,360 \text{ lts/seg}$$

Para el Área Aportante A₈:

$$Q = 16,867 \text{ lts/seg}$$

$$q = 7,959 \text{ lts/seg}$$

Estos valores justifican el uso del diámetro y de la pendiente de la tubería.

OBRA: **PAVIMENTACIÓN AVENIDA BALMACEDA
COLLICO**

UBICACIÓN: **SECTOR COLLICO
COMUNA DE VALDIVIA**

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

Las obras deberán ejecutarse de acuerdo a las presentes especificaciones y a los planos correspondientes, además en cuanto no se opongan a estas, deberá cumplirse con las normas INN, con las especificaciones técnicas y normas de pavimentación del SERVIU.

1. MOVIMIENTO DE TIERRA

1.1. Excavaciones Necesarias:

Por ningún motivo, el pavimento podrá ir sobre material orgánico, entendiéndose por pavimento el espesor de hormigón determinado más el espesor de la base y la sub-base.

Deberá escarparse todo el material correspondiente a la capa vegetal y/o materia de origen orgánico, en las zonas de calles, no pudiendo usarse este material como relleno estructural en otros sectores.

1.2. Rellenos:

Se formarán con el mejor material proveniente de la excavación, mejorando en forma adecuada su composición granulométrica y en acuerdo a instrucciones del laboratorio. La capacidad de soporte (CBR) mínima exigible del material será 60%.

El material de relleno, deberá ser previamente aprobado por el ITO, no debe contener materia orgánica, pasto, raíces u otro material objetable.

El material de relleno colocado en capas deberá corresponder al tipo de suelo y al equipo de compactación a emplear. Es recomendable un espesor de capa compactada de 0,20 m. para suelos finos-granulares y 0,30 m. para materiales granulares. En la formación de las diferentes capas de relleno se podrán aceptar bolones de tamaño máximo igual a los 2/3 del espesor compactado de la capa y de una proporción que permita quede uniformemente distribuida, para que no se formen nidos, ni formas inestables.

2. SUBRASANTE

La subrasante de estar libre de materia orgánica, escombros, basura o material inestable, los que deberán, si existen ser removidos y reemplazados por material de C.B.R. no menor al 10%.

La subrasante deberá extenderse en sentido transversal por lo menos en un ancho, tal que incluya los elementos de restricción de borde y sus refuerzos posteriores.

3. BASE ESTABILIZADA

La base estabilizada deberá cumplir con los siguientes requisitos y características:

- a. Espesor: 40 cm.
- b. Material: Deberán estar constituidas por mezclas de arenas y gravas naturales o trituradas, además deben estar libres de grumos o terrones de arcilla, materiales vegetales y/o cualquier sustancia perjudicial.

- c. Graduación: La granulometría recomendada esta comprendida entre las siguientes bandas:

Tamiz	A	B	C
2"	100	100	-
1"	-	75 - 95	100
3/8"	30 - 65	40 - 75	50 - 85
Nº 4	25 - 55	30 - 60	35 - 65
Nº 10	15 - 40	20 - 50	25 - 50
Nº 40	8 - 20	15 - 30	15 - 30
Nº 200	2 - 8	5 - 20	5 - 10

Tabla 5.2.35. Bandas de Granulometría Recomendada.

- d. Condición general: La fracción de material que pasa la malla Nº 200 no deberá ser mayor a los 2/3 de la fracción que pasa la malla Nº 40.
- e. Plasticidad: La fracción de material que pasa la malla Nº 40 deberá tener un límite líquido inferior al 25% y un índice de plasticidad inferior al 6%.
- f. Desgaste: El agregado grueso deberá tener un desgaste inferior al 50% de acuerdo al ensayo de desgastes de los Ángeles.
- g. C.B.R.: El C.B.R. a 0,2” de penetración en muestra preparada y previamente compactada a una densidad seca no inferior al 95% de la máxima dada por el ensayo Proctor Modificado, deberá ser superior al 40%.
- h. Compactación: La base deberá compactarse con una humedad óptima de compactación hasta lograrse una densidad seca no inferior al 95% de la dada por el Proctor Modificado.
- i. Control: De los pozos de extracción del material, deberá tomarse muestras representativas para determinar si se cumplen las especificaciones y hacer las correcciones si fuesen necesarias.

Cuando el material se haya compactado, se procederá a controlar esa compactación, por medio de ensayos “in situ” de acuerdo a la norma ASTM 1556-64.

Se recomienda establecer las siguientes exigencias:

1. Un ensayo de C.B.R. con la densidad máxima dada por el Proctor Modificado, para el material a ser usado como base.
2. Dos ensayos de densidad “in situ”.

Dichas exigencias deberán cumplirse mediante certificado de laboratorio competente.

4. CALZADA DE HORMIGÓN DE CEMENTO VIBRADO

El hormigón a utilizar deberá cumplir con todas las exigencias establecidas en el “Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación” del MINVU.

- a. Espesor: 20 cm, que corresponde a una losa uniforme apoyada sobre una base de material granular debidamente compactada.
- b. Material: Los materiales que se utilizarán en la mezcla serán: agregados pétreos (divididos en tres fracciones: ripio grueso, ripio fino y arena), agua y cemento, los cuales deberán reunir las siguientes características:
 - El cemento podrá ser cualquiera de los usados corrientemente en pavimentos en el país.
 - El agua debe cumplir con los requisitos de la norma Nch.170 Of.72.

- Los agregados pétreos, deberán estar formados por partículas firmes durables gravas o chancado y arena, debiendo cumplir con las siguientes especificaciones granulométricas:

Tamiz	Porcentaje que pasa en peso			
	Ripio Grueso	Ripio Fino	Arena	Mezcla
2"	100			100
1 1/2"	90 - 100			95 - 100
1"	20 - 55	100		
3/4"	0 - 15	90 - 100		60 - 90
3/8"	0 - 5	20 - 55	100	40 - 80
Nº 4		0 - 10	95 - 100	24 - 66
Nº 8		0 - 5	80 - 100	15 - 55
Nº 16			50 - 85	10 - 42
Nº 30			25 - 60	6 - 30
Nº 50			10 - 30	3 - 19
Nº 100			2 - 10	2 - 8

Tabla 5.2.36. Especificaciones Agregados Pétreos.

- c. Dosificación: La dosificación del hormigón deberá ser estudiada por un laboratorio autorizado, una vez conocidas las muestras de áridos. Además la dosis de cemento no deberá ser inferior a 340 Kg cem/m³.
- d. Resistencias: La resistencia a la flexotracción igual a 42 Kg/cm² a los 28 días y la resistencia a la compresión igual o superior a 300 Kg/cm² a los 28 días.
- e. Terminaciones: La superficie terminada del pavimento deberá ser lisa y con buena terminación y/o presentación, no debiendo existir bolsones de áridos segregados, ni materias extrañas a un buen pavimento.
- f. Controles: El control de hormigones se hará por un laboratorio competente, debiéndose tomar muestras para ensayos de flexotracción y de compresión cúbica. Para la evaluación del pavimento, los resultados de los ensayos de flexotracción prevalecerán por sobre los resultados de los ensayos de compresión cúbica.

5. SOLERAS

a. Para el proyecto se consulta la instalación de soleras con zarpa tipo “C” de hormigón de cemento vibrado y tendrán las siguientes dimensiones:

1. Longitud: 50 cm. de sección transversal, de base rectangular de 45 cm y pendiente entre 2 - 6%.

2. Dosificación: La dosificación mínima será de 297,5 Kg cem/m³ de hormigón elaborado y vibrado.

b. Colocación: Para la colocación del emplantillado, se empleará hormigón de 170 Kg cem/m³ de hormigón elaborado.

Las dimensiones del emplantillado para la solera tipo “A” y la solera especial, serán de 10 cm. de espesor como mínimo, luego el respaldo de la solera se rellenará con el mismo hormigón hasta una altura de 15 cm. medida desde la parte inferior de la solera.

- La separación entre soleras será de 5 mm. como máximo.
- Las juntas se rellenarán con mortero de cemento y arena fina en porción 1:4 en peso.

c. Ensayos: La fabricación de las soleras será controlada de acuerdo al ensaye de muestras obtenidas del proveedor o del contratista. Se exigirá como mínimo tres certificados de ensaye del proveedor, correspondiente a un periodo no superior a los seis últimos meses, y además el laboratorio autorizado efectuará ensayos sobre muestras tomadas de la partida comprada o en trámite de compra para la obra. El número mínimo de muestras será igual a cinco.

Cada muestra está formada por tres soleras, que se someterán respectivamente a los ensayos de flexión e impacto.

1. Ensaye de Compresión: Sobre probetas cúbicas de 20 cm. de arista, que se ensayan a compresión a los 28 días.

Los valores mínimos aceptables son:

- Valor Promedio 250 Kg/cm².
- Mínimo Individual 220 Kg/cm².

2. Ensaye de Flexión: Para este ensaye se aplicara una carga normal de 100 Kg sobre la solera colocada de modo que su carga posterior descansa sobre los apoyos paralelos ubicados en una distancia libre de 50 cm., el aumento sucesivo será de un centímetro cada vez hasta alcanzar su ruptura.

Los valores mínimos aceptables son:

- Valor Promedio 3100 Kg.
- Mínimo Individual 2500 Kg.(Soleras)

3. Ensaye al Impacto: Se tomaran tres soleras por cada 600 unidades de soleras hechas en fábrica como máximo. Una unidad se ensayará al impacto.

Los valores mínimos aceptables son:

- Valor Promedio 80 cm.
- Mínimo Individual 70 cm.

Para las soleras con zarpa, se efectuarán el siguiente ensayo:

1. Ensaye de Compresión: Sobre probetas cúbicas de 20 cm. de arista, que se ensayan a compresión a los 28 días.

Los valores mínimos aceptables son:

•Valor Promedio	250 Kg/cm ² .
•Mínimo Individual	220 Kg/cm ² .

6. EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS

Las aguas lluvias escurrirán gravitacionalmente por costado de calzada en calle “Avenida Balmaceda” hacia el sumidero por medio de tubos de diámetro 600 mm para llegar a colector existente.

Se excavará una zanja de 0.90 m de profundidad con un ancho en el fondo de $b = 0.60 + D$ (D: diámetro nominal de la tubería).

La tubería se colocará sobre un emplantillado de hormigón de dosificación 170 kg cem/m³ con espesor de 0.10 m.

Los sumideros serán del tipo detallado en los planos. Se utilizarán rejillas de acuerdo al detalle correspondiente.

OBRA: **PAVIMENTACIÓN AVENIDA BALMACEDA**
COLLICO

UBICACIÓN: **SECTOR COLLICO**
COMUNA DE VALDIVIA

PRESUPUESTO ESTIMATIVO

ITEM	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO \$	VALOR \$
1	Demoliciones e=0,20 m	m³	2.240	65.880	147.571.200
2	Movimiento Tierra	m³	7.251	2.500	18.127.500
3	Calzada HCV e=0,20 m	m²	5.320	8.500	45.220.000
4	Calzada HCV e=0,21 m	m²	5.880	8.500	49.980.000
5	Base Estabilizada e=0,40 m	m³	4.480	5.132	22.991.360
6	Solera Recta Tipo A	m	2.660	2.465	6.556.900
7	Solera Especial	m	521	2.650	1.380.650
8	Hormigón Base Solera	m³	3.192	7.205	22.998.360
9	Acera HCV e=0,07 m	m²	160	5.132	821.120
10	Base Estab. Acera e=0,05 m	m³	127	49.970	6.346.190
11	Sumidero, con Rejilla y Conexión a Tubo	nº	9	200.000	1.800.000
12	Tubos de CCC 600 mm	m	1.650	10.280	16.962.000
13	Retiro Excedente	m³	2.240	1.500	3.360.000
VALOR TOTAL \$					344.115.280

El presente presupuesto debe entenderse sólo como una estimación ó aproximación al valor que debería tener la obra, siendo el valor real de ella la cantidad de dinero por la que algún contratista esta dispuesto a ejecutar esa obra.

CAPITULO VI
CONCLUSIONES

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

Del proyecto realizado en este estudio se puede decir lo siguiente:

La mala calidad del suelo verificada en el laboratorio mediante ensayos que determinaron la deficiente capacidad de soporte de este, es este factor el determinante de la mala calidad del pavimento actual, especialmente en lo relativo a su extendido fisuramiento y desnivel.

El problema de la acumulación de aguas lluvias en ciertos sectores de la calzada es debido al asentamiento del terreno, lo cual a su vez es causa de la mala calidad de este. Esta acumulación se produce en la zona de curvas, a los 122 metros, 250 metros y a los 761.01 metros, tomados desde su intersección con calle Ecuador.

Se verificó la existencia de sumideros en estos puntos de acumulación de aguas lluvias, pero se verificó también la falta de mantenimiento de estos, por ende se concluye al respecto que se deben reemplazar los existentes por nuevos al momento de llevar a cabo la ejecución del proyecto y que deben ser acompañados de un buen mantenimiento en adelante.

Otro factor que ayudará a atenuar el problema de la acumulación de aguas lluvias en los puntos críticos será el levantamiento de la subrasante en puntos donde hoy en día la rasante se encuentra por debajo del resto de puntos que definen dicha rasante.

Debido a la mala calidad del suelo, lo cual se verifico mediante ensayos de laboratorio, se determino realizar un mejoramiento del terreno.

Se puede concluir que dentro de los parámetros que se consideraron para la pavimentación, el estudio del tránsito es un factor incidente en el diseño estructural del pavimento.

Por tratarse de un sector con alto tráfico de vehículos pesados, se estableció que el pavimento debe ser de hormigón H-35 a la compresión y H_F 4,2 Mpa. a la flexotracción, y por ende el diseño se efectuó mediante el método AASHTO-1993 para pavimentos rígidos.

En general, para la evacuación de las aguas lluvias, se pueden encontrar variadas soluciones, las que dependerán en gran parte de las condiciones que presente el sector en estudio, mediante lo cual se podrá establecer la más idónea. En este caso se aprovechara la red de sumideros existentes y el colector del sector, diseñando una red compuesta por tuberías de cemento comprimido C.C.C. de diámetro 600 mm por la cual se evacuaran las aguas lluvias.

En cuanto al diseño de la calzada, se consulto ensanches en el sector de las curvas, esto debido a la mala maniobrabilidad que presenta el diseño actual para los conductores, lo cual puede ser causal de accidentes, sobretodo por el alto tráfico de camiones con acoplado.

Con respecto al cruce ferroviario existente en el sector, se adopto el cruce a nivel tipo de EFE con superficie de rodadura de hormigón armado con durmiente metálico.

El asumir el diseño planteado, asegura una importante serviciabilidad de esta vía y un adecuado comportamiento durante la vida útil, de acuerdo a los antecedentes recopilados para este estudio

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

- MOP 1983. Manual de Carreteras; Volumen N° 3. Santiago de Chile.
- MOP 1983. Manual de Carreteras; Volumen N° 5. Santiago de Chile.
- SERVIU 1994. Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación. Santiago de Chile.
- SERVIU 1996. Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos.
- ICH 1991. Pavimento de Hormigón – Manual de Diseño y Construcción. Santiago de Chile.
- Ministerio de Planificación y Cooperación (MIDEPLAN). Recomendaciones para el Diseño del Espacio Vial Urbano. Chile. 1998.
- Reyes T, L.G. 1993. Estudio General y Proyecto de Urbanización, Loteo Ampliación Los Avellanos. Tesis Con. Civil Valdivia, Univ. Austral de Chile, Fac. Cien. Ing.
- Manual de Laboratorio. Ensayo de Caracterización - Determinación del Contenido de Humedad – Análisis Granulométrico – Determinación de los Límites de Atterberg (Disponible en: http://www.icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/02_laboratorio/laboratorio.htm. Consultado a: 12 de Noviembre de 2006).
- Manual de Laboratorio. Ensayos de Resistencia Ensayo Compresión no Confinada - Determinación de la Capacidad de Soporte CBR del Suelo (Disponible en: http://www.icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/02_laboratorio/laboratorio.htm. Consultado a: 13 de Noviembre de 2006).

- Diseño Estructural de Pavimentos Rígidos. Método AASHTO (Disponible en: <http://www.icc.ucv.cl/obrasciviles/pavimentos%20rigidos.htm>. Consultado a: 02 de Diciembre de 2006).

ANEXOS

PLANOS