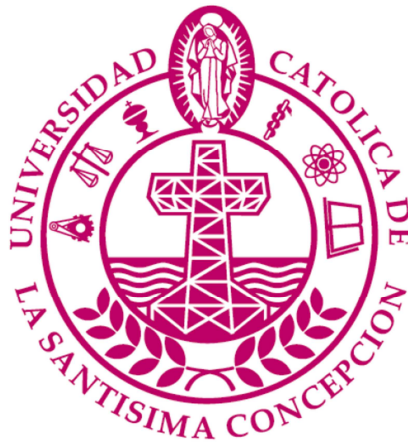


UNIVERSIDAD CATOLICA DE LA SANTISIMA CONCEPCION

Facultad de Ingeniería

Ingeniería Civil



DISEÑO DE URBANIZACIÓN LOTEO PARQUE INDUSTRIAL
ROBERTO ALEJANDRO RIQUELME VENEGAS
INFORME DE PROYECTO DE TÍTULO PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía

Guillermo Bustamante L.

Profesor Informante

Christian Molina V.

Responsable

Sociedad Inmobiliaria e Inversiones El Molino S.A.

Concepción, Abril 2017

Resumen

El presente proyecto de título abordó el diseño de urbanización de un terreno en el sector rural (Agrícola), con la finalidad de convertirse en un parque industrial, es decir, se realizará un loteo rural bajo criterios de diseño correspondientes al de un parque industrial. El diseño se desarrolló considerando las normativas y recomendaciones vigentes a la fecha de este informe, el cuál será presentado en el Servicio Agrícola Ganadero (SAG), entidad competente en la aprobación del proyecto.

El Loteo está conformado por un total de 74 lotes emplazados en un predio de 81 hectáreas aproximadamente, de los cuales 70 lotes tienen una superficie de 5000 m² (½Há) cada uno y 4 lotes de 10.000 m² (1Há) cada uno aproximadamente. El terreno se ubica a la salida sur de la comuna de Chillán Viejo, al Este de la Ruta 5 Sur Km 405 propiedad de “SOCIEDAD INMOBILIARIA e INVERSIONES EL MOLINO S.A.”.

En la urbanización del loteo se abordó un proyecto de pavimentación y aguas lluvias de acuerdo con el manual de carreteras 2015 además de las normas y recomendaciones descritas en la Guía de Diseños y Especificaciones de Elementos Urbanos de Infraestructura de Aguas Lluvias (2005) del Ministerio de vivienda y urbanismo (Minvu), igualmente el diseño de la matriz de agua potable y su distribución, así como también el diseño de fosas sépticas de uso particular, descritas en las distintas normas chilenas (NCh) del Instituto Nacional de Normalización (INN), quedó exento de este proyecto el diseño de Alcantarillado de aguas servidas y el proyecto de alumbrado público.

La finalidad del proyecto es dar factibilidad técnica de servicio a los proyectos que conforman la urbanización del loteo, se estipuló los espesores de los distintos estratos que conforman el pavimento así como también pendientes longitudinales y transversales de la estructura vial, ubicación espacial de sumideros, cámaras de inspección y colectores de aguas lluvias, disposición de la red de agua potable y sus componentes, cumpliendo con las presiones de servicio impuestas por la Superintendencia de Servicios Sanitarios (SISS), con una velocidad de flujo máxima de 2.5 m/s al interior de la tubería y por último recomendaciones de diseño para fosas sépticas particulares para distintas capacidades.

Abstract

The current graduate project addressed the urban development design in a rural land (agricultural), with the aim of becoming an industrial park, in other words, a rural plot will be made under design criteria corresponding to an industrial park. The design developed taking into account the regulations and recommendations in force at the date of this document, which will be presented to Agricultural and Ranching Service (SAG), competent body in adopting the draft resolution.

The land division consists of a total of 74 plots located in an area of around 81 hectares, of which 70 plots have an area of 5000 m² (½Há) each, and 4 plots of around 10.000 m² (1Há) each.

The land is located at the southern exit of Chillán Viejo district, at the east of the Route 5 South highway in the Km 405. Owned by “SOCIEDAD INMOBILIARIA e INVERSIONES EL MOLINO S.A.”.

In the urbanization of the plot addressed a paving Project and rainwater according to the regulations and recommendations mentioned in the Design Guidelines and urban elements of rainwater infrastructure specifications (2005) of the Ministry of Housing and Urban Development, in addition to the design of matrix of drinking water and its distribution, as well as the design of septic tanks for private use described under the different chilean rules of the Standardization Institute, was exempt of this Project the design of sewage and wastewater and public lighting project.

The purpose of this draft is to provide technical feasibility of services to the projects that make up the urbanization of the plots, were stipulated the thickness of the several strata that make up the paving as well as longitudinal and transverse gradients of the road structure, spatial location of sinks, manholes and rainwater collectors, disposal of the drinking water network and their components, Complying with the operating pressures imposed by the Superintendence of Sanitary Services, With a maximum flow speed of 2.5 m/s inside of the pipe and finally design recommendations to private septic tanks for diverse capacities.

Dedicatoria

A mi familia y los que ya han partido

Agradecimientos

Quiero agradecer a mi madre por su incondicional apoyo y esfuerzo para seguir adelante con este desafío, a mi padre que me enseñó las ciencias y el arte en mi formación, a mis hermanos y hermanas, a Angela por estar siempre conmigo y sin duda ser mi respaldo emocional, mi hija por ser mi motivo para superarme cada día, así como también mis amigos por sus constantes alientos para seguir adelante. También quiero agradecer a la familia Valenzuela Benavides por su constante preocupación y haberme dado cabida en su mesa, y a mi madrina por haberme acogido en su casa.

Un sincero agradecimiento a Edgardo Escalona por darme la oportunidad y confianza de desarrollar semejante proyecto.

Índice de Contenidos

1. Capítulo 1. Introducción
 - 1.1. Motivación
 - 1.2. Objetivos
 - 1.2.1. Objetivo General
 - 1.2.2. Objetivos Específicos
 - 1.3. Zona de Estudio
2. Capítulo 2. Marco Teórico
 - 2.1. Fase Previa al Desarrollo de un Proyecto de Urbanización
 - 2.2. Etapas de un Proyecto de Urbanización
3. Capítulo 3. Métodos
 - 3.1. Proyecto de Evacuación de Aguas Lluvia
 - 3.1.1. Memoria de Cálculo
 - 3.1.1.1. Generalidades
 - 3.1.1.2. Antecedentes del Sector
 - 3.1.1.2.1. Área Aportante
 - 3.1.1.2.2. Antecedentes sobre Precipitaciones
 - 3.1.1.2.2.1. Precipitaciones Máximas de Diseño
 - 3.1.1.2.2.2. Caracterización Hidrológica
 - 3.1.1.2.2.2.1. Tiempo de Concentración
 - 3.1.1.2.2.2.2. Tormenta de Diseño
 - 3.1.1.2.2.2.3. Coeficiente de Escorrentía
 - 3.1.1.2.2.2.4. Estimación de Caudales
 - 3.1.1.2.2.2.4.1. Capacidad Hidráulica de los Sumideros
 - 3.1.1.2.2.2.4.2. Capacidad Hidráulica de las Calles
 - 3.1.1.2.2.2.4.3. Solución Evacuación de Caudal por Sumideros y Calles
 - 3.1.1.2.2.2.4.4. Tuberías de Descarga
 - 3.1.1.3. Antecedentes sobre Precipitaciones
 - 3.1.1.3.1. Precipitaciones Máximas de Diseño
 - 3.1.1.3.2. Caracterización Hidrológica
 - 3.1.1.3.2.1. Tiempo de Concentración
 - 3.1.1.3.2.2. Tormenta de Diseño
 - 3.1.1.3.2.3. Coeficiente de Escorrentía
 - 3.1.1.3.2.4. Estimación de Caudales
 - 3.1.1.3.2.4.1. Capacidad Hidráulica de los Sumideros
 - 3.1.1.3.2.4.2. Capacidad Hidráulica de las Calles
 - 3.1.1.3.2.4.3. Solución Evacuación de Caudal por Sumideros y Calles
 - 3.1.1.3.2.4.4. Tuberías de Descarga
 - 3.1.2. Especificaciones Técnicas
 - 3.1.2.1. Generalidades

- 3.1.2.1.1. Calidad de los Materiales
- 3.1.2.1.2. Seguridad
- 3.1.2.1.3. Infraestructura con Obras y Servicios
- 3.1.2.1.4. Protección y Señalización de las Obras
 - 3.1.2.2. Instalación de Faenas
 - 3.1.2.2.1. Replanteo de las Obras
 - 3.1.2.2.2. Despeje de los Terrenos
 - 3.1.2.3. Movimiento de Tierras
 - 3.1.2.3.1. Excavaciones
 - 3.1.2.3.2. Rellenos
 - 3.1.2.3.2.1. Relleno tipo 1
 - 3.1.2.3.2.2. Relleno tipo 2
 - 3.1.2.3.2.3. Relleno tipo 3
 - 3.1.2.3.3. Excedentes
 - 3.1.2.4. Obras de Hormigón
 - 3.1.2.4.1. Moldes para Hormigón
 - 3.1.2.4.2. Hormigones
 - 3.1.2.4.2.1. Materiales para el hormigón
 - 3.1.2.4.2.2. Dosificación del hormigón
 - 3.1.2.4.2.3. Fabricación del hormigón (en obra)
 - 3.1.2.4.2.4. Preparación de la superficie a hormigonar
 - 3.1.2.4.2.5. Colocación y compactación del hormigón
 - 3.1.2.4.2.6. Terminación del hormigón
 - 3.1.2.4.2.7. Tratamiento de juntas de hormigonado
 - 3.1.2.4.2.8. Curado del hormigón
 - 3.1.2.4.2.9. Reparaciones del hormigón
 - 3.1.2.4.2.10. Control del hormigón
 - 3.1.2.4.3. Acero para el Hormigón Armado
 - 3.1.2.5. Controles
 - 3.1.2.6. Construcción

- 3.1.2.6.1. Método de Entibación
 - 3.1.2.6.2. Colocación de Tuberías
 - 3.1.2.6.2.1. Relleno tipo 1
 - 3.1.2.6.2.2. Relleno tipo 2
 - 3.1.2.6.2.3. Relleno tipo 3
 - 3.1.2.6.3. Obras Civiles
- 3.2. Proyecto de Pavimentación
- 3.2.1. Memoria de Cálculo
 - 3.2.1.1. Generalidades
 - 3.2.1.2. Base de Cálculo
 - 3.2.1.2.1. Serviabilidad
 - 3.2.1.2.2. Solicitaciones
 - 3.2.1.2.3. Valor de Soporte
 - 3.2.1.2.4. Factor Regional
 - 3.2.1.2.5. Determinación Número Estructural
 - 3.2.1.2.6. Confiabilidad
 - 3.2.1.2.7. Módulos Resilientes
 - 3.2.1.2.8. Coeficiente de Drenaje
 - 3.2.1.2.9. Coeficientes Estructurales
 - 3.2.1.2.10. Estructuración de las Capas
 - 3.2.1.2.10.1. Número Estructural Total
 - 3.2.1.2.10.2. Número Estructural Mínimo
 - 3.2.1.2.10.3. Estratigrafía Pavimento Asfáltico
 - 3.2.2. Especificaciones Técnicas
 - 3.2.2.1. Generalidades
 - 3.2.2.2. Movimiento de Tierras
 - 3.2.2.2.1. Excavación en Corte
 - 3.2.2.2.2. Rellenos
 - 3.2.2.2.3. Sub-Rasante Natural
 - 3.2.2.2.4. Sub-Rasante Mejorada

- 3.2.2.2.5. Controles
 - 3.2.2.3. Sub-Base
 - 3.2.2.3.1. Materiales
 - 3.2.2.3.2. Límites de Atterberg
 - 3.2.2.3.3. Desgaste “Los Ángeles”
 - 3.2.2.3.4. Capacidad de Soporte California (CBR)
 - 3.2.2.3.5. Compactación
 - 3.2.2.3.6. Controles
 - 3.2.2.4. Base Estabilizada
 - 3.2.2.4.1. Materiales
 - 3.2.2.4.2. Límites de Atterberg
 - 3.2.2.4.3. Desgaste “Los Ángeles”
 - 3.2.2.4.4. Capacidad de Soporte California (CBR)
 - 3.2.2.4.5. Compactación
 - 3.2.2.4.6. Controles
 - 3.2.2.5. Riego de Liga
 - 3.2.2.5.1. Descripción y Alcances
 - 3.2.2.5.2. Asfalto
 - 3.2.2.5.3. Procedimiento de Trabajo
 - 3.2.2.5.3.1. Instalaciones y Equipos
 - 3.2.2.5.3.2. Limitaciones Meteorológicas
 - 3.2.2.5.3.3. Preparación de la Superficie a Regar
 - 3.2.2.5.3.4. Aplicación del Asfalto
 - 3.2.2.6. Imprimación
 - 3.2.2.6.1. Descripción y Alcances
 - 3.2.2.6.2. Materiales
 - 3.2.2.6.2.1. Asfaltos
 - 3.2.2.6.2.2. Arenas
 - 3.2.2.6.3. Procedimiento de Trabajo
 - 3.2.2.6.3.1. Instalaciones y Equipos

- 3.2.2.6.3.2. Limitaciones Meteorológicas
 - 3.2.2.6.3.3. Distribuidores de Asfalto
 - 3.2.2.6.3.4. Preparación de la Superficie a Imprimir
 - 3.2.2.6.3.5. Aplicación del Asfalto
 - 3.2.2.7. Mezclas Asfálticas en Caliente
 - 3.2.2.7.1. Descripción y Alcances
 - 3.2.2.7.2. Materiales
 - 3.2.2.7.2.1. Áridos
 - 3.2.2.7.2.1.1. Fracción Gruesa
 - 3.2.2.7.2.1.2. Fracción Fina
 - 3.2.2.7.2.1.3. Polvo Mineral (filler)
 - 3.2.2.7.2.1.4. Mezcla de Áridos
- 3.3. Proyecto Red de distribución de Agua Potable
 - 3.3.1. Memoria de Cálculo
 - 3.3.1.1. Generalidades
 - 3.3.1.2. Base de Cálculo
 - 3.3.1.3. Materialidad de la Red
 - 3.3.1.4. Caudales
 - 3.3.1.5. Presiones
 - 3.3.1.6. Velocidades
 - 3.3.1.7. Diámetros de la Red
 - 3.3.1.8. Volumen Estanque
 - 3.3.1.9. Grifos
 - 3.3.1.10. Válvulas
 - 3.3.1.11. Trazados
 - 3.3.1.12. Cámaras
 - 3.3.1.13. Cálculo de las Bombas y Motores
 - 3.3.1.14. Estanque Hidroneumático
 - 3.3.2. Especificaciones Técnicas
 - 3.3.2.1. Generalidades

- 3.3.2.2. Agua Potable
 - 3.3.2.2.1. Extensión de la Red
 - 3.3.2.2.2. Movimiento de Tierras
 - 3.3.2.2.2.1. Excavación en Zanja
 - 3.3.2.2.2.2. Relleno de Excavaciones en Zanja
 - 3.3.2.2.2.3. Retiro y Transporte de Excedentes
 - 3.3.2.3. Colocación y Prueba de Tuberías
 - 3.3.2.4. Grifos de Incendio
 - 3.3.2.5. Condiciones de Instalación Enterrada de Estanques en Polietileno
 - 3.3.2.5.1. Condición Normal de Instalación
 - 3.3.2.5.2. Condición de Instalación en Presencia de Napa
- 3.4. Proyecto Fosa Séptica Particular
 - 3.4.1. Memoria de Cálculo
 - 3.4.1.1. Generalidades
 - 3.4.1.2. Criterios de Diseño
 - 3.4.1.3. Volumen Fosa Séptica
 - 3.4.1.4. Dren Absorbente
 - 3.4.2. Especificaciones Técnicas
 - 3.4.2.1. Generalidades
 - 3.4.2.2. Condiciones Normales de Instalación
 - 3.4.2.3. Condiciones en Profundidad
 - 3.4.2.4. Materiales de Relleno
 - 3.4.2.5. Instalación por Paso de Vehículos
 - 3.4.2.6. instalación Sobre Suelo
 - 3.4.2.7. Instalación Sobre Napa, Zona Inundable
 - 3.4.2.8. Conexión
 - 3.4.2.8.1. Reglas de Instalación de la Tubería
 - 3.4.2.8.2. Conexión con Cámaras y Fosas
 - 3.4.2.8.3. Conexión con Drenes

3.4.2.8.4. Ventilación

3.4.2.9. Mantención

4. Capítulo 4. Discusión y Conclusiones
 - 4.1. Proyecto de Evacuación de Aguas Lluvias
 - 4.2. Proyecto de Pavimentación
 - 4.3. Proyecto Red de Distribución de Agua Potable
 - 4.4. Proyecto Fosa séptica Particular
5. Capítulo 5. Referencia
 - 5.1. Capítulo 3.1. Proyecto de Evacuación de Aguas Lluvias
 - 5.2. Capítulo 3.2. Proyecto de Pavimentación
 - 5.3. Capítulo 3.3. Proyecto Red de Distribución de Agua Potable
 - 5.4. Capítulo 3.4. Proyecto Fosa Séptica Particular
6. Capítulo 6. Anexos
 - 6.1. Proyecto de Evacuación Aguas Lluvias
 - 6.2. Proyecto Red de Distribución de Agua Potable
 - 6.2.1. Verificación Caudal Máximo Diario
 - 6.2.2. Verificación Caudal Máximo Horario más Caudal de Incendio
 - 6.2.3. Estanque de Almacenamiento de Agua Potable
 - 6.2.4. Bombas de Impulsión de Agua Potable
 - 6.3. Proyecto de Pavimentación
 - 6.3.1. Informe Ensayo de Suelos. Análisis de Material(Calicatas)

Índice de Tabla

Tabla 3.1.1.1. Zona y Área Aportante

Tabla 3.1.1.2. Resultado K-S Test

Tabla 3.1.1.3. Precipitaciones para Distintos Periodos de Retorno

Tabla 3.1.1.4. Coeficiente de Duración para Lluvias de Menos de 1 Hora

Tabla 3.1.1.5. Coeficientes de Escorrentía para Distintos Tipos de Superficies

Tabla 3.1.1.6. Características de los Sumideros

Tabla 3.1.1.7. Capacidad Máxima de Sumideros y Funcionamiento

Tabla 3.1.1.8. Capacidad Hidráulica Máxima de Calles para Tormentas Menores T= 2 años

Tabla 3.1.1.9. Capacidad Hidráulica Máxima de Calles para Tormentas Mayores T= 100 años

Tabla 3.1.1.10. Solución Sumideros

Tabla 3.1.1.11. Resumen Solución Sumideros

Tabla 3.1.1.12. Coeficientes de Rugosidad de Manning para Distintos Materiales

Tabla 3.1.1.13 Capacidad de los Colectores y sus Dimensiones

Tabla 3.1.1.14. Tipo de C.I

Tabla 3.1.2.1. Terminaciones del Hormigón

Tabla 3.2.1.1. Índices de Serviciabilidad

Tabla 3.2.1.2. Vida de Diseño

Tabla 3.2.1.3. Nivel de Confianza y Valor del So.

Tabla 3.2.1.4. Cálculo del Módulo Resiliente de Diseño.

Tabla 3.2.1.5. Factores de Equivalencia Pavimentos Flexibles ($p_t = 2,0$)

Tabla 3.2.1.6. Coeficientes de Drenaje (m_i)

Tabla 3.2.1.7. Coeficientes Estructurales para las Capas de Pavimento

Tabla 3.2.1.8. Limitaciones a los Espesores de las Capas Estructurales

Tabla 3.2.2.1. Banda Granulométrica de la Sub-Base

Tabla 3.2.2.2. Banda Granulométrica de la Base Estabilizada

Tabla 3.2.2.3. Banda Granulométrica de Arenas

Tabla 3.2.2.4. Requisitos para la Fracción Gruesa

Tabla 3.2.2.5. Requisitos para la Fracción Fina

Tabla 3.2.2.6. Granulometría del Filler

Tabla 3.2.2.7. Requisitos para Áridos Combinados

Tabla 3.2.2.8. Banda Granulométrica de Áridos: Granulometría Gruesa

Tabla 3.3.1.1. Consumos y Caudales.

Tabla 3.4.1.1. Volumen Útil Fosa Séptica Según Número de Habitantes

Tabla.3.4.1.2. Dimensiones y Número de Drenes Según Número de Habitantes

Tabla 3.4.2.1. Mantenimiento Fosa Séptica

Tabla 6.1.1. Precipitaciones Máximas Anuales en 24 Horas (mm)

Tabla 6.1.2. Dimensiones de las Tuberías. PETROPIPE,

Tabla 6.2.1. Estados de Nodos en la Red. Caudal Máximo Diario

Tabla 6.2.2. Estados de Tuberías en la Red. Caudal Máximo Diario

Tabla 6.2.3. Estados de Nodos en la Red. Caudal Máximo Horario más Caudal de Incendio

Tabla 6.2.4. Estados de Tuberías en la Red. Caudal Máximo Horario más Caudal de Incendio

Tabla 6.3.1. Áreas y Volúmenes Movimiento de Tierra.

Índice de Figuras

Figura 1.3.1. Zona de Estudio. Modificado (Google Earth, 2016)

Figura 3.1.1.1. Nivel de Escurrimiento Calle Tipo A

Figura 3.1.1.2. Nivel de Escurrimiento Calle Tipo B

Figura 3.2.1.1. Abaco AASHTO Pavimentos Flexibles p_t 2,0.

Figura 3.2.1.2. Estratigrafía Pavimento Asfáltico

Figura 3.2.1.3. Gráfico Número Estructural Capas Asfálticas TMAPA 14°C

Figura 6.2.1. Diagrama de Colores. Presión en Nodos. Caudal Máximo Diario. Epanet 2.0

Figura 6.2.2. Diagrama de Colores. Velocidad en Tuberías. Caudal Máximo Diario. Epanet2.0

Figura 6.2.3. Diagrama de Colores. Presión en Nodos. Caudal Máximo Horario más Caudal de Incendio. Epanet 2.0

Figura 6.2.4. Diagrama de Colores. Velocidad en Tuberías. Caudal Máximo Horario más Caudal de Incendio. Epanet 2.0

Figura 6.2.5. Manual Estanque Horizontal 50.000 L. InfraPlast. (2016)

Figura 6.2.6. Ficha Reggio Sn-65. pág.1. (2016)

Figura 6.2.7. Ficha Reggio Sn-65. pág.2. (2016)

Índice de Anexos

6.1. Anexo. Proyecto de Evacuación Aguas Lluvias

6.2. Anexo. Proyecto Red de Distribución de Agua Potable

6.2.1. Verificación Caudal Máximo Diario. (Q_{maxd})

6.2.2. Verificación Caudal Máximo Horario más Caudal de Incendio. ($Q_{maxd} + Q_{inc}$)

6.2.3. Estanque de Almacenamiento de Agua Potable

6.2.4. Bombas para Impulsión de Agua Potable

6.3.1. Movimiento de Tierras

1. Capítulo 1. Introducción.

El presente Proyecto de Título abordó el Diseño de Urbanización de un sector rural privado, con la finalidad de convertirse en un futuro parque industrial, en concordancia con el plan regulador de la zona. Para esto se debe recurrir a distintos diseños de ingeniería relacionados con; la evacuación de aguas lluvias y pavimentación, la captación y distribución de agua potable además de recomendaciones de fosas sépticas para la evacuación de aguas servidas.

El texto se ha ordenado por medio de capítulos que abordan en forma específica para el desarrollo lógico de la construcción de las obras a realizarse, identificando la normativa y recomendaciones vigentes al año 2016, así como memorias de cálculo, especificaciones técnicas y planos, además de anexos.

El software de modelación Epanet 2.0 fue utilizado únicamente en el diseño de la red de agua potable y es de gran uso en este tipo de proyectos, los demás proyectos de evacuación de aguas lluvia, pavimentación y aguas servidas se desarrollaron de manera manual ajustándose a los criterios de diseño de cada proyecto.

NOTA: Los planos presentados corresponden al anteproyecto y están sujetos a modificación en su formato de presentación a las entidades competentes.

1.1. Motivación.

Desde varios años atrás ha proliferado un gran número de loteos en el área rural de nuestra región, y en general, en gran parte de nuestro país, con el fin de satisfacer distintas necesidades en busca de convivir de forma más amigable con la naturaleza, es por esto que los planes reguladores han ido sectorizando zonas con usos específicos, en este caso de uso industrial las que prefieren ubicarse en la periferia urbana de las ciudades.

Estos loteos se han convertido en una buena opción económica para propietarios de predios rurales, en el sentido de que estos terrenos, con la notoria baja de la actividad agroindustrial en la zona, muchas veces, no estaban siendo aprovechados de buena forma en términos económicos. Esta situación ha generado la búsqueda de otros usos a estos bienes a fin de

obtener un ingreso monetario importante, y con ello reinvertir el recurso económico respecto a sus necesidades más importantes.

Sin embargo muchos de estos terrenos no cuentan con las condiciones técnicas para desarrollar un sistema de agua potable y alcantarillado que entregue a los usuarios una buena serviciabilidad, encontrándose con graves problemas de salubridad y altos costos por mantenimiento de estos sistemas sanitarios, cuando ya ha sido ejecutado el proyecto.

Por lo anterior se ha decidido abordar esta problemática con una visión diferente, que busca el desarrollo de un sistema sanitario que satisfaga todos los requerimientos técnicos para el buen y normal desarrollo del mismo, resolviendo las necesidades para cada lote, y que al mismo tiempo cumpla con la reglamentación vigente en nuestro país, que tenga relación con los sistemas de agua potable y alcantarillado, ya sea en captación, potabilización, distribución, y tratamientos de aguas servidas que eviten la contaminación medio ambiental, de acuerdo a los parámetros normados. Además, se espera cumplir con el objetivo general de este estudio, que es realizar un proyecto de diseño de urbanización para su posterior aprobación por los organismos pertinentes, creando una opción distinta de negocio para inversionistas que desean expandirse y/o dando una plaza en donde converja la actividad industrial de la zona.

1.2. Objetivos.

1.2.1. Objetivo General.

Realizar el Diseño de Urbanización del Loteo “Parque Industrial Don Edgardo”

1.2.2. Objetivos Específicos.

- Diseñar la evacuación de aguas lluvias y pavimentación.
- Diseñar la red de captación y distribución de agua potable
- Diseñar fosas sépticas para 5-10-20 personas.

1.3. Zona de Estudio.

El proyecto se emplaza a la salida sur de la comuna de Chillán Viejo, al Este de la Ruta 5 Sur Km 405, en las coordenadas; latitud $36^{\circ}38'03.32''S$, longitud $72^{\circ}10'47.08''O$ y comprende una superficie de 81 hectáreas de las cuales 70 lotes abarcan una superficie de 5.000 m^2 y 4 lotes una superficie de 10.000 m^2 que sumado a calles, veredas y zonas de aparcamiento forman un total de 47 hectáreas de saneamiento.



Figura.1.3.1. Zona de Estudio. Modificado (Google Earth, 2016)

2. Capítulo 2. Marco Teórico.

2.1. Fase Previa al Desarrollo del Proyecto.

Para poder lograr la realización de este proyecto es necesario considerar diversos aspectos, trabajando de manera ordenada y cronológica según las recomendaciones que se dan más adelante, analizando la información recogida que se estime necesario según a lo que exige las normativas vigentes relacionadas a un proyecto de urbanización y que posteriormente será presentado a las autoridades competentes.

En este proceso se considerará:

- Revisión de la Ordenanza General de Urbanismo y Construcción. Ley General de Urbanismo y Construcción
- Aplicación de metodología al Propietario
- Elaboración Proyecto de Urbanización del loteo.
- Presentación de Planos de Construcción

2.2. Etapas de un Proyecto de Urbanización.

Dentro de los requisitos técnicos que requiere un proyecto de urbanización, se contemplan los siguientes:

Previo al desarrollo de los proyectos, se requiere poder disponer de la aprobación del cambio de uso de suelos. En este caso se realizaran el cambio de uso de suelos de manera particular para cada lote y cuya responsabilidad recae en casa propietario.

Para poder desarrollar a continuación los proyectos de especialidades, según las exigencias de la aprobación del cambio de uso de suelos, se requiere desarrollar la ingeniería básica, consistente en el levantamiento topográfico y mecánica de suelos.

Luego se requiere el proyecto de loteo, suscrito por profesional arquitecto, deberá ser presentado a la Dirección de Obras Municipales de Chillán Viejo, para su aprobación definitiva, conforme lo dispuesto en la ordenanza general de urbanismo y construcciones.

A continuación, según lo señalado en el artículo 2.2.10 de la ordenanza general de urbanismo y construcciones, se requieren los proyectos especificados de:

Pavimentación: corresponde a las obras viales de calzadas y aceras, que permitan el normal tránsito de peatones y vehículos. La definición de calles y pasajes correspondiente según el proyecto de loteo.

Evacuación de aguas lluvias: Sistema que permita el escurrimiento normal de las aguas, por calles o pasajes, o por cauces naturales o artificiales de aguas o mediante pozos absorbentes, u otra solución alternativa técnicamente aceptable, que implica el anegamiento de propiedades adyacentes.

Agua Potable: Suministro de agua potable mediante sistema particular colectivo y que cumpla con las condiciones mínimas impuestas por SISS del Biobío.

Alcantarillado: Sistema particular individual de alcantarillado de aguas servidas que cumpla con las condiciones mínimas impuestas por SISS del Biobío.

Realizado el diseño de urbanización se debe presentar el proyecto de ingeniería al Servicio Agrícola Ganadero (SAG), el cual contempla memorias de cálculo, especificaciones técnicas y planos, dispuestos en carpetas independientes identificando cada proyecto por su nombre, para su posterior aprobación y permisos de ejecución de obra.

3. Capítulo 3. Métodos y Resultados.

3.1. Proyecto de Evacuación Aguas Lluvias.

3.1.1. Memoria de Cálculo.

3.1.1.1. Generalidades.

La siguiente memoria de cálculo presenta la solución de aguas lluvias, de la pavimentación proyectada en el Loteo Sociedad Inmobiliaria e Inversiones El Molino S.A., en la comuna de Chillán Viejo, que tiene como objetivo captar, encauzar y transportar las aguas producto de las precipitaciones del lugar, buscando las soluciones de drenaje más adecuadas, que aseguren el buen funcionamiento y la debida integridad del pavimento que se desea proyectar.

La red proyectada en el sector, contará con sumideros de tipo lateral, horizontal y mixto que se encuentran debidamente espaciados de manera eficiente para el escurrimiento superficial de las aguas, hacia su evacuación al río próximo vía colectores subterráneos.

3.1.1.2. Antecedentes del Sector.

3.1.1.2.1. Área Aportante.

El área aportante del loteo se divide por zonas en donde cada zona está constituida por un conjunto de sumideros debidamente espaciados para evacuar de manera eficiente el agua escurrida del sector, a continuación se especifican las zonas y área de aporte:

Tabla 3.1.1.1. Zona y Área Aportante.

ZONA N°	ÁREA DE APORTE [m ²]
1	52,010
2	35,606
3	12,483
4	51,339
5	25,422
6	22,157
7	47,491
8	17,680
9	38,358
10	15,307
11	39,692
12	12,353
13	34,577
14	16,935

Ver áreas de aporte en planos de ingeniería correspondiente a evacuación de aguas lluvias.

3.1.1.3. Antecedentes sobre Precipitaciones.

3.1.1.3.1. Precipitaciones Máximas de Diseño.

Para la obtención de la precipitación máxima de diseño se recurrió a datos pluviométricos de la estación de la DGA (cod. 08117050) Ubicada en Chillán Viejo, de los cuales se recogieron las precipitaciones máximas diarias anuales en 24 horas, con una serie de datos de 31 años al cual se le ajusto una distribución de probabilidad y una prueba de bondad de ajuste, el cual arrojó los siguientes resultados.

- La función de distribución Normal es la que mejor ajusta la serie de datos según el test de kolgomorov y smirnof.

Tabla 3.1.1.2. Resultado K-S Test

K-S TEST							
Distr. Normal		Distr. Log-Normal		Distr. Log-Gamma		Distr. Gumbel	
Dmax	0.16	Dmax	0.10	Dmax	0.09	Dmax	0.10
Dlim	0.24	Dlim	0.24	Dlim	0.24	Dlim	0.24
D	0.08	D	0.14	D	0.15	D	0.15
Ho	SI	Ho	SI	Ho	SI	Ho	SI
Distribución que mejor se ajusta				Distribución Normal			

Tabla 3.1.1.3. Precipitaciones para Distintos Periodos de Retorno

T [años]	Pexc	Poc	P24 [mm]			
			Normal	Log-Normal	Log-Gamma	Gumbel
2	50	50	80.55	75.92	75.25	75.56
5	20	80	106.16	101.01	100.72	102.45
10	10	90	119.55	117.26	117.89	120.25
25	4	96	133.82	137.49	139.97	142.74
50	2	98	143.04	152.38	156.73	159.43
100	1	99	151.34	167.14	173.76	175.99

- Precipitación máxima anual en 24 horas para 2 años periodo de retorno

$$P_{24}^2 = 80.55 \text{ [mm]}$$

- Precipitación máxima anual en 24 horas para 100 años periodo de retorno

$$P_{24}^{100} = 151.34 \text{ [mm]}$$

3.1.1.4. Caracterización Hidrológica.

En proyectos de drenaje urbano de aguas lluvias se deben considerar dos tipos de tormentas: una de diseño, con la cual se dimensionan los elementos del sistema con períodos de retorno de 2 años, y otra de verificación, con la cual se comprueba que para situaciones extremas no ocurran problemas graves aunque se aceptan fallas e inconvenientes, que corresponde a períodos de retorno de 100 años.

3.1.1.4.1. Tiempo de Concentración.

Cuencas rurales relativamente planas con escurrimiento preferentemente superficial

$$t_c = 0,0195 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

L; largo del plano del flujo

S; pendiente promedio

$$t_c = 45.61 \text{ [min]}$$

La pendiente (S=0.3%), se asume como la pendiente longitudinal en donde una gota de agua recorre el tramo más largo (L=1300 m) hasta su evacuación, según pendiente mostrada en los planos de ingeniería correspondiente a movimiento de tierras.

3.1.1.4.2. Tormenta de Diseño.

Para dimensionar los elementos de las obras de drenaje de una urbanización, se supondrá que sobre la cuenca se recibe una tormenta de diseño, de manera que para todas las tormentas iguales o menores a ella las obras funcionan adecuadamente. Para tormentas mayores se aceptará que las capacidades de diseño de los elementos sean sobrepasados.

La tormenta de diseño debe tener una duración de 1 hora para cuencas menores a 50 ha y el tiempo de concentración de la cuenca es menor a 1 hora, según la Guía de Diseño y Especificaciones de Elementos Urbanos de Infraestructura de Aguas Lluvias del MINVU 2005. Aunque el loteo es de una superficie de 80 Ha el área de saneamiento es de 47 Ha

aproximadamente según planos de loteo del proyecto, lo que cumple con la condición anterior.

Luego se debe relacionar la precipitación al tiempo de concentración mediante los coeficientes de duración para la zona de estudio.

Tabla 3.1.1.4. Coeficiente de Duración para Lluvias de Menos de 1 Hora.

Duración (minutos)	Coef. De Duración
5	0.31
10	0.46
15	0.56
20	0.64
30	0.76
40	0.86
50	0.94
60	1.00

Fuente: MINVU 1996. Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos.

Luego para $t_c = 45.61$ [min], el Coeficiente de Duración, será $CD = 0.90$

- Tormenta de diseño (T= 2 años)

$$P_{t_c}^T = CD(t_c) P_{24}^T$$

$$P_{45.61}^2 = 0.9 P_{24}^2 = 0.9 \cdot 80.55 \text{ [mm]} = 72.50 \text{ [mm]}$$

3.1.1.4.3. Coeficiente de Escorrentía.

Se utilizará un coeficiente ponderado de escorrentía medio para una zona de nuevas urbanizaciones, con una estimación de un 20% de techos (zinc), 10% Calles (Asfalto) y 70% de prados y suelo arenoso, el cual corresponde a un coeficiente de escorrentía igual a **0.35**.

Tabla 3.1.1.5. Coeficientes de Escorrentía para Distintos Tipos de Superficies

Tipo de Superficie	Coeficiente		
	Mínimo	Medio	Máximo
Calles			
Asfalto no poroso	0.7	0.82	0.95
Hormigón	0.8	0.87	0.95
Adoquín de cemento sobre arena	0.5	0.6	0.7
Maicillo, ladrillo	0.3	0.4	0.4
Techos			
Zinc, latón, metálicos en gral.	0.85	0.9	0.95
Tejas, pizarras, cemento asbesto	0.7	0.8	0.9
Patios			
Baldosas, hormigón	0.8	0.87	0.95
Tierra, sin cobertura	0.5	0.6	0.7
Parques, plazas y jardines			
Prados, suelo arenoso	0.05	0.12	0.2
Prados, suelo arcilloso	0.15	0.25	0.35

Fuente. Tabla 8 Guía de Diseño y Especificaciones de Elementos Urbanos de Infraestructura de Aguas Lluvias. MINVU, 2005.

3.1.1.5. Estimación de Caudales.

Para calcular los caudales que se generan en la cuenca debido a las precipitaciones se utilizara el método racional válido para cuencas inferiores a 50 (Ha) de características homogéneas con superficie mayoritariamente impermeable sin obras de almacenamiento, con un tiempo de concentración menor a 1 hora.

$$Q = \frac{CiA}{3.6} \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Donde Q es el caudal a la salida de la cuenca, en litros por segundo, i la intensidad de la lluvia en mm/hora, A el área de la cuenca en km² y C, el coeficiente de escurrimiento de la superficie. Este método entrega un caudal constante a la salida de la cuenca para la lluvia de diseño.

La tabla 3.1.1.11 muestra los caudales transportados de cada zona por los colectores que conforman el sistema de evacuación de aguas lluvias para la tormenta de diseño.

3.1.1.5.1. Capacidad Hidráulica de los Sumideros.

Los sumideros son las estructuras encargadas de recoger la escorrentía de las calles. Se ubican a ambos costados de la acera. Se diseñan para una intensidad de lluvia con periodo de retorno de 2 años. El caudal que no puede ser captado por los sumideros, pasará inmediatamente a formar parte de la escorrentía por las vías.

Los sumideros proyectados en el sector son sumideros del tipo S2, S4 y mixtos, especificados en Anexo III Lamina 7 del Código de normas y especificaciones técnicas de Obras de pavimentación Minvu Versión 2008, y están especificados en el plano de evacuación de aguas lluvias.

Tabla 3.1.1.6. Características de los Sumideros

Características	Sumidero S1 ó S2	Sumidero S3 ó S4
Sumidero Horizontal		
Largo L [m]	0.98	0.66
Ancho b [m]	0.41	0.41
Área libre, rejilla Fe laminado [m2]	0.22	0.15
Sumidero Lateral		
Largo L [m]	0.98	---
Altura a [m]	0.10	---

Fuente. Tabla 17 Guía de Diseño y Especificaciones de Elementos Urbanos de Infraestructura de Aguas Lluvias. Modificado MINVU, 2005.

El máximo caudal que es posible evacuar por este elemento se calcula a partir de las siguientes ecuaciones:

$$h < 1,6 \cdot \frac{A}{L + 2b}, \text{ funciona como vertedero} \rightarrow Q_m = 1,66 (L + 2b) \cdot h^{1,5}$$

$$h \geq 1,6 \cdot \frac{A}{L + 2b}, \text{ funciona como orificio} \rightarrow Q_m = 2,66 \cdot A \cdot h^{0,5}$$

Dónde:

Qm: máximo caudal a evacuar en $[m^3 / s]$

L: largo del sumidero a lo largo de la cuneta en [m].

a: altura de abertura vertical, en [m].

h: altura de agua del escurrimiento en la calzada, frente al sumidero, en [m].

Tabla 3.1.1.7. Capacidad Máxima de Sumideros y Funcionamiento

Sumidero Tipo	h [m]	b [m]	a [m]	L [m]	Funcionamiento	Qm [m ³ /s]	Qm [L/s]
S2 (Lateral)	0.05	0.41	0.1	0.98	VERTEDERO	0.0139	14
S4	0.05	0.41	---	0.98	VERTEDERO	0.0334	33
MIXTO	0.05	0.41	0.1	0.98	VERTEDERO	0.0473	47

3.1.1.5.2. Capacidad Hidráulica de las Calles.

La capacidad hidráulica de las calles se puede determinar aplicando la ecuación de Manning y así verificar que soporten el caudal al que estarán sometidas.

Dónde

$$Q = \frac{1}{n} \sqrt{S} \cdot A \cdot R_h^{2/3}$$

n: Coeficiente de rugosidad (n = 0,015 para pavimentos de hormigón y asfalto)

S: Pendiente longitudinal de la calle [m/m]

A: Área de la sección del flujo [m²]

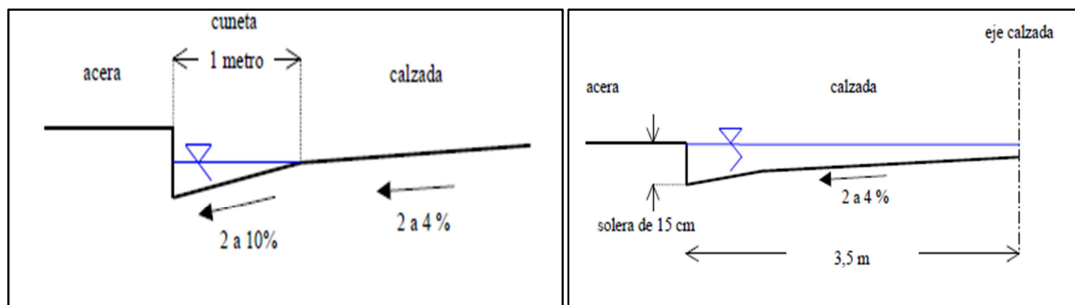
R_h: Radio hidráulico [m], se define como el área de la sección del flujo por el perímetro mojado

Se debe verificar que las calles no conduzcan cantidades importantes de aguas lluvias, de manera que las áreas y profundidades de inundación de las calles en condiciones de tormentas menores, de períodos de retorno de 2 años, cumplan las siguientes condiciones:

- No sobrepasar en nivel de la solera
- El ancho de la inundación no debe sobrepasar 1 metro

Observación: se proyectan dos tipos de calles las cuales se esquematizan a continuación:

Calle Tipo A



(a) Tormentas menores (T=2 años)

(b) Tormentas mayores (T=100 años)

Figura 3.1.1.1. Nivel de Escurrimiento Calle Tipo A

Calle Tipo B

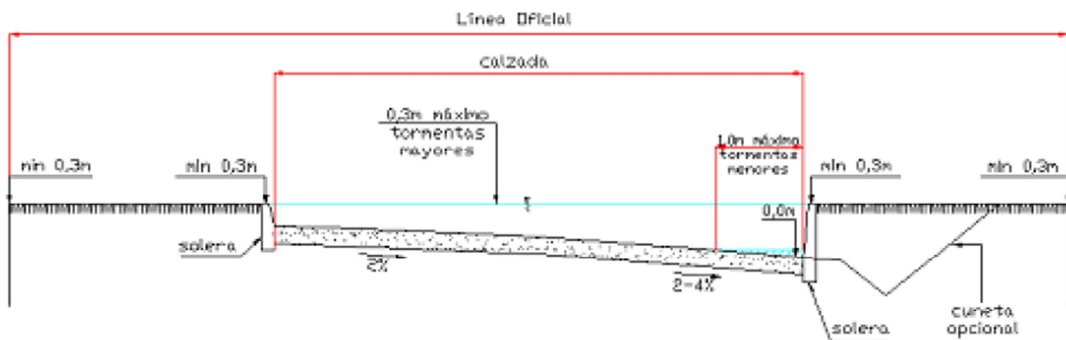


Figura 3.1.1.2. Nivel de escurrimiento Calle Tipo B

Tabla 3.1.1.8. Capacidad Hidráulica Máxima de Calles para Tormentas Menores T= 2 años

CALLE	Ancho calzada [m]	altura solera [m]	Ancho cuneta [m]	Pend. Cuneta	h [m]	Pend. Calzada	Área [m ²]	Perímetro [m]	Manning	Pend. Long.	V [m/s]	Qm [L/s]
TIPO A	3.5	0.15	1	4%	0.04	4%	0.268	7.153	0.015	0.3%	0.41	109
TIPO B	6	0.3	1	10%	0.1	4.7%	0.357	12.310	0.015	0.3%	0.34	123

Tabla 3.1.1.9 Capacidad Hidráulica Máxima de Calles para Tormentas Mayores T= 100 años

CALLE	Ancho calzada [m]	altura solera [m]	Ancho cuneta [m]	Pend. Cuneta	Pend. Calzada	Área [m ²]	Perímetro [m]	Manning	Pend. Long.	V [m/s]	Qm [L/s]
TIPO A	3.5	0.15	1	4%	4%	0.268	7.153	0.015	0.3%	0.63	169
TIPO B	6	0.30	1	10%	5%	1.660	12.348	0.015	0.3%	1.96	1590

3.1.1.5.3. Solución Evacuación de Caudal por Sumideros y Calles.

La tabla 3.1.1.10 muestra las áreas aportantes a cada sumidero y tipo de calle, el caudal que no es captado por los sumideros será transportado por las vías como caudal sobrante hasta ser captado por el siguiente sumidero y así hasta formar una batería de sumideros que en conjunto con las calles evacuan el agua por medio de colectores subterráneos hasta el río cercano al predio.

Tabla 3.1.1.10 Solución Sumideros

SUMI DERO N°	TIPO SUMI DERO	TIPO CALLE	Area Total [m2]	Coef. esco rrentía	Intensidad de Precipitación (mm/hr)	Caudal Q [L/s]	Caudal sobrante [L/s]	SUMI DERO N°	TIPO SUMI DERO	TIPO CALLE	Area Total [m2]	Coef. esco rrentía	Intensidad de Precipitación (mm/hr)	Caudal Q [L/s]	Caudal sobrante [L/s]
1	MIXTO	A	10350	0.35	107.5	113	66	64	MIXTO	A	5181	0.35	95.4	50	67
2	MIXTO	A	5175	0.35	107.5	57	75	65	MIXTO	A	5181	0.35	95.4	50	70
3	MIXTO	A	5175	0.35	107.5	57	84	66	MIXTO	A	1542	0.35	95.4	15	38
4	MIXTO	A	5175	0.35	107.5	57	93	67	MIXTO	A	2673	0.35	95.4	26	17
5	MIXTO	A	5175	0.35	107.5	57	103	68	S4	A	0	0.35	95.4	0	-16
6	MIXTO	A	2588	0.35	107.5	28	84	69	S4	A	1537	0.35	95.4	33	0
7	MIXTO	A	2588	0.35	107.5	28	65	70	MIXTO	A	11091	0.35	95.4	107	60
8	MIXTO	A	5175	0.35	107.5	57	74	71	MIXTO	A	3427	0.35	95.4	33	47
9	MIXTO	A	5175	0.35	107.5	57	84	72	MIXTO	A	0	0.35	95.4	0	0
10	MIXTO	A	828	0.35	107.5	9	46	73	S2(Lateral)	A	350	0.35	95.4	8	-6
11	MIXTO	A	2432	0.35	107.5	27	26	74	S2(Lateral)	A	665	0.35	95.4	14	0
12	MIXTO	A	0	0.35	107.5	0	-21	75	S2(Lateral)	A	665	0.35	95.4	14	0
13	MIXTO	A	1575	0.35	114.7	41	-6	76	S4	A	924	0.35	95.4	20	-12
14	MIXTO	A	10350	0.35	95.4	100	53	77	MIXTO	A	10112	0.35	131.1	135	88
15	MIXTO	A	5175	0.35	95.4	50	56	78	MIXTO	A	4770	0.35	131.1	64	105
16	MIXTO	A	5175	0.35	95.4	50	59	79	MIXTO	A	3625	0.35	131.1	48	107
17	MIXTO	A	2225	0.35	95.4	22	33	80	MIXTO	A	2862	0.35	131.1	38	98
18	MIXTO	A	3209	0.35	95.4	31	17	81	MIXTO	A	3625	0.35	131.1	48	99
19	MIXTO	A	1449	0.35	95.4	14	-16	82	MIXTO	A	1526	0.35	131.1	20	73
20	MIXTO	A	396	0.35	95.4	9	-8	83	MIXTO	A	2679	0.35	131.1	36	62
21	S4	A	1103	0.35	95.4	24	-9	84	MIXTO	A	1163	0.35	131.1	16	31
22	S4	A	1491	0.35	95.4	32	-1	85	MIXTO	A	2755	0.35	131.1	37	21
23	S4	A	742	0.35	95.4	16	-17	86	MIXTO	A	3193	0.35	131.1	44	19
24	MIXTO	A	2205	0.35	95.4	48	1	87	S4	A	0	0.35	131.1	0	-14
25	S4	A	385	0.35	95.4	8	-25	88	S4	A	1537	0.35	95.4	33	0
26	S4	A	1103	0.35	95.4	24	-9	89	MIXTO	A	8063	0.35	95.4	78	31
27	MIXTO	A	7175	0.35	142.1	104	57	90	MIXTO	A	5751	0.35	95.4	56	40
28	MIXTO	A	4625	0.35	142.1	67	76	91	MIXTO	A	319	0.35	95.4	7	0
29	MIXTO	A	0	0.35	142.1	0	8	92	MIXTO	A	665	0.35	95.4	14	0
30	S4	A	683	0.35	160.8	25	-8	93	MIXTO	B	9142	0.35	95.4	85	38
31	MIXTO	A	9477	0.35	153.4	148	100	94	MIXTO	B	10152	0.35	95.4	102	93
32	MIXTO	A	0	0.35	153.4	0	53	95	MIXTO	B	6674	0.35	95.4	67	113
33	MIXTO	A	5265	0.35	153.4	82	88	96	MIXTO	B	3948	0.35	95.4	40	106
34	MIXTO	A	0	0.35	153.4	0	40	97	MIXTO	B	5358	0.35	95.4	54	113
35	MIXTO	A	3370	0.35	153.4	52	46	98	MIXTO	B	0	0.35	95.4	0	66
36	MIXTO	A	3475	0.35	153.4	54	53	99	MIXTO	B	3290	0.35	95.4	33	52
37	MIXTO	A	5265	0.35	153.4	82	88	100	MIXTO	B	0	0.35	95.4	0	5
38	MIXTO	A	2633	0.35	153.4	41	81	101	MIXTO	B	564	0.35	95.4	6	-22
39	MIXTO	A	2633	0.35	153.4	41	75			B	564	0.35	95.4	12	-10
40	MIXTO	A	2633	0.35	153.4	41	69	102	MIXTO	B	564	0.35	95.4	12	-35
41	MIXTO	A	2633	0.35	153.4	41	63			B	5504	0.35	95.4	56	21
42	MIXTO	A	5265	0.35	153.4	82	35	103	MIXTO	B	5536	0.35	95.4	54	28
43	MIXTO	A	5265	0.35	153.4	82	70	104	S4	A	329	0.35	95.4	7	2
44	MIXTO	A	842	0.35	153.4	13	36	105	S2(Lateral)	A	420	0.35	95.4	9	-5
45	MIXTO	A	0	0.35	212.4	0	-11	106	MIXTO	B	10336	0.35	95.4	96	49
46	MIXTO	A	350	0.35	160.8	13	2	107	MIXTO	B	6992	0.35	95.4	72	74
47	MIXTO	A	1575	0.35	114.7	41	-6	108	MIXTO	B	9401	0.35	95.4	96	123
48	MIXTO	A	10425	0.35	123.9	131	84	109	MIXTO	B	2418	0.35	95.4	25	100
49	MIXTO	A	5213	0.35	123.9	66	103	110	MIXTO	B	4740	0.35	95.4	48	102
50	MIXTO	A	2606	0.35	123.9	33	89	111	MIXTO	B	0	0.35	95.4	0	55
51	MIXTO	A	2606	0.35	123.9	33	74	112	MIXTO	B	0	0.35	95.4	0	8
52	MIXTO	A	2606	0.35	123.9	33	60	113	S4	B	690	0.35	95.4	15	-10
53	MIXTO	A	0	0.35	123.9	0	13	114	MIXTO	B	690	0.35	95.4	15	15
54	S4	A	438	0.35	135.9	14	-6			B	6887	0.35	95.4	69	37
55	S4	A	868	0.35	135.9	27	-6	115	MIXTO	B	4784	0.35	95.4	48	38
56	MIXTO	A	6408	0.35	95.4	62	15	116	MIXTO	B	3854	0.35	95.4	36	27
57	MIXTO	A	6984	0.35	95.4	67	35	117	MIXTO	B	720	0.35	95.4	16	-5
58	MIXTO	A	8100	0.35	95.4	75	63	118	S2(Lateral)	B	510	0.35	95.4	11	-3
59	MIXTO	A	0	0.35	95.4	0	16	119	S2(Lateral)	B	510	0.35	95.4	11	-36
60	S2(Lateral)	A	665	0.35	95.4	14	0	120	S2(Lateral)	B	558	0.35	95.4	12	-2
61	MIXTO	A	10280	0.35	95.4	100	53	121	S2(Lateral)	B	558	0.35	95.4	12	-2
62	MIXTO	A	8635	0.35	95.4	84	89	122	S4	B	660	0.35	141.5	21	-12
63	MIXTO	A	6723	0.35	95.4	65	108	123	S4	B	660	0.35	141.5	21	-12
64	MIXTO	A	2570	0.35	95.4	25	85	124	S2(Lateral)	B	600	0.35	141.5	19	-14
65	MIXTO	A	2611	0.35	95.4	25	64	125	S2(Lateral)	B	600	0.35	141.5	19	-14

Lo que se resume en zonas;

Tabla 3.1.1.11. Resumen Solución Sumideros.

ZONA N°	SUMIDEROS	AREA DE APORTE [m ²]	CAUDAL [L/s]
1	1 al 13 y 124	52010	605
2	14 al 25 y 125	35606	448
3	26 al 29	12483	196
4	30 al 45 y 122	51339	835
5	46 al 53 y 123	25422	357
6	54 al 58	22157	218
7	59 al 69 y 120	47491	486
8	70 al 76 y 121	17680	209
9	77 al 88 y 118	38358	533
10	89 al 92 y 119	15307	166
11	93 al 101	39692	387
12	102 al 105	12353	138
13	106 al 113	34577	352
14	114 al 117	16935	183

3.1.1.5.4. Tuberías de Descarga.

Para las condiciones de diseño los colectores secundarios funcionarán con escurrimiento libre. Por lo general los colectores de la red secundaria son de sección circular. Para ello el diámetro de los tubos se selecciona de manera que para el caudal máximo de diseño la altura de agua sea igual o menor que 0,8 veces el diámetro D. Si la altura de agua es igual a 0,8D, la velocidad media del flujo, V, y el gasto, Q, están relacionados con el diámetro del tubo, la pendiente longitudinal y el coeficiente de rugosidad del material mediante las siguientes relaciones, basadas en la ecuación de Manning para flujo uniforme:

$$V = 0.45 * \frac{D^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$Q = 0.30 * \frac{D^{8/3} * S^{1/2}}{n}$$

Dónde:

V = Velocidad media del flujo, en metros por segundo.

Q = Gasto, en metros cúbicos por segundo.

I = Pendiente de fondo del tubo, en metro por metro, (adimensional).

D = Diámetro interior del tubo, en metros.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning, según la Tabla 3.1.1.12:

Tabla 3.1.1.12. Coeficientes de Rugosidad de Manning para Distintos Materiales

Tipo de Superficie	Coficiente n
Tubos de plástico	0.011
Tubos de fibrocemento	0.012
Tubos de mortero comprimido	0.013

Fuente. Tabla 18. Guía de Diseño y Especificaciones de Elementos Urbanos de Infraestructura de Aguas Lluvias. Modificado, Minvu, 2005.

Tabla 3.1.1.13 Capacidad de los Colectores y sus Dimensiones.

Colector	Cámara Inspección		Largo [m]	D [mm]	i [%]	Caudal Solicitante [L/s]	Colector V [m/s]	Colector Qm [L/s]
	desde	hasta						
I	1	2	150	500	0.68	325	0.67	390
	2	3	150	700	0.68	749	0.84	956
	3	4	150	900	0.68	1530	0.99	1868
	4	5	80	900	0.50	1530	0.85	1602
	5	6	150	1000	0.30	1530	0.71	1643
	6	7	150	1000	0.30	1530	0.71	1643
	7	8	150	1000	0.30	1530	0.71	1643
	8	río	92	1000	0.30	1530	0.71	1643
II	9	10	150	500	0.30	164	0.45	259
	10	11	150	700	0.30	540	0.56	635
	11	12	150	900	0.30	1220	0.66	1241
	12	13	132	900	0.30	1220	0.66	1241
	13	14	150	900	0.30	1220	0.66	1241
	14	15	150	900	0.30	1220	0.66	1241
	15	río	14	900	0.30	1220	0.66	1241
III	16	17	150	500	0.70	371	0.68	395
	17	22	77	600	2.00	700	1.30	1087
IV	18	19	120	400	0.30	96	0.38	143
	19	20	120	400	0.30	96	0.38	143
	20	21	72	400	0.30	96	0.38	143
	21	22	100	400	0.30	96	0.38	143
V	22	23	150	800	0.30	796	0.61	906
	23	24	150	800	0.30	796	0.61	906
	24	25	150	800	0.30	796	0.61	906
	25	río	90	800	0.30	796	0.61	906
VI	26	27	150	600	0.30	382	0.50	421
	27	28	150	600	0.30	382	0.50	421
	28	29	63	600	0.30	382	0.50	421
VII	30	31	150	500	0.30	235	0.45	259
	31	32	150	700	0.40	728	0.65	733
	32	33	120	800	0.57	1013	0.84	1249
	33	29	28	800	0.42	1013	0.72	1072
VIII	29	34	150	900	0.40	1031	0.76	1433
	34	río	24	900	0.40	1110	0.76	1433

Tabla 3.1.1.14. Tipo de C.I.

Cámara de Inspección	
Nº	Tipo
1	B
2	B
3	B
4	B
5	B
6	A
7	A
8	A
9	B
10	B
11	B
12	B
13	B
14	A
15	B
16	B
17	A
18	A
19	A
20	A
21	A
22	A
23	B
24	A
25	A
26	B
27	A
28	B
29	A
30	B
31	B
32	B
33	A
34	B

Tipos de cámaras, ver planos de ingeniería. Proyecto Evacuación de Aguas Lluvias

3.1.2. Especificaciones Técnicas.

Las obras deberán ejecutarse de acuerdo a las presentes especificaciones y a los planos correspondientes, además en cuanto no se opongan a éstas, deberá cumplirse con las Normas del Instituto Nacional de Normalización (I.N.N.).

3.1.2.1. Generalidades.

3.1.2.1.1. Calidad de los Materiales.

El Contratista deberá usar exclusivamente materiales de la mejor calidad y de primer uso, en perfecto estado de conservación.

El Contratista deberá certificar la calidad de los materiales mediante ensayos efectuados en un laboratorio oficial (registro MINVU). Los certificados emitidos por el fabricante sólo serán válidos cuando cumplan con esta condición. El uso de materiales similares a los especificados, serán aceptados previa presentación por parte del Contratista de los antecedentes que muestren la equivalencia en la calidad de ellos.

3.1.2.1.2. Seguridad.

En la ejecución de los trabajos, el Contratista deberá tomar las medidas de seguridad necesarias para la protección de su propio personal, de los transeúntes y de la propiedad ajena.

Estas medidas deberán tomar en consideración las siguientes normas del Instituto Nacional de Normalización que tienen relación con la seguridad contra accidentes:

384 E Of 53: “Prescripciones generales acerca de la seguridad de los andamios y cierros provisionales”.

349 Of 55: “Prescripciones de seguridad en excavaciones”.

436 Of 51: “Prescripciones generales acerca de la prevención de accidentes del trabajo”

351 Of 56: “Prescripciones generales de seguridad para escaleras portátiles de madera”

438 Of 51 “Protecciones de uso personal”

3.1.2.1.3. Interferencia con Obras y Servicios.

El Contratista deberá, antes de incitar las obras, verificar la existencia de postaciones, árboles, canalizaciones de superficie y subterráneas y otros ductos que interfieran con las obras, a fin de que se tomen oportunamente las medidas necesarias para evitar accidentes, interrupciones y/o interferencias con otros Servicios.

3.1.2.1.4. Protección y Señalización de las Obras.

Durante el desarrollo de las obras, el Contratista deberá mantener en óptimas condiciones todos los elementos utilizados para señalización de tránsito, a objeto de evitar mayores alteraciones al desplazamiento vehicular y peatonal.

No se permitirá el almacenamiento de tubos u otros materiales en la vecindad de las faenas, con el objeto de evitar que afecten la normal y libre circulación del tránsito.

Será de cargo del Contratista el trámite de los permisos y vigilancia de las interrupciones o desvíos que se produzcan, siendo de su exclusiva responsabilidad cualquier inconveniente causado por una falta de atención a lo expuesto.

También se deberá cumplir lo dispuesto en el Art. 102 de la Ley N°18.290 (Ley de Tránsito) y asumir la responsabilidad por las consecuencias derivadas de su eventual incumplimiento.

3.1.2.2. Instalación de Faenas.

3.1.2.2.1. Replanteo de las Obras.

Previo a la iniciación de faenas, el Contratista deberá replantear las obras para verificar las cotas indicadas en el proyecto; si hubiera diferencias, deberá ponerlo de inmediato en conocimiento de los proyectistas a través de la Inspección Técnica de Obras (I.T.O.).

La I.T.O. autorizará la iniciación de las obras sólo si ha recibido a conformidad las faenas de replanteo; por lo tanto, será responsabilidad del Contratista comunicar oportunamente

cualquier interferencia o cambio en los trazados que pueda significar retraso en la iniciación de las obras.

3.1.2.2.2. Despeje de los Terrenos.

El Contratista deberá limpiar el área de trabajo, eliminando todo material desechable que interfiera con la ejecución de las obras, el que será llevado a un botadero debidamente autorizado.

La eliminación de árboles, arbustos, plantas y elementos ornamentales quedará sujeta a las regulaciones municipales que existen sobre la materia, debiendo conservarse y reponerse en la forma que dichos reglamentos lo indiquen.

3.1.2.3. Movimiento de Tierras.

3.1.2.3.1. Excavaciones.

El Contratista deberá utilizar la entibación requerida para posibilitar la seguridad de los trabajadores.

Las zanjas deberán ser excavadas de acuerdo con los ejes, gradientes y dimensiones indicadas en los planos y/o Especificaciones Técnicas del Proyecto.

Las excavaciones deberán contemplar las dimensiones adicionales para dar cabida a cámaras de inspección y otros elementos similares.

Las calidades de terreno están indicadas en las Especificaciones Técnicas del Proyecto y en los planos correspondientes.

Antes de iniciar las excavaciones, el Contratista deberá asegurarse de disponer oportunamente de todos los materiales y equipos necesarios para el normal avance de las obras. No se permitirá que las zanjas se mantengan abiertas por más tiempo que el necesario para la colocación de las tuberías. Esto tiene por objeto evitar derrumbes y/o perjuicios que pudieran afectar a las obras y al público, siendo de total responsabilidad del Contratista los problemas que pudieran resultar por el no cumplimiento de tales recomendaciones.

3.1.2.3.2. Rellenos.

Se considera en todas las cubicaciones que el relleno es igual al volumen geométrico por rellenar hasta el nivel de terreno circundante.

Los rellenos se ejecutarán siguiendo las instrucciones del informe de Mecánica de Suelos.

3.1.2.3.2.1. Relleno tipo 1. (Entre 30 cm por sobre la clave hasta la superficie)

Capa de suelo heterogéneo proveniente de la excavación, seleccionado de modo de no contener piedras de tamaño mayor a 2", restos de escombros y materia orgánica. Si fuera necesario recurrir a otras fuentes de empréstitos, se utilizará de preferencia suelos granulares correspondientes a arenas y gravas de tamaño máximo 2", en caso que por motivos económicos sea más conveniente emplear suelos finos, este deberá estar libre de materia orgánica, sales solubles y productos de deshecho. No debe poseer características singulares (arcillas expansivas o limos colapsables).

Esta capa de relleno deberá ser compactada mecánicamente hasta obtención de un grado o razón de compactación no inferior al 95% de la densidad máxima compactada seca (D.M.C.S.) referida al proctor Modificado o a una Densidad Relativa no inferior al 80% (NCH 1726) en caso que el suelo a utilizar para relleno contenga no más de 12% de finos acumulados pasando bajo la malla ASTM200 en un ensaye granulométrico.

3.1.2.3.2.2. Relleno tipo 2. (Entre la base del tubo y 30 cm sobre la clave)

Esta capa de relleno se colocará sobre hasta 30 cm por sobre el manto del ducto.

Se utilizará los mismo suelos permitidos para los rellenos "Tipo 1", pero limitado a un tamaño máximo de 1/2".

Esta capa se compactará en forma manual y cuidadosamente para no dañar los tubos, la compactación se efectuará por capas de espesor suelto no mayor a 10 cm cada una, hasta obtención de un grado o razón de compactación no inferior al 95% de la D.M.C.S. referida al Proctor Modificado ó hasta una Densidad Relativa mínima del 80%.

3.1.2.3.2.3. Relleno tipo 3. (Base del tubo)

Este relleno consiste en arena fina compactada en forma manual y cuidadosamente en capas de espesor no mayor a 10 cm (se sugiere 5 a 7 cm) hasta alcanzar una Densidad Relativa igual a 80%.

Los rellenos en aceras y calzadas deberán atenerse a las exigencias de SERVIU, en todo lo que respecta a construcción y/o reposición de bases, sub-bases, aceras y carpetas de rodado.

3.1.2.3.3. Excedentes.

En general se considera que los excedentes deberán transportarse a los botaderos autorizados aceptados por la Municipalidad.

Para las cubicaciones se ha estimado que este volumen es igual al 10% del volumen excavado más el 110% del volumen desplazado por las instalaciones. El posible aumento de volumen por derrumbes o irregularidades de las excavaciones deberá considerarse incluido en el estudio del costo unitario.

3.1.2.4. Obras de Hormigón.

3.1.2.4.1. Moldes para Hormigón.

Los moldes deberán cumplir especialmente los requisitos necesarios para obtener los espesores de los muros indicados en los planos.

Se tendrá especial cuidado en la limpieza de las superficies de los moldes en contacto con el hormigón y armaduras. En los moldes se usarán productos adecuados y aceptados por la I.T.O., a fin de evitar su adherencia con la armadura.

Los moldes de muros deberán tener orificios de inspección en sus partes bajas, para poder limpiar el fondo por lavado de agua.

Para el retiro de los moldes deberán adoptarse plazos prudentes y de acuerdo con la Norma I.N.N. 172 Of. 52. Sin embargo, la I.T.O. podrá aumentar tales plazos si lo estima conveniente.

3.1.2.4.2. Hormigones.

A continuación se incluye una especificación resumida para la confección de los hormigones. Lo que no esté considerado aquí se hará de acuerdo con la especificación S-102, "Obras medianas de hormigón simple y armado" y las S-105, "Estucos", del Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón o a las indicaciones generales del Manual del Hormigón del U.S. Bureau of Reclamation (USBR Concrete Manual) en su última versión vigente a la fecha del contrato.

3.1.2.4.2.1. Materiales para el hormigón.

Cemento

Podrá utilizarse cualquier tipo de cemento nacional, que cumpla las condiciones de la Norma I.N.N. NCh 148 y que se encuentre en buen estado de conservación. Se deberá almacenar en lugares cubiertos, de una forma que permita su empleo en el mismo orden en que se reciba en la obra.

Los cementos dudosos serán sometidos a los ensayos que determine la I.T.O. en un laboratorio oficial.

Agua

Los hormigones deberán ser confeccionados con agua potable.

Áridos

Los áridos empleados en los hormigones provendrán de una fuente conocida de abastecimiento, aprobada por la I.T.O. Para tal objeto se aceptarán los certificados de que disponga el proveedor de los áridos, siempre que éstos no tengan una antigüedad superior a 15 días y provengan de un laboratorio oficial.

El Contratista deberá demostrar, antes de iniciar los trabajos, que los áridos cumplen las condiciones establecidas en la norma I.N.N. NCh 163.

La I.T.O. podrá dispensar el cumplimiento de esta condición en el caso que los áridos provengan de una planta productora de calidad reconocidamente aceptable, que tenga una antigüedad de funcionamiento no inferior a dos años.

El Contratista deberá considerar como mínimo el empleo de dos tipos de áridos para la confección del hormigón. Estos deberán permitir obtener una granulometría combinada continua, que esté dentro de la banda estipulada en la Norma I.N.N. NCh 163.

El tamaño máximo del árido grueso no excederá de 1½". La I.T.O. podrá, si lo considera necesario, rebajarlo a un valor menor.

Aditivos

El uso de aditivos deberá ser autorizado por la I.T.O., quien indicará las condiciones de su empleo.

3.1.2.4.2.2. Dosificación del hormigón.

Las dosificaciones de los distintos tipos de hormigón que se utilicen en la construcción de obras deberán ser establecidas por un laboratorio aprobado por el SERVIU, o quien corresponda. La dosificación deberá indicar también la dosis de agua y el asentamiento de cono previsto para ella.

3.1.2.4.2.3. Fabricación del hormigón (en obra).

El hormigón deberá ser fabricado en betoneras, cuyo estado de conservación será revisado y aprobado por la I.T.O. previamente a su utilización.

La medida de los materiales deberá hacerse preferentemente en peso. Se autorizará la medida en volumen, siempre que los elementos de medición se calibren al comienzo de su empleo, efectuándose verificaciones periódicas del peso contenido en ellos. La cantidad de hormigón preparado por masadas deberá ajustarse de manera que el cemento se mida en cantidades enteras de bolsas.

El tiempo de amasado no deberá ser inferior a 1,5 minutos.

El contratista podrá sustituir el hormigón fabricado en obra por hormigón prefabricado en camiones mezcladores (Mixer), previa autorización de la I.T.O.

3.1.2.4.2.4. Preparación de la superficie a hormigonar.

La superficie donde se colocará el hormigón deberá estar limpia de toda suciedad acumulada y material suelto, para lo cual deberá efectuarse una limpieza y lavado previo, a hormigonar.

En el caso de hormigonar sobre una etapa anterior de hormigonado, la junta correspondiente deberá tratarse en la forma que se indica en tratamientos de juntas de hormigonado.

La superficie que recibirá el hormigón deberá estar humedecida durante 12 horas previas a hormigonar, pero no deberá presentar agua acumulada.

3.1.2.4.2.5. Colocación y compactación del hormigón.

El hormigón utilizado en obra deberá tener una consistencia similar a la indicada en la dosificación correspondiente. Su asentamiento medio de cono estará comprendido entre ± 3 cm del indicado en la dosificación. El hormigón deberá ser colocado antes de transcurridos 45 minutos de su preparación. Al colocar el hormigón deberá evitarse que se segregue el árido grueso contenido en él. Si esta situación se presentara, el árido grueso será restituido por paleo hacia los volúmenes donde haya déficit de árido grueso.

El hormigón deberá colocarse lo más cerca posible de su ubicación final dentro del elemento en proceso de hormigonado.

La colocación deberá hacerse siempre en capas horizontales de una altura máxima de 0,40m.

El hormigón se compactará mediante vibrador de inmersión, cuya botella tendrá un diámetro mínimo de 2" y cuya frecuencia de vibración no será inferior a 5.000 rpm. La vibración se hará en forma ordenada y sistemática, de manera que no quede hormigón mal vibrado al colocar la capa siguiente.

En períodos de tiempo frío, deberá tomarse la precaución de no hormigonar en los lapsos en que la temperatura ambiente sea inferior a 5°C, salvo que el Contratista tome precauciones para proteger al hormigón, aislando con un material apropiado (Aislapol o similar) las

superficies libres. Además, deberá cuidarse de alargar los períodos de desmoldado y descimbre hasta que el hormigón haya adquirido la resistencia necesaria.

Los tiempos de desmoldado serán establecidos por la I.T.O., de acuerdo a las temperaturas registradas. En todo caso, el desmolde de paramentos verticales no deberá efectuarse antes de 24 horas de terminado el hormigonado y el descimbre de elementos estructurales se prolongará como mínimo 48 horas por cada 5°C de descenso de la temperatura media bajo 20°C.

3.1.2.4.2.6. Terminación del Hormigón.

Las terminaciones que deberán darse a las superficies del hormigón serán las siguientes:

- Terminación tipo 1 (T1), para: caras exteriores de muros bajo tierra.
- Terminación tipo 2 (T2), para: fondos radieres, caras en contacto con agua de los muros losas, caras exteriores o interiores visibles de muros y losas.

El tipo de terminación será definido de acuerdo a la nomenclatura que se indica a continuación, limitando las irregularidades progresivas y brascas que presente la superficie, a los siguientes valores:

Tabla 3.1.2.1. Terminaciones del Hormigón

Tipo de Terminación	Tipo de Irregularidad Progresivas (mm/1.50 m)	Superficial Bruscas (mm)
T1	25	20
T2	5	3

Fuente. Especificaciones Técnicas Generales Para Obras de Colectores de Aguas Lluvias. Serviu Metropolitano, capítulo II.E, 2008.

Las tolerancias progresivas corresponden a las irregularidades suaves presentes en la superficie. La tolerancia se establecerá midiendo con una regla de 1,5 m de longitud, aplicada sobre la superficie en cualquier dirección.

Las tolerancias bruscas corresponden a resaltes y escalones en la superficie. La tolerancia se aplicará midiendo directamente la pared del escalón.

La verticalidad de los parámetros tendrá una tolerancia de 5 mm/2 m.

Según Especificaciones Técnicas Colectores Aguas Lluvias, Capítulo II.E, Serviu Metropolitano.

3.1.2.4.2.7. Tratamiento de juntas de hormigonado.

Todas las juntas de hormigonado producidas en cada una de las etapas de hormigonado deberán recibir un tratamiento de eliminación de la lechada superficial acumulada a causa del vibrado del hormigón, salvo indicación contraria de los Planos.

El tratamiento de juntas se efectuará mediante uno de los siguientes métodos:

Tratamiento del hormigón fresco

Cuando el hormigón aún no haya comenzado su endurecimiento, se lavará su superficie con un chorro potente de agua, hasta eliminar toda la lechada superficial y hacer aparecer los granos de gravilla de alrededor de 10 mm de tamaño, pero sin producir su aflojamiento. El lavado podrá combinarse con un escobillado enérgico de su superficie y se proseguirá hasta que el agua de lavado salga totalmente limpia.

Las pozas de agua acumulada deberán barrerse, para evitar la decantación de lechada en ellas.

Picado de la superficie

Una vez endurecido el hormigón, se picará toda su superficie hasta hacer desaparecer la lechada superficial. Se terminará con un lavado de la superficie.

3.1.2.4.2.8. Curado del hormigón.

El período de curado mínimo del hormigón será de 14 días continuados. El curado del hormigón deberá hacerse tan pronto como el hormigón haya comenzado su endurecimiento. El curado será de preferencia húmedo en cuyo caso deberá asegurar una humedad continua y permanente.

El curado húmedo podrá reemplazarse por el uso de un compuesto de sellado, el cual se colocará conforme a las instrucciones del fabricante y deberá dejar una película de espesor uniforme y continuo.

El compuesto de sellado no podrá usarse en superficies que constituyan juntas de hormigonado.

3.1.2.4.2.9. Reparaciones del hormigón.

Los desperfectos que existan en el hormigón deberán ser reparados a la brevedad.

Ninguna reparación podrá efectuarse sin la autorización de la I.T.O. Las reparaciones como mínimo deberán considerar lo siguiente:

- Retiro de todo el hormigón dañado, dando una forma regular al receso producido.
- Limpieza a fondo de las superficies resultantes.
- Saturación del hormigón en sitio durante 12 horas.
- Colocación del material de reposición adecuado (mortero, hormigón) conforme a lo que defina la I.T.O.
- Curado de la reparación durante 14 días como mínimo.

3.1.2.4.2.10. Control del hormigón.

La I.T.O. controlará la calidad del hormigón empleado por el Contratista verificando la medida de los materiales usados en la fabricación del hormigón o haciendo, si lo estima necesario, medidas de asentamiento del cono del hormigón, durante su fabricación o su colocación o ensayos de resistencia, mediante muestras tomadas por un laboratorio aprobado por la I.T.O. y ensayadas a 7 y 28 días.

Si los resultados obtenidos en estos controles, no son satisfactorios la I.T.O. podrá tomar las siguientes medidas correctivas:

- Si las cantidades de material no corresponden a la dosificación estipulada o si el cemento es medido en fracciones de saco, exigirá al Contratista ajustarse a las condiciones previstas en la dosificación estudiada.
- Si el asentamiento de cono es diferente en más de seis centímetros al indicado en la dosificación en uso, rechazará la masada de hormigón.
- Si el asentamiento de cono excede en más de 2 cm, pero no más de 5 cm al previsto, en tres medidas sucesivas, la I.T.O. rechazará el hormigón.
- Si las resistencias controladas son inferiores a la mínima establecida en los Planos, la I.T.O. establecerá el procedimiento a seguir, pudiendo ordenar la demolición parcial o total de la obra.

3.1.2.4.3. Acero para Hormigón Armado.

El Acero que se emplee deberá cumplir con las normas I.N.N. 205 of. 60 ó 210 of. 67 y las siguientes:

- Barras para hormigón armado, Especificaciones. NCh N°204.
- Barras con resaltes para hormigón armado, Requisitos para los resaltes NCh N°211
- Aceros. Barras con resaltes de alta resistencia para hormigón armado NCh N°519.

El material deberá provenir de fábricas controladas por un laboratorio y con copia de los certificados correspondientes. No se permitirá combinar diferentes clases de acero en el mismo elemento de una estructura.

En un mismo plano deberá existir un mínimo de traslapos, para lo cual cada extremo de barra se desplazará del de la barra contigua. Las longitudes de los ganchos y traslapos, dobladura de las barras y recubrimientos serán los indicados en los planos, y si se omiten, se cumplirán las exigencias de la Norma I.N.N. 429 E Of. 57.

Las armaduras se colocarán en forma cuidadosa, de acuerdo con los planos y adoptando precauciones para que durante la faena no se desplacen. Antes de hormigonar, la I.T.O. verificará la limpieza de las armaduras y detalles de colocación, ordenando efectuar las medidas del caso si se encuentran deficiencias.

El acero será de calidad A 63-42 H, salvo que se especifique otra calidad. En las cubicaciones se ha tomado un 3% de exceso por pérdida de material en despuntes y traslapos. Las cubicaciones consideran acero cortado, doblado, colocado e incluso el alambre de amarras.

3.1.2.5. Controles.

Todos los trabajos efectuados bajo estas Especificaciones serán controladas en forma rigurosa por la I.T.O. Esta podrá rechazar todo trabajo que no sea ejecutado de acuerdo con los procedimientos y exigencias establecidas en estas especificaciones, normas e instrucciones señaladas. El Contratista deberá proveer facilidades razonables para que la I.T.O. pueda obtener cualquier información que desee con respecto al material usado, el avance y condiciones del trabajo.

Sin perjuicio de las pruebas establecidas, la I.T.O, podrá solicitar todo aquél tipo de prueba y/o ensayos que durante el transcurso de las obras y conforme al desarrollo de éstas a su juicio se consideren necesarias para asegurar un mejor control de la gestión encomendada, y garantizar la correcta ejecución de las obras.

La I.T.O. exigirá al Contratista la certificación de calidad de hormigones, soldaduras y otros certificados que puedan ser necesarios. Los ensayos respectivos deberán ser efectuados por laboratorios oficiales.

3.1.2.6. Construcción.

Al término de las faenas será obligación del Contratista confeccionar el plano de construcción de las obras, que deberá ser aprobado por la I.T.O., previa a la recepción definitiva de las obras.

3.1.2.6.1. Método de Entibación.

En donde por motivos de espacio no se pueda desarrollar taludes y se requiera entibar, se debe seguir el procedimiento que se detalla a continuación:

1. Prefabricar tableros conformados con planchas de terciados de 2.40 m de largo (empleadas normalmente en moldajes de losas de hormigón).
2. Las planchas deben ser colocadas a lo largo y cada 80 cm colocar un rollizo de eucaliptos. Unir los elementos con clavos o tornillos y tenerlos preparados en el momento que se necesite. Para las profundidades proyectadas (máximo 2.0 m), emplear rollizos de 4”.
3. Luego de contar con todo el material en obra, excavar la zanja hasta nivel de sello, cuidando que el material extraído de la excavación quede alejado del borde de la zanja al menos una distancia igual a la profundidad de ésta.
4. Bajar las entibaciones utilizando la misma retroexcavadora, inmediatamente después de excavar la zanja, modo que cada vez que se avanza la distancia equivalente a un tablero, éste se instale inmediatamente. Luego de instalada la entibación; se debe colocar inmediatamente los puntales de arriostramiento interior.
5. Rellenar con el material producto de la excavación los costados de la excavación, correspondientes a los bordes de zanjas y entibación. Esto a objeto de evitar el desplazamiento de cuñas.
6. El personal no debe ingresar a la zanja en zonas sin entibar.

3.1.2.6.2. Colocación de Tuberías.

1. La excavación con máquina se deberá detener 20 cm antes de llegar al nivel de sello de excavación, continuándose en forma manual hasta llegar al sello con el objeto de no remover al material de fondo.
2. En forma previa se deberá efectuar un escarpe mínimo de 10 cm eliminando todos los desechos, materiales extraños, y todo suelo que contenga material contaminado. Este

material deberá llevarse a botadero antes de proceder con el resto de la excavación para evitar así su posible utilización como material de relleno.

3. Los rellenos se efectuarán preferentemente con el mismo material proveniente de la excavación considerando los tipos de relleno especificados más adelante en este informe.

4. El material deberá ser esparcido en capas horizontales de espesor uniforme y se deberá humedecer hasta la humedad óptima del ensayo Proctor +/- 2%, para luego compactarse hasta alcanzar un grado de compactación indicado en los puntos siguientes.

5. El espesor de las capas establecido de forma tal, que pueda lograrse la densidad especificada en todo su espesor con el equipo de compactación que se utilizará, en todo caso éste no podrá ser superior a 20 cm suelto.

6. El avance deberá ser parejo, de modo tal que no se produzcan desniveles superiores a 0.50 m entre sectores contiguos.

7. Se recomienda el uso de rodillo neumático para las faenas de compactación. El número de pasadas y peso del rodillo deberá ser determinado mediante pruebas de terreno controladas por la I.T.O. de la obra.

8. Cada capa no podrá ser recubierta antes que la I.T.O. de por aceptada la densidad.

9. En caso de que la tubería se encuentre a una profundidad de hasta 0,60 [m] (medida entre rasante y clave) deberá disponerse un dado de refuerzo en hormigón armado. En caso de que la tubería se encuentre a una profundidad entre 0,60 y 1,20 [m] deberá disponerse un refuerzo en hormigón simple. Finalmente si la tubería se encuentre a una profundidad mayor a 1,20 [m] no es necesario refuerzo. Estas indicaciones aplican para tuberías bajo calzadas de tránsito vehicular.

Para las zanjas se contemplan los siguientes rellenos:

3.1.2.6.2.1. Relleno tipo 1. (entre 30 cm por sobre la clave hasta la superficie)

Capa de suelo heterogéneo proveniente de la excavación, seleccionando de modo de no contener piedras de tamaño mayor a 2", restos de escombros y materia orgánica. Si fuera necesario recurrir a otras fuentes de empréstitos, se utilizará de preferencia suelos granulares correspondientes a arenas y gravas de tamaño máximo 2", en caso que por motivos

económicos sea más conveniente emplear suelos finos, este deberá estar libre de materia orgánica, sales solubles y productos de deshecho. No debe poseer características singulares (arcillas expansivas o limos colapsables).

Esta capa de relleno deberá ser compactada mecánicamente hasta obtención de un grado o razón de compactación no inferior al 95% de la D.M.C.S. referida al Proctor Modificado o a una Densidad Relativa no inferior al 80% (NCH 1726) en caso que el suelo a utilizar para relleno contenga no más de 12% de finos acumulados pasando la malla ASTM200 en un ensayo granulométrico.

En sectores que existan patios pavimentos, calzadas o vereda, parte de esta capa de relleno se substituye por la reposición de las capas de sub-base, base y carpeta y/o de Vialidad.

3.1.2.6.2.2. Relleno tipo 2. (entre la base del tubo y 30 cm sobre la clave)

Esta capa de relleno se colocará sobre hasta 30 cm por sobre el manto del ducto.

Se utilizará los mismo suelos permitidos para los rellenos “Tipo 1”, pero limitado a un tamaño máximo de ½”.

Esta capa se compactará en forma manual y cuidadosamente para no dañar los tubos, la compactación se efectuará por capas de espesor suelto no mayor a 10 cm cada una, hasta obtención de un grado o razón de compactación no inferior al 95% de la D.M.C.S. referida al Proctor Modificado o hasta una Densidad Relativa mínima del 80 %.

3.1.2.6.2.3. Relleno tipo 3. (base del tubo)

Este relleno consiste en gravilla compactada en forma manual y cuidadosamente en capas de espesor no mayor a 10 cm (se sugiere 5 a 7 cm) hasta alcanzar un grado de compactación no inferior al 95% del Proctor Modificado o hasta una Densidad Relativa mínima del 80 %.

3.1.2.6.3. Obras Civiles.

1. Las excavaciones se deben efectuar de acuerdo a las dimensiones y emplazamiento indicado en los planos de proyecto. Antes de su inicio se debe contar con la autorización de la I.T.O.
2. Los procedimientos de excavación deberán planificarse de manera que provoquen la menor alteración del terreno natural y evitar la sobreexcavación.
3. La excavación con máquina se deberá detener 20 cm antes de llegar al nivel de sello de excavación, continuándose en forma manual hasta llegar al sello.
4. La I.T.O. debe aprobar los procedimientos y equipos de excavación, sellos, colocación y compactación de los materiales.
5. El Contratista deberá velar por la conservación de los puntos de referencia (P.R.), debiendo proceder a su reemplazo y nivelación cuando resulten dañados o desplazados, informando a la I.T.O. al respecto.
6. Los sellos deben serán verificados por la I.T.O. y deben estar libres de materiales extraños y lodo.
7. Las excavaciones se realizarán de acuerdo a lo indicado el cuadro resumen.
8. Con anterioridad a la colocación del emplantillado de hormigón pobre, se deberá remover del sello de fundación todo el material suelto y/o extraño que pudiera haberse depositado durante las faenas de excavación.
9. En caso de lluvias, se deberá remover de la superficie todo el lodo superficial, producto del arrastre natural de partículas como consecuencia del escurrimiento superficial.

Rellenos

10. Los rellenos laterales se efectuarán preferentemente con el mismo material proveniente de las excavaciones. Los rellenos de sobreexcavaciones en el fondo se deberán realizar con hormigón pobre del mismo tipo utilizando para los emplantillados.

11. En caso que sea necesario emplear material de empréstito para la sobreexcavación lateral, este deberá estar libre de materia orgánica, sales solubles y productos de deshecho. No debe poseer características singulares (arcillas expansivas o limos colapsables).
12. El material deberá ser espaciado en capas horizontales de espesor uniforme y se deberá humedecer para luego compactarse mediante 6 pasadas de rodillo. No es necesario el control del grado de compactación. Para rellenar los sectores más bajos, se puede emplear un suelo cemento de 1.5 sacos de cemento por m³ ya que la compactación a esa profundidad es de difícil ejecución.
13. El avance deberá ser parejo, de modo tal que no se produzcan desniveles superiores a 0.50 m entre sectores contiguos.
14. Se recomienda el uso de rodillo vibratorio, y donde por motivos de espacio no sea posible su utilización, emplear placa vibratoria de 120 kg de peso estático.

3.2. Proyecto de Pavimentación.

3.2.1. Memoria de Cálculo.

3.2.1.1. Generalidades.

El método más aplicado en el diseño de pavimentos asfálticos es el propuesto por la AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Officials) versión de 1993 que tiene su origen en la prueba de caminos AASHO (AASHO Road Test) realizada entre los años 1958-1960 en Ottawa, Illinois, EE.UU, y se basa en la obtención de un Número Estructural (NE), que satisfaga las necesidades de estructura para un tránsito y suelo dado, que luego es cancelado mediante espesores de capas cuyos coeficientes dependen de la estabilidad de las mezclas constituyentes y de la ubicación de dichas capas. Se debe tener especial cuidado de la estructuración, es decir, en la elección de estos coeficientes y si es posible afinarlos con respecto a las condiciones locales y comportamiento de la estructuraciones ya empleadas.

La utilización del método AASTHO 93, se realizará utilizando como guía el manual de carreteras 2015 volumen 3, además de otras fuentes mencionadas en el transcurso de este informe.

3.2.1.2. Base de Cálculo.

La fórmula general de diseño para pavimentos flexibles relaciona la cantidad de ejes equivalentes (EE) solicitantes con el número estructural y nivel de confianza, de manera que la estructura experimente una pérdida de serviciabilidad determinada. La ecuación es la siguiente:

Ecuación general para pavimentos flexibles AASTHO 1993.

$$EE = (NE + 25,4)^{9,36} * 10^{(-16,40 + Z_R * S_0)} * M_R^{2,32} * \left[\frac{(p_i - p_f)}{(p_i - 1,5)} \right]^{1/\beta}$$

$$\beta = 0,40 + \left[\frac{97,81}{(NE + 25,4)} \right]^{5,19}$$

En que:

EE : ejes equivalentes de 80 KN acumulados durante la vida de diseño

NE : número estructural (mm)

NE : $a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot h_2 \cdot m_2 + a_3 \cdot h_3 \cdot m_3$

a_1, h_1 : coeficiente estructural y espesor (mm) de cada una de las capas asfálticas o tratadas que componen el pavimento. Los subíndices 2 y 3 representan las capas granulares no tratadas.

m_2, m_3 : coeficiente de drenaje de las capas no tratadas (bases y subbases granulares)

Z_R : coeficiente estadístico que depende del nivel de confianza que se adopte

S_0 : desviación estándar del error combinado de todas las variables que intervienen en el modelo

M_R : módulo resiliente del suelo de la subrasante (MPa)

p_i : índice de serviciabilidad inicial

p_f : índice de serviciabilidad final

Un pavimento flexible es un sistema multicapa y por lo tanto, debe diseñarse como tal. Esto implica, en primer lugar, una secuencia de capas a partir de la subrasante que contemple una subbase, una base y la o las capas asfálticas. El primer cálculo es determinar, mediante el algoritmo desarrollado por la AASTHO, el número (NE_T) que se requiere sobre la subrasante. Enseguida, se establecen los espesores mínimos de capas asfálticas a colocar para que las tensiones que se generan no originen fallas en la subrasante ni en las propias capas asfálticas; para tales efectos se debe determinar el *número estructural mínimo* a colocar sobre la base (NE_A), en función de las solicitaciones previstas y de la temperatura media anual ponderada del aire (TMAPA) del lugar donde se localiza la obra. El número

estructural para las capas no ligadas (subbases y bases granulares) se determina como la diferencia entre NE_T y NE_A .

La estructuración de las diferentes capas debe hacerse de manera que la suma de los productos de los espesores por sus correspondientes coeficientes estructurales satisfaga los números estructurales calculados.

Para establecer el número estructural se necesitara la valorización de los siguientes parámetros.

- **Serviciabilidad**
- **Ejes Equivalentes Solicitantes**
- **Nivel de Confianza**
- **Módulos Resilientes**
- **Coefficientes de Drenaje**
- **Coefficientes estructurales**

3.2.1.2.1. Serviciabilidad.

El pavimento se diseña para que sirva por un determinado lapso llamado vida de diseño, que se refiere al período durante el cual la serviciabilidad se mantienen dentro de ciertos límites.

A continuación se muestran los índices de serviciabilidad propuestos por la AASTHO versión 1993.

Tabla 3.2.1.1. Índices de Serviciabilidad

Índice de Serviciabilidad inicial (p_i)	4,2
Índice de Serviciabilidad final (p_f)	2.0

Fuente: Tabla 3.604.102.A. Manual de Carreteras V3, 2015.

3.2.1.2.2. Solicitaciones.

Las solicitaciones que afectan a la estructuras se expresan como los ejes equivalentes (EE) acumulados durante el período de diseño definido. Normalmente los pavimentos se deberán diseñar en una sola etapa y para las vidas de diseño que se indican.

Tabla 3.2.1.2. Vida de Diseño

CLASIFICACIÓN DEL CAMINO	VIDA DE DISEÑO (AÑOS)
Tránsito alto en zonas urbanas	10 - 30
Tránsito alto en zonas rurales	10 - 25
Tránsito medio y bajo	5 - 20

Fuente: Tabla 3.604.103.A. Manual de Carreteras V3, 2015.

En este caso se adecuan a las características del proyecto un tránsito medio a bajo con una vida de diseño de 20 años.

Como no se disponen de datos específicos para el cálculo de número de ejes equivalentes (EE), se estimará mediante un proceso iterativo. Primero se debe conocer el NE_T , utilizando los ábacos proporcionados por la AASTHO 1972, para luego determinar el grado de confiabilidad y el módulo resiliente. Se necesitarán los siguientes parámetros.

- **Razón de capacidad de soporte (CBR)**
- **Valor de Soporte (S)**
- **Factor Regional (FR)**

3.2.1.2.3. Valor de Soporte (S). (*)

El parámetro que emplea este método para definir el soporte del material de subrasante es el Valor de Soporte S, pero como en Chile se ha generalizado el CBR para expresar la capacidad de los suelos, se ha establecido la siguiente relación:

$$S = 1.3 + 3.75 \log CBR_{\text{PROMEDIO}}$$

$$S = 1.3 + 3.75 \log (29)$$

$$S \approx 6.8$$

El valor de $CBR_{PROMEDIO}$ se obtiene de la Tabla 3.2.1.4 con los valores del estudio de suelos que se muestra más adelante.

3.2.1.2.4. Factor Regional (FR). (*)

El factor regional (FR) se introdujo en el método original en base a las variaciones de capacidad portante experimentadas por la subrasante y las capas granulares en las distintas épocas del año, en este caso para las condiciones chilenas y de la región o zona del proyecto se consideran valores máximos de 2.0 anual y una vida útil de 20 años, según el código de normas MINVU 2008.

Los pavimentos en esta categoría se han deteriorado hasta un punto donde pueden afectar la velocidad de tránsito de flujo libre. Los pavimentos flexibles pueden tener grandes baches y grietas profundas; el deterioro incluye pérdida de áridos, agrietamiento y ahuellamiento, y ocurre en un 50% o más de la superficie. (TABLA 16-2. código de normas MINVU 2008)

(*) El suelo se caracteriza por el módulo resiliente. En este caso se incluyen las relaciones que correlacionan el módulo resiliente con el CBR obtenidas a partir de la fórmula original de AASHTO, que se obtiene igualando términos; el término correspondiente a confiabilidad y variabilidad de AASHTO 93 se igualó al factor de seguridad (factor regional) de AASHTO 1972 y el término correspondiente al de la capacidad de soporte (S) se igualó al término que correspondía al módulo resiliente M_r incorporado en la versión AASHTO 1993. (Código de Normas MINVU 2008, capítulo 16.2.2.1.2.)

3.2.1.2.5. Determinación Número Estructural (NE_T).

Para determinar el número estructural (NE_T), se utilizó el Abaco AASTHO para pavimentos flexibles y serviciabilidad $pt = 2$, y se debe seguir los siguientes pasos.

Con el valor de soporte de suelo ($S = 6,8$) y la vida útil de diseño (20 años), se ingresa al Abaco de la figura N°1 por la izquierda trazando una recta entre los dos valores antes mencionado y proyectando la recta hasta los valores de NE: Número Estructural alcanzando el valor ($NE \approx 41.8$ mm).

Desde el valor de NE obtenido en el punto anterior se traza una recta pasando el valor de Factor Regional ($FR=2.0$) y proyectando dicha recta hasta el nuevo valor NE_C : Número Estructural Corregido, el cual es el dato de salida del Abaco y representa al NE_T .

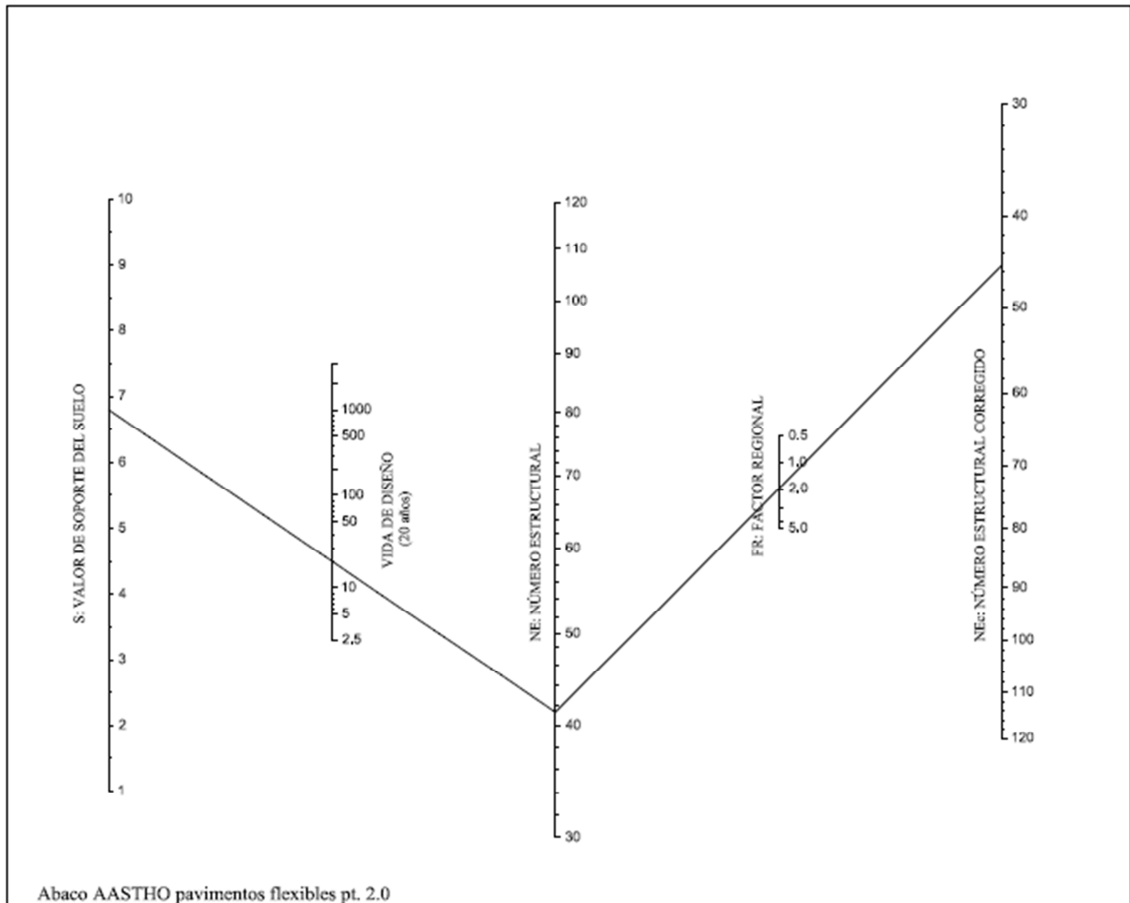


Figura 3.2.1.1. Abaco AASTHO Pavimentos Flexibles p_t 2,0.

Del Abaco se obtiene el número estructural (NE_T).

$$NE_T = 46 \text{ mm}$$

3.2.1.2.6. Confiabilidad.

El grado de confiabilidad del diseño se controlará por el factor de confiabilidad (F_R) que es función de un valor asociado al nivel de confianza de la distribución normal (Z_R) y de la desviación normal del error combinado (S_o) de todos los parámetros que intervienen en el comportamiento del pavimento.

La tabla N°4 muestra el nivel de confianza (Z_R) y el valor de S_0 para distintos tramos de EE solicitantes.

Tabla 3.2.1.3. Nivel de Confianza y Valor del S_0 .

EE Solicitantes (millones)	Confiabilidad (%)	Z_R	S_0 en función del coeficiente variación de los suelos				
			15%	20%	30%	40%	50%
< 5	60	- 0,253	0,45	0,46	0,47	0,49	0,50
5 – 15	60 – 70	- 0,253 – 0,524	0,45	0,46	0,47	0,49	0,50
15 – 30	60 – 75	- 0,253 – 0,674	0,45	0,46	0,47	0,49	0,50
30 – 50	70 – 80	- 0,524 – 0,841	0,44	0,45	0,46	0,48	0,49
50 – 70	70 – 85	- 0,524 – 1,037	0,42	0,43	0,44	0,47	0,48
70 – 90	70 – 90	- 0,524 – 1,282	0,40	0,41	0,42	0,45	0,46

Fuente. Tabla 3.604.104.A. Manual de Carreteras V3, 2015.

Debido a la mayor dispersión que resulta al determinar el número estructural para subrasantes débiles, conviene utilizar el mayor valor del rango del nivel de confianza para subrasantes de baja capacidad de soporte y mal drenaje.

El factor de confiabilidad (F_R) se determina con los valores del Z_R y S_0 que se adopten, según la siguiente ecuación;

$$\text{Log } F_R = -Z_R \cdot S_0 \quad \text{ó} \quad F_R = 10^{Z_R \cdot S_0}$$

3.2.1.2.7. Módulos Resilientes (M_R).

El método de diseño AASTHO caracteriza las propiedades de los suelos de la subrasante mediante el parámetro llamado Modulo Resiliente Efectivo (M_R). El módulo representa el módulo elástico del material después de haber sido sometido a cargas cíclicas.

El módulo resiliente (M_R) para diseñar pavimentos en trazados nuevos, habitualmente se define en forma indirecta, estimándolo a partir de resultados de ensayos que determinan el CBR. las relaciones son las siguientes:

$$M_R \text{ (MPa)} = 17,6 \text{ (CBR)}^{0,64} \quad \text{para } \text{CBR} < 12\%$$

$$M_R \text{ (MPa)} = 22,1 \text{ (CBR)}^{0,55} \quad \text{para } 12 \leq \text{CBR} < 80\%$$

Las ecuaciones anteriores, son obtenidas del manual de carreteras 2015 volumen 3 capítulo 3.604.105., para valores de $\text{CBR} > 80\%$, no se recomiendan ecuaciones en este para este método.

La tabla 3.2.1.4 muestra las características de la subrasante a partir de un estudio de suelo.

Los resultados de la prospección de suelos se encuentran en el anexo de este informe.

Tabla 3.2.1.4. Cálculo del Módulo Resiliente de Diseño.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Pozo N°	Prof. m	H rasante m	U.S.C.S	AASHTO	IP	LL	CBR 95	CBR nat.	M _R	M _R dis
1	1.5	-1.0	SM	A-2-7(0)	11	41	20	27	135	135 (2)
2	1.5	-0.3	GM	A-2-6(0)	11	39	48	52	194	194 (2)
3	1.5	-1.6	ML	A-4(5)	9	38	14	11	82	82 (1)
4	1.5	-0.6	ML	A-4(4)	10	37	15	12	87	87 (2)
5	1.5	-1.8	ML	A-4(0)	NP	#	5	4	43	77 m
6	1.5	-0.2	ML	A-4(3)	4	31	40	51	192	192 (2)
(m) MR modificado por capa de mejoramiento de 300 mm y CBR = 20 %								Promedio		128
								Desv. Standard		54.6
								Coef. Variación		0.43

Para determinar el módulo resiliente de una subrasante que incluye una capa superior de mejoramiento, se deben utilizar las siguientes ecuaciones obtenidas del manual de carreteras 2015 v3. ec. 3.604.105(2).2 y ec. 3.604.105(2).3.

$$M_{Rd} = F * M_{R0}$$

$$\frac{1}{F} = \frac{1}{\left[0,0156+h^2\left(\frac{M_{R1}}{M_{R0}}\right)^{2/3}\right]^{1/2}} \left(1 - \frac{M_{R0}}{M_{R1}}\right) + \frac{M_{R0}}{M_{R1}}$$

, en que:

M_{Rd} : Módulo resiliente de diseño (MPa)

F : Factor dado por la ecuación (8)

M_{R0} : Módulo resiliente de la subrasante o capa de orden 0 (MPa), según ec.(5) ó (6)

M_{R1} : Módulo resiliente de la capa de orden 1 (mejoramiento) (MPa), según ec.(5) ó (6)

h : Espesor de la capa de orden 1 (m)

Luego obtenemos el módulo resiliente de la subrasante con una capa superior de mejoramiento de 300 mm de espesor y CBR= 20%.

$$M_{R0} \text{ (MPa)} = 17,6 (4)^{0,64} = 43 \text{ MPa} \quad ; \text{ CBRnat} = 4 \%, \text{ Ver Tabla 3.2.1.4}$$

$$M_{R1} \text{ (MPa)} = 22,1 (20)^{0,55} = 115 \text{ MPa} \quad ; \text{ CBRmejoramiento} = 20\%$$

$h = 0.3 \text{ m} \quad ; \text{ capa de mejoramiento } 300 \text{ mm espesor}$

$$\frac{1}{F} = \frac{1}{\left[0,0156+0,32\left(\frac{115}{43}\right)^{2/3}\right]^{1/2}} \left(1 - \frac{43}{115}\right) + \frac{43}{115} = 0.55 \rightarrow \mathbf{F = 1.82}$$

$$M_{Rd} = 1.8 * 43 \text{ MPa} = 77 \text{ MPa}$$

El método AASTHO 93 utiliza como M_R de diseño, el promedio de la serie muestral, junto a los demás parámetros de diseño se puede determinar las sollicitaciones a las cuales será sometido el pavimento, con la ecuación general de sollicitaciones de EE.

NE_T	= 46 mm	(Ver punto 3.2.1.2.5)
Coefficiente de variación	= 43 %	(Ver Tabla 3.2.1.4)
S₀	= 0.49	(Ver Tabla 3.2.1.3)
Confiabilidad	= 50 %	
Z_R	= 0	(TABLA 3.603.2014.A. Manual de Carreteras V3, 2015.)

Entonces:

$$EE = (NE + 25,4)^{9,36} * 10^{(-16,40 + Z_R * S_0)} * M_R^{2,32} * \left[\frac{(p_i - p_f)}{(p_i - 1,5)}\right]^{1/\beta}$$

$$EE = (46 + 25,4)^{9,36} * 10^{(-16,40 + 0 * 0,49)} * 128^{2,32} * \left[\frac{(4,2 - 2,0)}{(4,2 - 1,5)}\right]^{1/5,52}$$

$$\beta = 0,40 + [97,81/(NE + 25,4)]^{5,19}$$

$$\beta = 0,40 + [97,81/(46 + 25,4)]^{5,19}$$

$$\beta = 5,52$$

EE (80 KN) = 665.632 ; Ejes equivalentes acumulados en la vida útil del proyecto

Ahora bien, la AASTHO transforma los diferentes ejes que circulan por una ruta a un eje simple de rueda doble de 80 KN de peso, considerado como eje patrón. El factor de equivalencia transforma el número de ejes patrón requeridos para una determinada pérdida de serviciabilidad a un número de ejes de determinada configuración y peso, necesarios para producir la misma pérdida de serviciabilidad, es decir, se establece como *supuesto*; que el proyecto es diseñado para albergar el tránsito de vehículos pesados de ejes doble y con cargas superiores a 80 KN, el número de EE estimados anteriormente se debe multiplicar por un factor de equivalencia correspondiente a ejes dobles de 230 KN, el factor de equivalencia elegido obedece al tipo de vehículos que transitarán por el pavimento, debido a que se dará servidumbre a una planta de áridos para el paso de camiones cargados con material chancado y se espera que lleven la carga máxima , la tabla 3.2.1.5 muestra los distintos factores de equivalencia.

Tabla 3.2.1.5. Factores de Equivalencia Pavimentos Flexibles. ($p_t = 2,0$)

EJES SIMPLES		EJES DOBLES	
KN	Factor de Equivalencia	KN	Factor de Equivalencia
50	0.15	90	0.13
60	0.31	100	0.20
70	0.57	110	0.30
80	1.00	120	0.42
90	1.64	130	0.59
100	2.60	140	0.79
110	3.95	150	1.05
120	5.80	160	1.38
130	8.29	170	1.78
140	11.56	180	2.32
150	15.77	190	2.85
160	21.11	200	3.56
		210	4.41
		220	5.34
		230	6.40

Fuente: Tabla 7, capítulo II. Método AASTHO 1972

Luego la sollicitación será:

$$EE = EE (80 \text{ KN}) * F. E(230 \text{ KN})$$

$$EE = 665.632 * 6.4$$

$$EE = 4.260.045 ; \text{ Ejes equivalentes acumulados en la vida útil del proyecto}$$

3.2.1.2.8. Coeficiente de Drenaje.

El coeficiente de drenaje (m_i) que figura en la ecuación general de diseño, permite ajustar el coeficiente estructural de las capas granulares no tratadas, en función de las condiciones del drenaje del proyecto que se analiza. El tipo de suelo se registra en la Tabla N°5, según clasificación U.S.C.S y AASTHO.

La tabla 3.2.1.6 muestra los coeficientes de drenaje que se proponen para distintas regiones del país.

Tabla 3.2.1.6. Coeficientes de Drenaje (m_i)

REGION	PRECIP.	BASE PERMEABLE	BASE : FINOS HASTA 10%		BASE: MAS 10% FINOS	
			SUBRAS. GRAN.	SUBRAS. FINOS	SUBRAS. GRAN.	SUBRAS. FINOS
IV	<= 100 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,05
	> 100 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,15 - 1,00	1,05 - 0,80
V a VI	<=150 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,15 - 1,00	1,00
	> 150 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,00	1,00 - 0,80
VII a IX	<= 350 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,00	0,80
	> 350 mm	1,40 - 1,35	1,25 - 1,15	1,25 - 1,15	1,00-0,80	0,80
X	<= 1.500 mm	1,40 - 1,35	1,25 - 1,15	1,15	1,00-0,80	0,80 - 0,60
	> 1.500 mm	1,35 - 1,30	1,15 - 1,00	1,15 - 1,00	0,80	0,60
XI y XII	<= 500 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,00	1,00 - 0,80
	> 500 mm	1,40- 1,35	1,25 - 1,15	1,15	0,80	0,80

Base permeable: menos de 3% de finos y/o coeficiente de permeabilidad > 0,01 cm/s
Subras Gran.: subrasante granular, máximo 35% pasa tamiz de 0,08 mm
Subras Finos: subrasante de suelo fino.

Fuente: Tabla 3.604.106.B. Manual de Carreteras V.3, 2015.

$m_i = 1.0$, para todas las capas granulares según tabla anterior.

3.2.1.2.9. Coeficientes Estructurales.

Las siguientes relaciones permiten estimar el **coeficiente estructural (a_i)** de concretos asfálticos en función de la estabilidad Marshall

$$a_1 = 0,0078 \cdot EM^{0,441} \quad EM : \text{Estabilidad Marshall en N}$$

Ecuación anterior se obtiene del manual de carreteras 2015 v3, punto 3.604.107. ec.3.604.107.2.

Los coeficientes estructurales de bases y subbases granulares no tratadas se pueden estimar a partir de las siguientes correlaciones con el CBR

Coeficiente estructural de bases granulares (a_2).

$$a_2 = 0,032 (\text{CBR})^{0,32}$$

Coeficiente estructural de subbases granulares (a_3).

$$a_3 = 0,058 (\text{CBR})^{0,19}$$

Las ecuaciones se obtienen del manual de carreteras 2015 v3, punto 3.604.107. ec.3.604.107.3 y ec.3.604.107.4 respectivamente.

Los resultados de los coeficientes estructurales de las distintas capas se muestran en la Tabla3.2.1.7.

Tabla 3.2.1.7. Coeficientes Estructurales para las Capas de Pavimento

CAPA	CARACTERÍSTICAS	COEF. ESTRUCTURAL
Concreto asfáltico de superficie	9000 N	0,43
Concreto asfáltico intermedio	8000 N	0,41
Base granular no tratada	CBR = 80 %	0,13
Subbase granular no tratada	CBR = 40 %	0,12

Fuente. TABLA 3.604.107.A. Manual de carreteras V3, 2015.

3.2.1.2.10. Estructuración de las Capas.

3.2.1.2.10.1. Número Estructural Total (NE_T).

Todas las capas que compondrán la estructura del pavimento, incluyendo las asfálticas y las no ligadas, se deben estructurar por tipo y espesores, de manera que se cumpla con la siguiente expresión:

$$NE (mm) = a_1 * h_1 + a_2 * h_2 * m_2 + a_3 * h_3 * m_3$$

En que a_i son los coeficientes estructurales de las diversas capas, h_i los espesores (mm) de cada capa y m_i los coeficientes de drenaje de las capas no tratadas.

Se debe tener en consideración algunas limitaciones:

Tabla 3.2.1.8. Limitaciones a los Espesores de las Capas Estructurales

CAPA	Espesor (mm)
Cada capa asfáltica individual, mín.	50
Capa granular no tratada, mín.	150

Fuente. TABLA 3.604.108.A. Manual de carreteras V3, 2015.

3.2.1.2.10.2. Número Estructural Mínimo (NE_A) de las Capas Asfálticas.

La fracción del número estructural total (NE_T) que debe asignarse a las capas asfálticas de la estructura se calcula según un procedimiento de dos etapas: primero, se determina la Temperatura Media Anual Ponderada del Aire (TMAPA) en la localidad donde se localiza la obra; luego con los gráficos que se incluyen, parametrizados para diferentes TMAPA, las solicitaciones previstas (EE) para la vida útil de diseño y el módulo resiliente (M_R) de la subrasante, se determina el número estructural mínimo (NE_A) que deben tener las capas asfálticas.

La TMAPA se estima en $13,8 \approx 14^\circ \text{C}$, valor obtenido de la tabla 3.604.108 A del manual de carreteras volumen 3 año 2015 y del gráfico de la figura N°2 se obtiene el número estructural mínimo para las capas asfálticas:

$$\mathbf{NE_A \approx 37 \text{ mm}}$$

Se debe cumplir lo siguiente

$$NE_A (\text{mm}) = \sum a_i \cdot h_i$$

En qué;

a_i : coeficiente estructural de la capa asfáltica de orden i

h_i : espesor (mm) de la capa asfáltica de orden i

Luego;

$$37(\text{mm}) = 0.43 \cdot h_1 \quad \rightarrow \mathbf{h_1 = 86 \text{ mm} \approx 90 \text{ mm}}$$

Para tales efectos se recomienda una capa asfáltica intermedia bituminosa elástica (BINDER) y una capa concreta asfáltica de superficie de 50 mm, entonces;

$$\begin{aligned} NE_A (\text{mm}) &= \sum a_i \cdot h_i = a_1 \cdot h_1 + a_b \cdot h_b \\ \mathbf{NE_A(mm)} &= \sum \mathbf{a_i * h_i} = \mathbf{a_1 * h_1} + \mathbf{a_b * h_b} \\ \mathbf{37(mm)} &= \mathbf{0,43 * 50 \text{ mm}} + \mathbf{0.41 * h_b} \\ \mathbf{h_b} &= \mathbf{38 \approx 40 \text{ mm}} \end{aligned}$$

a_1 : coeficiente estructural concreto asfáltico de superficie.

a_b : coeficiente estructural mezcla bituminosa (BINDER).

h_1 : espesor concreto asfáltico de superficie.

h_b : espesor mezcla bituminosa (BINDER).

Así la capa asfáltica estará compuesta por una **capa superior de 50 mm de concreto asfáltico** y una **capa intermedia bituminosa elástica (BINDER) de 40 mm** de espesor conformando un total de **90 mm de espesor de carpeta de rodado**.

Las capas no ligadas (subbases y bases granulares) deben estructurarse de manera que se cumpla la siguiente relación.

$$[NE_T - NE_A] = a_2 * h_2 * m_2 + a_3 * h_3 * m_3$$

Utilizando los valores mínimos para capas no ligadas satisfacemos ampliamente el número estructural requerido, por lo que se dispondrá de espesores mínimos para las capas granulares no tratadas.

$$[46 - 37]mm = 9 mm < 0.13 * 150 mm + 0.12 * 150 mm = 36 mm$$

3.2.1.2.10.3. Estratigrafía Pavimento Asfáltico.

CAPA ASFÁLTICA SUPERIOR	ESPESOR = 50 mm
CAPA ASFÁLTICA INTERMEDIA (BINDER)	ESPESOR = 40 mm
BASE GRANULAR CBR = 80%	ESPESOR = 150 mm
SUB-BASE GRANULAR CBR = 40 %	ESPESOR = 150 mm
MEJORAMIENTO GRANULAR CBR = 20 %	ESPESOR = 300 mm
(***)	

Figura 3.2.12. Estratigrafía Pavimento Asfáltico

(***) Ver tabla 3.2.1.4 y plano de Ingeniería para pavimentación, para ubicar la zona de mejoramiento.

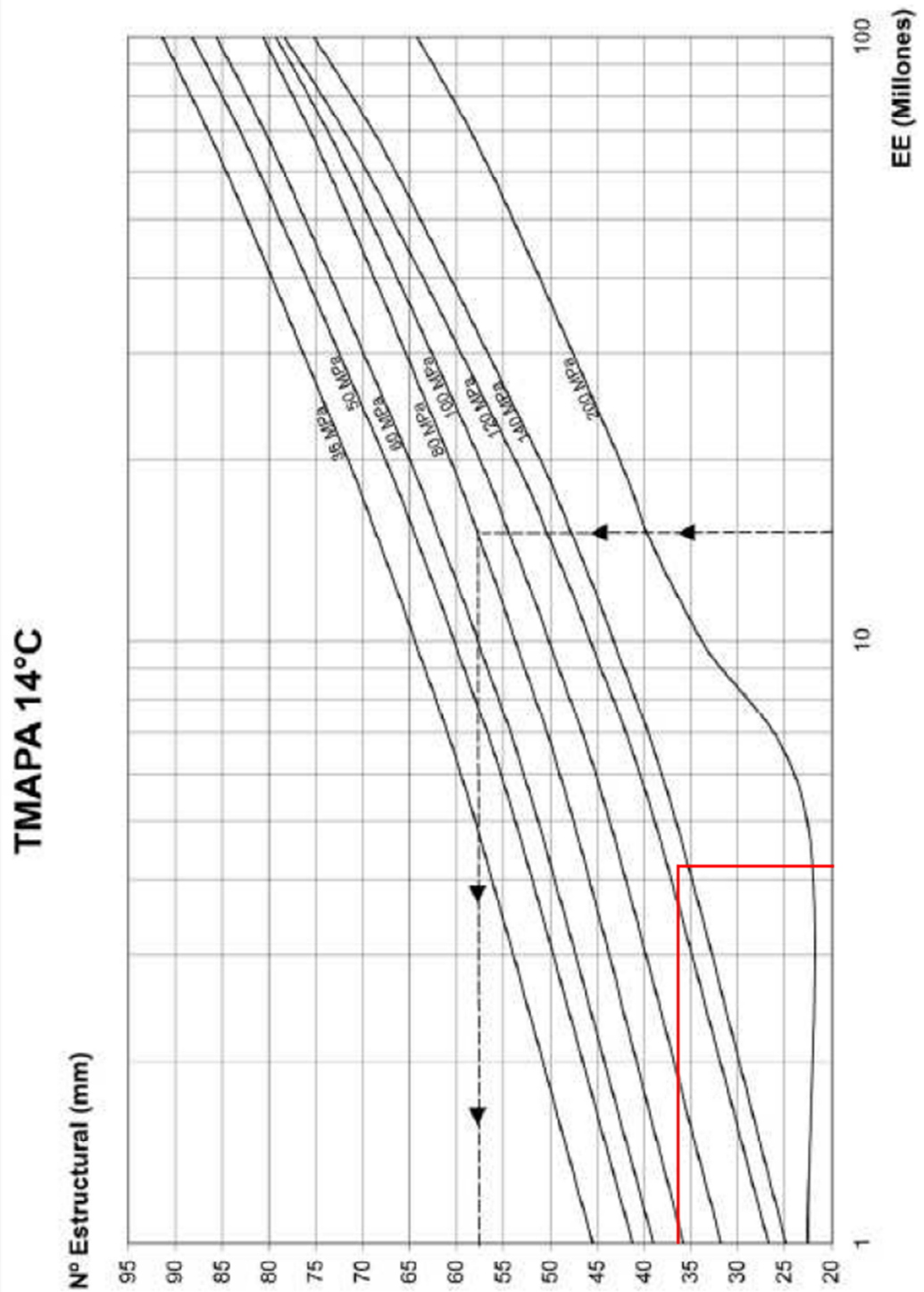


Figura 3.2.1.3. Gráfico Número Estructural Capas Asfálticas TMAPA 14°C.

Fuente. TABLA 3.604.108.B2. Manual de carreteras V3, 2015.

3.2.2. Especificaciones Técnicas.

3.2.2.1. Generalidades.

Las obras deberán ejecutarse de acuerdo a las presentes especificaciones y a los planos correspondientes, además en cuanto no se opongan a éstas, deberá cumplirse con las Normas del Instituto Nacional de Normalización (I.N.N.).

3.2.2.2. Movimiento de Tierras.

3.2.2.2.1. Excavación en Corte.

En aquellos sectores en que la sub-rasante de las calles está en corte, se excavará el material necesario para dar espacio al perfil tipo correspondiente.

En caso de encontrar material inadecuado bajo el horizonte de fundación, deberá extraerse en su totalidad, reponiéndolo con el material especificado en el punto 1.3 y compactándolo a una densidad no inferior al 95% de la densidad máxima compactada seca (D.M.C.S.) del Proctor Modificado, NCh 1534 II – D, o al 80% de la densidad relativa, NCh 1726, según corresponda.

Por material inadecuado ha de entenderse rellenos no controlados o suelos naturales con un Poder de Soporte California (CBR) inferior en 20 % al CBR de Proyecto.

Cuando el 20% o más de las muestras de los CBR de subrasante sea inferior al 80% del CBR de diseño ($CBR_{dis} \approx 24\%$), el material de la subrasante deberá ser reemplazado por uno que corresponda a lo menos al CBR de diseño, o bien, se deberá rediseñar y aprobar su diseño por el Depto. Proyectos de Pavimentación o quien corresponda.

3.2.2.2.2. Rellenos.

Se formarán con el mejor material proveniente de la excavación o empréstito si se requiere.

El CBR mínimo exigible del material será el CBR de diseño

Todos los materiales que integran el relleno deberán estar libres de materias orgánicas, pasto, hojas, raíces u otro material objetable. El material de relleno deberá contar con visto bueno de la I.T.O.

El material de relleno colocado en capas deberá corresponder al tipo de suelo y al equipo de compactación a emplear. En todo caso, el espesor máximo de la capa compactada será de 0.15 m para suelo fino (arcilla-limo); de 0.20 m para finos con granulares y de 0.30 m para suelos granulares, según especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto, capítulo II.A. Serviu Metropolitano.

Podrá aumentarse el espesor de la capa a compactar, sí se dispone de equipos modernos y se presenta la debida justificación comprobada en una cancha de prueba, lo que será verificado en terreno por la I.T.O. y contar con el visto bueno del Departamento Proyectos de Pavimentación o quien corresponda. En esas condiciones la I.T.O. podrá autorizar el aumento de espesor.

En la formación de las diferentes capas de rellenos se podrán aceptar bolones de tamaño máximo igual a un 1/2 del espesor compactado de la capa y en una proporción tal que quede uniformemente distribuida, sin formar nidos ni zonas inestables. Las capas de rellenos deberán ser compactadas al 95% de la D.M.C.S. del Proctor Modificado, NCh 1534 II – D, o al 80% de la densidad relativa, NCh1726, según corresponda.

3.2.2.2.3. Sub-Rasante Natural.

Una vez ejecutados los trabajos necesarios para dar los niveles de sub-rasante se deberá proceder como se indica:

- El suelo se escarificará 0.20 m y se compactará a objeto de proporcionar una superficie de apoyo homogénea, con la excepción de suelos finos del tipo CH y MH, en que se cuidará de no alterar la estructura original del suelo.
- La compactación se realizará hasta obtener una densidad mayor o igual al 95% de la D.M.C.S. del Proctor Modificado, NCh 1534 II – D, o al 80% de la densidad relativa, NCh 1726, según corresponda.
- El Contratista deberá solicitar la recepción de esta partida antes de proceder a la colocación de la capa estructural siguiente. Para este efecto deberá presentar los resultados obtenidos por el laboratorio de terreno.
-

La sub-rasante terminada deberá cumplir, además de la compactación especificada, con las pendientes y dimensiones establecidas en el proyecto, indicadas en los planos de ingeniería correspondientes a movimiento de tierra.

3.2.2.2.4. Sub-Rasante Mejorada.

En los casos en que las Especificaciones Técnicas del Proyecto indiquen un mejoramiento del suelo natural, éste se reemplazará por una sub-rasante mejorada, que consistirá en una mezcla homogénea de suelo natural y chancado de acuerdo a los porcentajes indicados en el cuadro de obras, la que se conformará escarificando el terreno natural en un espesor mínimo de 0,20 m.

El Contratista deberá solicitar la recepción de esta partida, antes de proceder a la colocación de la capa estructural siguiente. La sub-rasante mejorada deberá cumplir, además de la compactación especificada, con las pendientes y espesores establecidos en el proyecto.

Una vez conformada la sub-rasante mejorada, se deberá proceder a su compactación hasta obtener una densidad mayor o igual al 95% de la D.M.C.S., obtenida por el ensayo Proctor Modificado, NCh 1534 II – D, o un 80% de la densidad relativa, NCh 1726, según corresponda.

3.2.2.2.5. Controles.

Sub-rasante natural, sub-rasante mejorada y rellenos

a) De compactación.

Un ensayo de densidad “in-situ” cada 350 m² como máximo por capa. Alternativa: cada 50 ml de Calle o Pasaje, según especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto, capítulo II.A. Serviu Metropolitano.

Se controlará la compactación preferentemente a través del ensayo del cono de arena, sin perjuicio del uso del densímetro nuclear.

La I.T.O. verificará que el densímetro nuclear se encuentre debidamente calibrado usando como referencia el ensayo del cono de arena. Se aceptará como límite la certificación cada 12 meses.

b) De uniformidad de compactación.

En caso que la I.T.O. encuentre poco homogénea la uniformidad de la compactación del material de sub-rasante, solicitará al autocontrol de la Empresa

Contratista un control de uniformidad de la compactación realizada a través del Martillo Clegg y/o densímetro nuclear. En el caso del Martillo Clegg, se generará una cuadrícula uniforme de puntos de sondeo con un mínimo de 50 puntos por cuadra (Cuadra de ± 110 m de longitud) distribuidos uniformemente cuidando de que alguno de los sondeos se encuentre aproximadamente a 50 cms de un punto de control de densidad, que cumpla con el estándar de compactación especificado, al que se denominará Valor de Impacto Clegg de Referencia (VICr).

En todas aquellas zonas que se registre un VIC inferior al de referencia, se deberá reponer localmente la compactación hasta que se verifique que $VIC \geq VICr$.

c) De graduación de la mezcla (Sub-rasante mejorada).

Un ensayo cada 150 m³ o 1 ensayo cada 300 ml de calzada, según especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto, capítulo II.A. Serviu Metropolitano.

d) CBR.

Un ensayo por calle o pasaje como mínimo.

De detectarse heterogeneidad del suelo de sub-rasante o de rellenos, se tomarán otros CBR complementarios.

e) Las acciones de control.

Serán realizadas por el laboratorio del Contratista.

Este laboratorio deberá encontrarse con inscripción vigente en los registros del Minvu.

Del 100% de los controles exigidos, el 70% los realizará el laboratorio seleccionado por el Contratista de entre la lista de laboratorios inscrito en el MINVU y el 30% restante será realizado por el laboratorio de contra muestra (del registro MINVU) designado por el Departamento Obras de Pavimentación.

3.2.2.3. Sub-Base.

La capa de sub-base deberá cumplir las siguientes especificaciones:

3.2.2.3.1. Materiales.

El material a utilizar deberá estar homogéneamente revuelto, libre de grumos o terrones de arcilla, materiales vegetales o de cualquier otro material perjudicial.

Deberá contener un porcentaje de partículas chancadas para lograr el CBR especificado y el 60 % o más de las partículas retenidas en el tamiz N° 4 ASTM

(American Society for Testing and Materials), tendrán a lo menos 2 caras fracturadas.

Esta sub-base estará constituida por mezclas naturales o artificiales de agregados granulares y finos de tal manera que estén comprendidos entre la siguiente banda granulométrica.

Tabla 3.2.2.1. Banda Granulométrica de la Sub-Base

Tamiz ASTM	% que pasa en peso
2"	100
1"	55 - 100
3/4"	30 - 75
N° 4	20 - 65
N° 10	10 - 50
N° 40	5 - 30
N° 200	0 - 20

Fuente. Tabla 2.1., capítulo II.A. Especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto, Serviu Metropolitano.

El material del lugar se compone generalmente según clasificación U.S.C.S. por suelo tipo SM, GM, y mayormente ML, datos obtenidos del ensayo de suelos adjuntos en el anexo.

3.2.2.3.2. Límites de Atterberg.

La fracción del material que pasa la malla N° 40 deberá tener un límite líquido (L.L.) inferior a 35% y un índice de plasticidad (I.P.) inferior a 8, según especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto, capítulo II.A. Serviu Metropolitano, provenientes de la AASTHO 1993.

3.2.2.3.3. Desgaste “Los Ángeles”.

El agregado grueso deberá tener un desgaste inferior a un 40% de acuerdo al ensayo de desgaste "Los Ángeles", NCh 1369.

3.2.2.3.4. Capacidad de Soporte California (CBR).

El CBR debe ser igual o superior al 35%. El C.B.R. se medirá a 0.2" de penetración en muestra saturada y previamente compactada a una densidad igual o superior al 95% de la D.M.C.S. obtenida en el ensayo Proctor Modificado, NCh1534 II – D.

3.2.2.3.5. Compactación.

La sub-base deberá compactarse hasta obtener una densidad no inferior a un 95% de la D.M.C.S. obtenida en el ensayo Proctor Modificado, NCh 1534 II – D.

3.2.2.3.6. Controles.

Según especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto, capítulo II.A. Serviu Metropolitano.

a) Compactación.

En la capa de sub-base, se efectuará un ensayo de Densidad " in-situ " cada 500 m² como máximo. Alternativa: cada 75 ml de calzada de calle o pasaje.

Se controlará la compactación preferentemente a través del ensayo del cono de arena, sin perjuicio del uso del densímetro nuclear.

La I.T.O. verificará que el densímetro nuclear se encuentre debidamente calibrado usando como referencia el ensayo del cono de arena. Se aceptará como límite la certificación cada 12 meses.

b) Uniformidad de compactación.

En caso que la I.T.O. encuentre poco homogénea la uniformidad de compactación de la sub-base, solicitará al autocontrol de la Empresa Contratista un control de uniformidad de la compactación realizada a través del Martillo Clegg o densímetro nuclear. En el caso del Martillo Clegg, se generará una cuadrícula uniforme de puntos de sondeo con un mínimo de 50 puntos por cuadra (Cuadras de ± 110 m de longitud) uniformemente cuidando de que alguno de los sondeos se encuentre aproximadamente a 50 cms de un punto de control de densidad, que cumpla con el estándar de compactación especificado, al que se denominará valor de impacto Clegg de referencia (VICr).

En todas aquellas zonas que se registre un VIC inferior al de referencia, se deberá reponer localmente la compactación hasta que se verifique que $VIC \geq VICr$.

c) C.B.R.

Un ensayo por obra si el material proviene de una planta de áridos fija o uno por planta de procedencia.

Un ensayo cada 300 m^3 , si se prepara “in - situ”.

d) Graduación y Límites de Atterberg.

Un ensayo por obra si el material proviene de una planta de áridos fija o uno por planta de procedencia.

Un ensayo cada 150 m^3 , si se prepara “in - situ”.

e) Desgaste “Los Ángeles”.

Un ensayo por obra si el material proviene de una planta de áridos fija o uno por planta de procedencia.

Un ensayo cada 300 m^3 , si se prepara “in - situ”.

f) Tolerancia de espesor y terminación superficial.

Se aceptará una tolerancia de terminación máxima de + 0 y - 10 mm. En puntos aislados, se aceptará hasta un 5% menos del espesor de diseño.

g) Las acciones de control, serán realizadas por el laboratorio del Contratista.

Este laboratorio deberá encontrarse con inscripción vigente en los registros del Minvu.

Del 100% de los controles exigidos, el 70% los realizará el laboratorio seleccionado por el Contratista de entre la lista de laboratorios inscrito en el MINVU y el 30% restante será realizado por el laboratorio de contra muestra (del registro MINVU) designado por el Departamento Obras de Pavimentación.

h) Si la sub-base, es de igual calidad que la base, la recepción debe hacerse en forma independiente, es decir por separado base y sub-base.

3.2.2.4. Base Estabilizada.

La capa de base deberá cumplir las siguientes especificaciones.

3.2.2.4.1. Materiales.

El material a utilizar deberá estar constituido por un suelo del tipo grava arenosa, homogéneamente revuelto, libre de grumos o terrones de arcilla, de materiales vegetales o de cualquier otro material perjudicial.

Deberá contener un porcentaje de partículas chancadas para lograr el CBR especificado y el 60 % o más de las partículas retenidas en el tamiz N° 4 ASTM, tendrán a lo menos 2 caras fracturadas. Deberá estar comprendida dentro de la siguiente banda granulométrica:

Tabla 3.2.2.2. Banda Granulométrica de la Base Estabilizada

Tamiz ASTM	% Pasa en peso
2"	100
1 1/2"	70 - 100
1"	55 - 85
3/4"	45 - 75
3/8"	35 - 65
N° 4	25 - 55
N° 10	15 - 45
N° 40	5 - 25
N° 200	0 - 8

Fuente. Tabla 3.1, capítulo II.A. Especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto, Serviu Metropolitano.

La fracción que pasa por la malla N° 200 no deberá ser mayor a los 2/3 de la fracción del agregado que pasa por la malla N° 40.

La fracción que pasa la malla N° 4 deberá estar constituida por arenas naturales o trituradas, según especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto, capítulo II.A. Serviu Metropolitano, provenientes de la AASTHO 1993.

3.2.2.4.2. Límites de Atterberg.

La fracción del material que pasa la malla N° 40 deberá tener un límite líquido inferior a 25% y un índice de plasticidad inferior a 6 o No Plástico (NP).

3.2.2.4.3. Desgaste “Los Ángeles”.

El agregado grueso deberá tener un desgaste inferior a un 35% de acuerdo al ensayo de desgaste "Los Ángeles", NCh 1369.

3.2.2.4.4. Capacidad de Soporte California (CBR).

Base CBR \geq 80%

El CBR se medirá a 0.2" de penetración, en muestra saturada y previamente compactada a una densidad mayor o igual al 95% de la D.M.C.S. obtenida en el ensayo Proctor Modificado, NCh 1534 II – D, o al 80% de la densidad relativa, NCh1726, según corresponda.

El CBR deberá ser superior a 80% en las bases para pavimentos asfálticos compuestos de carpeta asfáltica y binder.

3.2.2.4.5. Compactación.

La base estabilizada deberá compactarse hasta obtener una densidad no inferior al 95% de la D.M.C.S. obtenida en el ensayo Proctor Modificado, NCh 1534 II – D, o al 80% de la densidad relativa, NCh 1726, según corresponda.

3.2.2.4.6. Controles.

a) Compactación.

En la capa de sub-base, se efectuará un ensayo de Densidad " in-situ " cada 350 m² como máximo. Alternativa: cada 50 ml de calle o pasaje.

Se controlará la compactación preferentemente a través del ensayo del cono de arena, sin perjuicio del uso del densímetro nuclear.

La I.T.O. verificará que el densímetro nuclear se encuentre debidamente calibrado usando como referencia el ensayo del cono de arena. Se aceptará como límite la certificación cada 12 meses.

b) Uniformidad de compactación.

En caso que la I.T.O. encuentre poco homogénea la uniformidad de compactación de la sub-base, solicitará al autocontrol de la Empresa Contratista un control de uniformidad de la compactación realizada a través del Martillo Clegg o densímetro nuclear. En el caso del Martillo Clegg, se generará una cuadrícula uniforme de puntos de sondeo con un mínimo de 50 puntos por cuadra (Cuadras de ± 110 m de longitud) uniformemente cuidando de que alguno de los sondeos se encuentre aproximadamente a 50 cms de un punto de control de densidad, que cumpla con el estándar de compactación especificado, al que se denominará valor de impacto Clegg de referencia (VICr).

En todas aquellas zonas que se registre un VIC inferior al de referencia, se deberá reponer localmente la compactación hasta que se verifique que $VIC \geq VICr$.

c) C.B.R.

Un ensayo por obra si el material proviene de una planta de áridos fija o uno por planta de procedencia.

Un ensayo cada 300 m^3 , si se prepara “in - situ”.

d) graduación y límites de Atterberg.

Un ensayo por obra si el material proviene de una planta de áridos fija o uno por planta de procedencia.

Un ensayo cada 150 m^3 , si se prepara “in - situ”.

e) Desgaste “Los Ángeles”.

Un ensayo por obra si el material proviene de una planta de áridos fija o uno por planta de procedencia, NCh 1369.

Un ensayo cada 300 m^3 , si se prepara “in - situ”.

f) Tolerancia de espesor y terminación superficial.

Se aceptará una tolerancia de terminación máxima de + 0 y - 8 mm. En puntos aislados, se aceptará hasta un 5% menos del espesor de diseño.

g) Las acciones de control, serán realizadas por el laboratorio del Contratista.

Este laboratorio deberá encontrarse con inscripción vigente en los registros del Minvu.

Del 100% de los controles exigidos, el 70% los realizará el laboratorio seleccionado por el Contratista de entre la lista de laboratorios inscrito en el MINVU y el 30% restante será realizado por el laboratorio de contra muestra (del registro MINVU) designado por el Departamento Obras de Pavimentación.

h) Si la sub-base, es de igual calidad que la base, la recepción debe hacerse en forma independiente, es decir por separado base y sub-base.

3.2.2.5. Riego de Liga.

3.2.2.5.1. Descripción y Alcances.

En esta Sección se definen los trabajos necesarios para aplicar un riego de emulsión asfáltica sobre una superficie pavimentada, con el objeto de producir adherencia entre esa superficie y la capa asfáltica que la cubrirá.

3.2.2.5.2. Asfalto.

En el riego de liga se deberá emplear emulsiones asfálticas, preferentemente de quiebre rápido (CRS; emulsión asfáltica catiónica de quiebre rápido y residuo blando), las cuales deberán cumplir con los requisitos estipulados en la NCh 2440, con un porcentaje de xilol no mayor a 25% en el Ensayo de la Mancha con heptano-xilol, medido según el método NCh 2343.

Será responsabilidad del Contratista verificar que los materiales a emplear se ajusten a las especificaciones. Para ello deberá presentar certificados de ensayo, como mínimo, una muestra de asfalto por cada remesa que llegue a la faena. El muestreo deberá ajustarse a lo dispuesto en el Método NCh 2332.

3.2.2.5.3. Procedimiento de Trabajo.

3.2.2.5.3.1. Instalaciones y Equipos.

El almacenamiento del asfalto así como el equipo de distribución y barrido, deberán ajustarse a los requisitos estipulados en la sección Imprimación.

3.2.2.5.3.2. Limitaciones Meteorológicas.

El riego de liga solamente deberá aplicarse cuando el pavimento esté seco. No deberá efectuarse riego de liga si el tiempo se presenta neblinoso o lluvioso. Las aplicaciones se efectuarán únicamente cuando la temperatura atmosférica sea de por lo menos 10°C y en ascenso, y la temperatura de la superficie del pavimento no sea inferior a 10°C.

3.2.2.5.3.3. Preparación de la Superficie a Regar.

Antes de aplicar el riego de liga deberá prepararse el pavimento existente eliminando los materiales sueltos, el polvo, la suciedad y todo otro material extraño.

También se efectuarán los bacheos, sellos de juntas y grietas, parches, etc., que indique el proyecto.

3.2.2.5.3.4. Aplicación del Asfalto.

La aplicación del material asfáltico se efectuará mediante distribuidores a presión que cumplan con lo dispuesto en la sección Imprimación.

Cuando se debe mantener el tránsito, el riego de liga deberá aplicarse sólo en una mitad del ancho de la calzada. En tales circunstancias el riego de la segunda mitad deberá iniciarse sólo cuando la primera se encuentre cubierta con la capa correspondiente y transitable.

Las emulsiones se aplican diluidas en agua en proporción 1:1 y a razón de 0.4 a 1.0 l/m² de superficie. La dosis mayor se aplicará sobre superficies fisuradas y oxidadas. La dosis definitiva a aplicar será determinada en terreno mediante sectores de prueba.

Las emulsiones diluidas se aplicarán a una temperatura comprendida entre 50°C y 85°C.

El asfalto deberá distribuirse uniformemente sobre toda la superficie a tratar, incluso sobre las paredes verticales que se generan en las uniones longitudinales entre pistas pavimentadas en asfalto, así como también en las juntas transversales de construcción. La dosis establecida en terreno se aplicará con una tolerancia de $\pm 15\%$. Se deberá verificar la tasa de aplicación resultante cada 3.000 m² de riego de liga o como mínimo, una vez al día.

Toda área que no resulte satisfactoriamente cubierta con la aplicación del riego, deberá tratarse en forma adicional mediante riego manual.

Las estructuras, vegetación y todas las instalaciones públicas o privadas ubicadas en el área de trabajo, deberán protegerse cubriéndolas adecuadamente para evitar ensuciarlas. Las protecciones deberán mantenerse hasta que la emulsión haya quebrado completamente y no se produzcan salpicaduras.

Las superficies regadas deben conservarse sin saltaduras o suciedad hasta el momento de colocar la capa siguiente.

Según especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto, capítulo II.A. Serviu Metropolitano.

3.2.2.6. Imprimación.

3.2.2.6.1. Descripción y Alcances.

En esta Sección se definen las operaciones requeridas para aplicar un riego de asfalto de baja viscosidad, con el objeto de impermeabilizar, evitar la capilaridad, cubrir y ligar las partículas sueltas y proveer adhesión entre la base y la capa inmediatamente superior.

3.2.2.6.2. Materiales.

3.2.2.6.2.1. Asfaltos.

Usará productos en base a emulsiones especialmente diseñadas y debidamente aprobadas por SERVIU para ser utilizadas como imprimante, con una dosis de entre 0.8 y 1.2 l/m². Alternativamente se podrá utilizar asfaltos cortados de curado medio (MC-30). La dosis a usar dependerá de la textura y humedad de la base fijándose ésta entre 0.5 y 1.2 l/m². El asfalto deberá cumplir con los requisitos estipulados en la Norma NCh 2440, con un equivalente de xilol no mayor a 20% en el Ensayo de la Mancha con heptano-xilol, determinado según el Método NCh2343.

3.2.2.6.2.2. Arenas.

Cuando se autorice el uso de arena para corregir sectores con exceso de asfalto, ésta será no plástica y estará libre de materias orgánicas. La granulometría deberá ajustarse a la banda granulométrica indicada en la Tabla 3.2.2.3.

Tabla 3.2.2.3. Banda Granulométrica de Arenas

TAMICES		% QUE PASA EN PESO
(NCh)	(ASTM)	
10 mm	(3/8")	100
5 mm	(N°4)	85 – 100
0.08 mm	(N°200)	0 – 5

Fuente. Tabla 5.2.2, capítulo II.A. Especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto
Serviu Metropolitano.

3.2.2.6.3. Procedimiento de Trabajo.

3.2.2.6.3.1. Instalaciones y Equipos.

El asfalto deberá almacenarse en estanques cerrados metálicos, de hormigón armado o de fibra de vidrio (en ningún caso del tipo diques) los que, en todo momento, deberán mantenerse limpios y en buenas condiciones de funcionamiento.

El manejo del asfalto deberá efectuarse de manera de evitar cualquier contaminación con materiales extraños.

El equipo de limpieza deberá incluir barredoras autopropulsadas.

3.2.2.6.3.2. Limitaciones Meteorológicas.

No se deberá efectuar imprimaciones si el tiempo se presenta neblinoso o lluvioso.

Las aplicaciones se efectuarán únicamente cuando la temperatura atmosférica sea de por lo menos 10°C y subiendo, y la temperatura de la superficie a tratar no sea inferior a 10°C.

3.2.2.6.3.3. Distribuidores de Asfalto.

Los distribuidores de asfalto consistirán en depósitos montados sobre camiones o unidades similares, aisladas y provistas de un sistema de calentamiento, que generalmente calienta el asfalto haciendo pasar gases a través de tuberías situadas en su interior. Deberán disponer de un grupo de motobombas adecuadas para manejar productos con viscosidad entre 20 y 120 Centistokes.

En zonas singulares como cunetas, pasajes, etc., se podrá utilizar equipos distribuidores manuales, cuidando de que la aplicación sea uniforme.

Antes de comenzar los trabajos de imprimación, el Contratista deberá revisar sus equipos, los que para asegurar un riego uniforme deberán cumplir al menos con los siguientes requisitos:

- El equipo distribuidor mantendrá continua y uniformemente la presión requerida a lo largo de toda la longitud de la barra regadora.
- Antes de comenzar el riego, la barra y las boquillas deberán ser calentadas a la temperatura requerida.
- La disposición de las boquillas será la adecuada; el ancho del abanico será igual en todas ellas y formará con la barra un ángulo apropiado, normalmente de 17° a 33°, en tanto que las extremas formarán un ángulo entre 67° y 90°.
- El ángulo de incidencia del riego con la superficie del camino será de $90^{\circ} \pm 5^{\circ}$.
- La altura de las boquillas deberá asegurar un adecuado traslape de los abanicos de distribución.
- El distribuidor se desplazará a una velocidad tal que mantenga un riego homogéneo. La velocidad del distribuidor y la bomba de asfalto se controlarán mediante dispositivos incorporados al equipo.
- La temperatura del asfalto en el estanque se controlará con termómetros que permitan medirla en forma rápida.

Según especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto, capítulo II.A. Serviu Metropolitano.

3.2.2.6.3.4. Preparación de la Superficie a Imprimir.

Antes de imprimir se deberá retirar de la superficie todo material suelto, polvo, suciedad o cualquier otro material extraño. Cuando la superficie presente partículas finas sueltas, como consecuencia de una excesiva sequedad superficial, se podrá rociar ligeramente con agua, antes de imprimir, en todo caso, no se deberá imprimir hasta que toda el agua de la superficie haya desaparecido.

3.2.2.6.3.5. Aplicación del Asfalto.

El asfalto deberá aplicarse mediante distribuidores a presión que cumplan con lo dispuesto en el Acápite 6.3.3. En los lugares de comienzo y término de los riegos asfálticos, se deberá colocar un papel o cartón de un ancho no inferior a 0.80 m una vez utilizado, éste deberá ser desechado de inmediato.

Cuando se deba mantener el tránsito, la imprimación deberá efectuarse primeramente en la mitad del ancho de la calzada. En tales circunstancias la imprimación de la segunda mitad deberá iniciarse sólo cuando la superficie de la primera mitad se encuentre cubierta con la capa superior y transitable, no permitiéndose el tránsito sobre superficies imprimadas.

Los asfaltos cortados no podrán ser calentados a una temperatura superior a la correspondiente al punto de inflamación. La temperatura de aplicación deberá ser aquella que permita trabajar con viscosidades comprendidas entre 20 y 120 centistokes.

Dependiendo de la textura de la superficie a imprimir, la cantidad de asfalto a colocar se determinará en terreno debiéndose establecer la cantidad definitiva considerando obtener una penetración mínima de 5 mm después de un tiempo de absorción y secado de 6 a 12 horas en ambientes calurosos; de 12 a 24 horas en ambientes frescos y de 24 a 48 horas en ambientes fríos, frescos o húmedos. Si la imprimación seca antes de 6 horas, salvo en épocas muy calurosas y secas, se deberá verificar la dosis y las características del imprimante y de la superficie que se esté imprimando. El material asfáltico deberá

distribuirse uniformemente por toda la superficie, aplicando la dosis establecida con una tolerancia de $\pm 15\%$. Se deberá verificar la tasa de aplicación resultante cada 3.000 m² de imprimación o como mínimo, una vez por día.

Si después de transcurrido el tiempo de absorción y secado establecido, aún quedaran áreas con asfalto sin penetrar, la I.T.O. podrá autorizar el recubrimiento con arena, la que cumplirá con lo especificado en 5.2.2. Por otra parte, toda área que no haya quedado satisfactoriamente cubierta con la aplicación del riego, deberá tratarse en forma adicional mediante riego manual. Si estas reparaciones no resultan satisfactorias a juicio de la I.T.O., se procederá a escarificar en 10 cm la superficie afectada, para volver a recompartar e imprimir.

Las estructuras, la vegetación y todas las instalaciones públicas o privadas ubicadas en el área de trabajo, deberán protegerse cubriéndolas adecuadamente para evitar ensuciarlas.

Las protecciones deberán mantenerse hasta que el asfalto haya curado completamente.

Las superficies imprimadas deberán conservarse sin deformaciones, saltaduras, baches o suciedad, hasta el momento de colocar la capa siguiente; Esta sólo podrá colocarse, una vez que se verifique que el imprimante haya curado totalmente.

3.2.2.7. Mezclas Asfálticas en Caliente.

3.2.2.7.1. Descripción y Alcances.

En esta Sección se definen los trabajos de construcción de concretos asfálticos mezclados en planta y en caliente, incluyendo la provisión de materiales, la fabricación, los transportes, la distribución y la compactación de la mezcla. Las mezclas de áridos cumplirán las bandas granulométricas que dispongan las presentes especificaciones.

3.2.2.7.2. Materiales.

3.2.2.7.2.1. Áridos.

Los áridos deberán clasificarse y acopiarse separados en al menos tres fracciones: gruesa, fina y polvo mineral (filler). Los materiales deberán acopiarse en canchas habilitadas especialmente para este efecto, de manera que no se produzca contaminación ni

segregación de los materiales. Las distintas fracciones deberán ajustarse a los siguientes requisitos.

3.2.2.7.2.1.1. Fracción gruesa.

Deberá estar constituida por partículas chancadas, limpias y tenaces que se ajusten a los requisitos que se indican en la Tabla 3.2.2.4 según el tipo de mezcla que se especifique en el proyecto.

Tabla 3.2.2.4. Requisitos para la Fracción Gruesa

ENSAYO	TIPO DE MEZCLA	ASFÁLTICA	MÉTODO
	Capa Superficie	Capa Binder (Intermedia)	
Desgaste “Los Ángeles” (Máx.)	35 %	40 %	NCh 1369
Partículas Chancada (Mín.)	70%	60%	LNV 3
(al menos 2 caras fracturadas)			
Partículas Lajeadas (Máx.)	10%	10%	LNV 3
Adherencia Método Estático (Mín.)	95%	95%	LNV 9

Fuente. Tabla 6.2.1.A, capítulo II.A. Especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto Serviu Metropolitano.

3.2.2.7.2.1.2. Fracción Fina.

La fracción que pasa por tamiz 5 mm (ASTM N° 4), deberá estar constituida por arenas naturales o provenientes de la trituración de rocas o gravas. Sus partículas deberán ser duras, tenaces y libres de arcilla o sustancias perjudiciales, debiendo cumplir con los requisitos indicados en la Tabla 3.2.2.5.

Para tránsito mayor de 106 EE el % de arenas naturales se limita a 15%. Para tránsitos menores de 106 EE el porcentaje se limita a un 25%. Estos porcentajes son referidos al total del agregado.

Tabla 3.2.2.5. Requisitos para la Fracción Fina

ENSAYO	TIPO DE MEZCLA Capa Superficie	ASFÁLTICA Capa Binder (Intermedia)	MÉTODO
Índice de Plasticidad	NP	NP	NCh 1517 II
Adherencia Riedel - Weber	Mín. 0 - 5	Mín. 0 – 5	LNV 10

Fuente. Tabla 6.2.1.B, capítulo II.A. Especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto Serviu Metropolitano.

3.2.2.7.2.1.3. Polvo Mineral (filler).

El filler deberá estar constituido por polvo mineral fino tal como cemento hidráulico, o de preferencia polvo de roca, libre de materia orgánica y partículas de arcilla, debiendo ser NP (no plástico). Se deberá utilizar según se requiera en la confección de las mezclas, debiendo ajustarse a la granulometría que se señala en la Tabla 3.2.2.6.

Tabla 3.2.2.6. Granulometría del Filler

TAMICES		% QUE PASA EN PESO
(NCh)	(ASTM)	
0.630 mm	(N°30)	100
0.315 mm	(N°50)	95 - 100
0.080 mm	(N°200)	70 - 100

Fuente. Tabla 6.2.1.C, capítulo II.A. Especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto
Serviu Metropolitano.

3.2.2.7.2.1.4. Mezcla de Áridos.

Los áridos combinados deberán cumplir con los requisitos indicados en la Tabla 3.2.2.7.
Las distintas fracciones de áridos deberán combinarse en proporciones tales que la mezcla resultante cumpla con las bandas granulométricas especificadas en la Tabla 3.2.2.8; para el tipo de mezcla a emplear de acuerdo con lo indicado en el proyecto.

Tabla 3.2.2.7. Requisitos para Áridos Combinados

ENSAYO	TIPO DE MEZCLA Superficie	ASFÁLTICA Binder (intermedia)	MÉTODO
Sales Solubles (Máx.)	2%	3%	NCh 1444
Equivalente de Arena (Mín.)	50 %	45%	NCh 1329
Desintegración por Sulfato de Sodio (Máx.)	15 %	15%	LNV 74

Fuente. Tabla 6.2.1.D, capítulo II.A. Especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto.
Serviu Metropolitano.

Tabla 3.2.2.8. Banda Granulométrica de Áridos: Granulometría Gruesa

DENOMINACIÓN		IV – 20 (espesor capa 50 a 100 mm)	IV – 12 (espesor capa 40 a 50 mm)
TAMICES (NCh)	(ASTM)	% QUE PASA EN PESO	% QUE PASA EN PESO
40 mm	(1 ½")		
25 mm	(1")	100	
20 mm	(¾")	75 – 100	100
12.5 mm	(½")	---	
10 mm	(¾")	45 – 70	75 – 100
5 mm	(N°4)	30 – 50	35 – 55
2.5 mm	(N°8)	20 – 35	20 – 35
0.63 mm	(N°30)	5 – 20	10 – 22
0.315 mm	(N°50)	3 – 12	6 – 16
0.16 mm	(N°100)	2 – 8	4 – 12
0.08 mm	(N°200)	0 – 4	2 – 8

Fuente. Tabla 6.2.1.E, capítulo II.A. Especificaciones técnicas de pavimentos en asfalto
Serviu Metropolitano.

Observaciones:

- (1) Las bandas granulométricas III-20 o III-12a se podrán usar optativamente para binder o capa intermedia
- (2) La banda granulométrica III 12a es sólo para vías con tránsito < 1x106 EE

3.3. Proyecto Red de Distribución de Agua Potable.

3.3.1. Memoria de Cálculo.

3.3.1.1. Generalidades.

La presente memoria de cálculo corresponde al Proyecto de Agua Potable de una nueva urbanización en el Sector Sur de Chillán Viejo. Región del Bio Bio, propiedad de “Sociedad Inmobiliaria e Inversiones El Molino S.A.” cuyo representante legal es Carolina Elizabeth Villegas Silva.

Este proyecto consiste en el diseño de la red de agua potable del loteo, dando factibilidad de servicio según la NCh 691 of.98.

En las bases de cálculo se indican los parámetros utilizados en el análisis realizado en esta memoria al verificar las presiones en la futura red de agua potable para el loteo mencionado.

3.3.1.2. Base de Cálculo.

Las bases de cálculo se rigen según la NCh 691 of.98. Se contemplan para la distribución de agua potable de 74 lotes a abastecer, de los cuales 70 lotes abarcan una superficie de 5.000 m² y 4 lotes con una superficie de 10.000 m² aproximadamente, y una caseta para cuidador, todo esto distribuidos en un predio de 80 Ha.

Se considerará una densidad poblacional de 60 habitantes por lote, teniendo en cuenta que serán trabajadores para bodegajes cuya jornada laboral será en turnos de 8 horas diarias por lo que las fluctuaciones de demanda máxima horaria serán 3 veces al día, con un consumo de 150 L/Hab./día según el Reglamento de Instalaciones Domiciliarias de Agua Potable y Alcantarillado (Ridaa. 2015). Para la caseta de guardías se dispondrá de una dotación de 100 L/Hab./día tomando en cuenta que estarán 2 cuidadores por turno.

• Cantidad de Lotes	74	Lotes
• Densidad Poblacional	60	Hab./Lote
• Dotación Lotes	150	L/Hab./día
• Dotación Caseta Guardia (*)	100	L/Hab./día
• Fórmula Empleada	Hazen Willians	
• Factor Diario Máximo Consumo (F.D.M.C)	1.5	
• Factor Horario Máximo Consumo (F.H.M.C)	1.5	
• Coeficiente de fricción	150 (PVC)	

(*) La guardia consta de 2 personas por turno

3.3.1.3. Materialidad de la Red.

Las matrices se constituirán mediante cañerías de Policloruro de sodio clase 10 (PVC-C10), con uniones anger, y una presión de trabajo de 100 m.c.a., ampliamente utilizadas en los proyectos de distribución de Agua Potable, según la SISS (ORD. N°1449/98.)

3.3.1.4. Caudales.

En base a lo indicado anteriormente, los caudales que se requieren para satisfacer la demanda son los siguientes:

$$Q_{md} = N^{\circ} \text{ de Lotes} * \text{Densidad Poblacional} * \text{Dotación} + \text{Consumo Caseta Guardias}$$

$$Q_{maxd} = Q_{md} * F.D.M.C$$

$$Q_{maxh} = Q_{md} * F.H.M.C$$

Tabla 3.3.1.1. Consumos y Caudales.

Longitud Proyectada	2840	m
Cantidad de lotes	74	lotes
Consumo por lotes	9000	L/día
Consumo Caseta Guardia	200	L/día
Consumo Total	686.2	m ³ /día
Caudal medio diario (Qmd)	7.7	L/seg.
Caudal máximo diario (Qmaxd)	11.6	L/seg.
Caudal máximo horario (Qmaxh)	11.6	L/seg.
Caudal de incendio (*)	32	L/seg.

(*) El caudal de incendio está considerado según lo estipulado en la NCh 691 of.98 pto.6.2.2.2 y en este caso se considera en funcionamiento 2 grifos en simultaneo en la condición más desfavorable, ya que se trata de una zona industrial.

3.3.1.5. Presiones.

Las redes deben diseñarse para la condición de máximo caudal entre el consumo máximo horario y el consumo máximo diario más la demanda de incendio, donde el punto 7.2 de la NCh 691 of.98 estipula que las Presiones de Servicio deberán ser como mínimo las siguientes:

- Para el consumo máximo horario, a nivel de terreno sobre la tubería, excluyendo el arranque, deberá ser no menor de 15 m.c.a.
- Para el consumo máximo diario más la demanda de incendio, en la red a nivel de terreno, deberá ser no menor de 5 m.c.a.

Las presiones de servicio calculadas en los nodos de la red se muestran en el anexo 6.2.

3.3.1.6. Velocidades.

Las velocidades del agua en las tuberías no deben exceder de 2,5 m/s en las tuberías exteriores y de distribución principal y 2,0 m/s en las tuberías de red interior, según NCh 691. Of.98. Las velocidades calculadas dentro de la red se muestran en el anexo 6.2.

3.3.1.7. Diámetros de la Red.

Los diámetros de la red se han definido teniendo presente los criterios que establece la normativa vigente en relación a las presiones mínimas en matrices públicas de agua potable. De esta forma se define un diámetro nominal mínimo de 144.6 mm (PVC- 160mm)

3.3.1.8. Volumen Estanque.

El volumen del estanque se diseña siguiendo los criterios señalados en la NCh 2794 of.2003, en especial el punto 4.4.3, que dice, En los establecimientos con consumo industrial o establecimiento educacional, se debe consultar estanque cuando se requiera, según las condiciones establecidas por el prestador en el certificado de factibilidad de dación de servicios o cuando el tipo de industria o establecimiento educacional lo exija. Su volumen debe ser determinado por el proyectista de acuerdo con las características de la industria o del establecimiento educacional.

Volumen mínimo:

$$V_{\min} = Q_{\max h} * t = 11.6 \text{ (l/s)} * 2 \text{ (hr)} = 83 \text{ m}^3$$

Volumen de regulación:

$$V_{\text{reg}} = 0.15 * V_{\min} = 0.15 * 83 \text{ (m}^3) = 12 \text{ m}^3$$

Volumen de incendio: no debe ser menor a 60 m³

$$V_{\text{inc}} = Q_{\text{inc}} * t_{\text{siniestro}} = 32 \text{ (l/s)} * 1 \text{ (hr)} = 115 \text{ m}^3.$$

Volumen de reserva:

$$V_{\text{res}} = Q_{\max d} * t = 11.6 \text{ (l/s)} * 2 \text{ (hr)} = 83 \text{ m}^3$$

Volumen estanque:

$$V_{\text{total}} = \text{máx} (V_{\text{reg}} + V_{\text{inc}} ; V_{\text{inc}} + V_{\text{res}}) = 198 \text{ m}^3 \approx 200 \text{ m}^3$$

Por disposición comercial se recomienda 4 estanques interconectados de 50 m³, materialidad bioplástico, enterrados o semienterrados.

3.3.1.9. Grifos.

Para la instalación de los grifos se consideran los criterios establecidos en la normativa vigente y que dicen relación con el distanciamiento máximo que deben cumplir los grifos respecto a las edificaciones. Las áreas definidas en los Planos Reguladores como zonas industriales deben ser consideradas, para el caso de incendios, como se establece en la NCh 691 of.98. Punto 7.3.3. y se adoptará una distancia, entre grifos y los puntos de incendio, de 150 m correspondiente a conjuntos con edificaciones aisladas, es decir que la distancia entre grifos será de 300 m como máximo. El proyecto consta con un total de 10 grifos con capacidad de operar con dos grifos en simultaneo.

3.3.1.10. Válvulas.

Las válvulas utilizadas en la red serán del tipo “de corte” y se dispondrán de tal manera de formar cuarteles para así asegurar serviciabilidad en el caso de realizar trabajos de mantenimiento y/o reparación, utilizando el mismo diámetro de la tubería de conexión.

3.3.1.11. Trazados.

En general las matrices se extenderán por veredas o pasajes, conforme a los distanciamientos que se indican en los cortes transversales del Proyecto que se encuentran en los planos de ingeniería “Red de Agua Potable”.

Su profundidad será como mínimo 1,10 m. medida sobre la clave de la tubería.

Por razones de seguridad, las canalizaciones paralelas de otros servicios deben instalarse a un mínimo de 0,30 m con respecto al diámetro exterior de las tuberías de agua potable y en ningún caso sobre éstas, según NCh 691 of.98 punto 7.

3.3.1.12. Cámaras.

Todas las válvulas se deben colocar dentro de cámaras, según se indica en los planos de ingeniería correspondiente a distribución de agua potable.

3.3.1.13. Cálculo de las Bombas y Motores.

La potencia de la bomba podrá calcularse por la fórmula siguiente:

$$HP = \frac{Q(lps)*H(m)}{76*n(\%)/100} = \frac{40(lps)*16(m)}{76*80(\%)/100} = 10.52HP$$

Dónde:

HP = Potencia de la bomba en caballos de fuerza

Q = Capacidad de la bomba

H = Carga total de la bomba

n = Eficiencia de la bomba, para los efectos de cálculo teórico se estima en 60%

Referencia “Desarrollo de Sistemas de Riego en el Secano Interior y Costero”, autor Claudio Crisóstomo Fonseca, Ingeniero Civil Agrícola M.Sc, Universidad de Concepción.

Los motores eléctricos que accionan las bombas deberán tener, una potencia nominal según las fórmulas siguientes:

$$HP (\text{motor}) = 1.3*HP (\text{bomba}) \text{ para motores trifásicos} = 1.3*10.52 = 13.68 \text{ HP}$$

En todos los casos se dispondrá de dos bombas alternando su funcionamiento, para posibles mantenciones y/o desperfectos en el funcionamiento de una de las bombas quedando siempre una disponible para su funcionamiento.

3.3.1.14. Estanque Hidroneumático.

La decisión de utilizar un sistema hidroneumático, es en consideración de mantener una presión de trabajo constante en la red asegurando la serviciabilidad del sistema y protegiendo los equipos de bombeo, así como también reducir costos de operación al mantener un sistema eficiente.

Un tanque hidroneumático tiene la capacidad para almacenar un determinado volumen de agua entre dos valores de presión, mínima (P_{min}) y máxima (P_{max}), el cuál dependiendo de la bomba seleccionada por el proyectista se asocia un caudal (Q_a) y un caudal (Q_b) respectivamente.

El sistema hidroneumático funciona gracias a la compresibilidad del aire y un volumen de regulación (V_r), esto permite obtener un ciclo entre partidas sucesivas de la bomba cuando el consumo es menor que Q_b . De hecho, la magnitud del V_r determina el ciclo entre partidas sucesivas. Dicho ciclo está en función de la potencia del motor de la bomba. En consecuencia, para calcular un tanque hidroneumático se debe comenzar por calcular su V_r . Para asegurar una buena elección del sistema hidroneumático se deben definir los parámetros de control, P_{min} , P_{max} , Q_a y Q_b , según características de la bomba recomendada o que cumplan con las presiones y caudales mínimos de operación de la modelación ($Q=16.5$ L/s y $P= 26.5$ mca)

Bomba recomendada: Marca REGGIO, modelo SN 65-160 C o similar

P_{min} ; La presión mínima de operación debe asegurar en todo momento la presión requerida en la toma más desfavorable, por lo tanto se escoge la altura manométrica mínima de servicio para el caudal máximo diario correspondiente a 15 mca.

P_{min} = 15 mca

Q_a = 2400 L/min = 40 L/s (Según características de bomba recomendada)

P_{max} : La presión máxima de operación, es la presión de detención de la bomba y obedece a un diferencial de presión (ΔP) respecto de la presión mínima de operación, en este caso el diferencial de presión utilizado es de 15 mca y es decisión del proyectista la selección de dicho diferencial, en este caso se justifica su elección por ser la presión mínima de servicio, además de tener en consideración que una elección de un diferencial de presión mayor

conllevar a elevar los costos de operación al utilizar bombas de mayor potencia para alcanzar la presión máxima de corte.

$$P_{\max} = P_{\min} + \Delta P$$

$$P_{\max} = 15 \text{ mca} + 15 \text{ mca} = 30 \text{ mca}$$

$$Q_b = 1200 \text{ L/min} = 20 \text{ L/s} \quad (\text{Según características de bomba recomendada})$$

Vr: Una vez determinadas las presiones y caudales de operación, se calcula el volumen de regulación, que es la cantidad de agua que debe acumularse dentro del estanque hidroneumático y los ciclos de partidas de la bomba.

$$V_r = \frac{Q_m * T}{\text{ciclos}}$$

, en que

Qm : promedio entre Qa y Qb

T : Tiempo entre partidas, 3 min según características de la bomba según catalogo

ciclos : debido a las características de la bomba se recomienda entre 4 a 6 ciclos según catalogo

, luego

$$V_r = \frac{\frac{(2400 + 1200) \text{ L/min}}{2} * 3 \text{ min}}{6}$$

$$V_p = 900 \text{ Litros}$$

Finalmente se calcula el volumen del estanque, que tendrá una relación directa con el volumen de regulación (Vr) resultante y la presión mínima de trabajo (Pmín), y una relación inversa al rango elegido.

, por lo tanto.

$$V_{estanque} = \frac{Vr * (P_{max}+1)}{P_{max}-P_{min}}$$

$$V_{estanque} = \frac{900 * (30+1)}{30-15} \text{ Litros}$$

$$V_{estanque} = 1860 \text{ Litros}$$

3.3.2. Especificaciones Técnicas.

3.3.2.1. Antecedentes Generales.

El presente proyecto tiene por finalidad dotar de agua potable al loteo con finalidad de Parque Industrial.

El abastecimiento se hará mediante un equipo de bombeo cuyas características deben ajustarse a lo establecido en la memoria de cálculo, desde un estanque de almacenamiento cuya ubicación y dimensiones se proveen en los planos y memorias de cálculo correspondientes, dicho estanque será abastecido por un pozo profundo cuya datos técnicos se encuentran en el informe de pruebas de bombeo proporcionadas por el titular.

Los planos del proyecto son de carácter INFORMATIVO. Será responsabilidad del CONTRATISTA, tramitar las aprobaciones de dichos planos con la entidad competente, para el caso de la red futura.

Al efectuar los trámites para la obtención de los certificados de recepción final, el CONTRATISTA deberá emitir planos de construcción o DEFINITIVOS (conforme obras), en los que se indicará toda modificación realizada al proyecto.

La ejecución de las instalaciones se hará considerando la reglamentación y normativa vigente, las disposiciones que en particular tenga la Dirección de Obras Hidráulicas (DOH) y las presentes Especificaciones y Planos. La ejecución de la obra deberá cumplir estrictamente con lo establecido en las presentes especificaciones técnicas;

deberá cumplir con las normas del I.N.N. a que haya lugar y con la “Ordenanza General de Construcciones y Urbanización”.

El contratista deberá tener presente las siguientes normas del instituto de normalización, relacionada con la seguridad contra accidentes.

NCh 359 Of.55 Prescripciones de seguridad en excavaciones.

NCh 436 Of.55 Prescripciones generales acerca de la prevención de accidentes en el trabajo.

Sólo se aceptarán materiales que exhiban procedencia, pudiendo la I.T.O. exigir certificados de calidad otorgados por entidades aprobados por I.N.N.

Al iniciar las obras el contratista deberá preocuparse de hacer un replanteo general para verificar las cotas indicadas en el proyecto y se hubiera diferencias deberá informar de inmediato.

Cualquier modificación que se introduzca a los proyectos originales informativos, deberá registrarse en los planos de construcción, que el contratista deberá entregar al término de las faenas.

3.3.2.2. Agua Potable.

3.3.2.2.1. Extensión de la Red.

Los trámites y permisos necesarios para el inicio de la ejecución de la obra serán de cargo del contratista, no pudiendo iniciar ésta antes de la aprobación del proyecto por parte de la Dirección de Obras Hidráulicas o a quien corresponda en este caso.

3.3.2.2.2. Movimiento de Tierras.

Consta de todas las excavaciones necesarias para la colocación de las tuberías y piezas especiales, el relleno de dichas excavaciones y el retiro y transporte de los excedentes que de ellas resulten.

3.3.2.2.2.1. Excavación en Zanja.

Las excavaciones deberán hacerse de forma tal que permitan la correcta colocación de la cañería.

Las dimensiones de las excavaciones tendrán un ancho de 0,60 m. más el diámetro exterior del tubo, paredes verticales y una profundidad tal que la clave de la tubería quede a una altura no inferior a 1,10 m del nivel de terreno natural. Se considera en esta excavación las tuberías distribución del agua potable.

Para el caso de existir napa subterránea, a poca profundidad, se deberá adoptar los drenajes o agotamientos necesarios para construir en seco.

3.3.2.2.2. Relleno de Excavaciones en Zanja.

Una vez probadas las tuberías y recibidas por la ITO correspondiente, se procederá al relleno de las excavaciones.

El relleno debe ejecutarse inmediatamente después de colocada la tubería, a objeto de protegerla de cualquier daño.

Para la ejecución de los rellenos se deberá tener en cuenta las siguientes exigencias.

(a) Sello de Excavaciones: Se verificará el sello de las excavaciones en forma visual y se exigirá un análisis de suelo con un laboratorio de mecánica de suelos que pueda certificar una densidad de compactación que no sea inferior a 90% Proctor Modificado.

(b) Arena Limpia: La tubería irá apoyada sobre material seleccionado, consistente en un relleno de arena limpia compactada del ancho de la excavación y una altura de 0.10 m. La tubería deberá penetrar en el relleno un sexto de su diámetro exterior. La arena limpia tendrá no más de 10% de finos (que pasa por malla A.S.T.M. N°200), compactada con placa vibrante de no menos de 100 Kg. de peso estático. Se exigirá una densidad relativa no menos de 75%. Luego, este mismo material será colocado por capas de 0.10 m. y fuertemente apisonadas con pisón manual, se colocará lateralmente a los tubos y hasta el nivel de la clave. Finalmente, sobre la clave del tubo se dispondrá una primera capa de este material de 0.30 m. compactada con pisón manual hasta obtener una densidad máxima no inferior a 90% Proctor Modificado salvo indicaciones en contrario. El material seleccionado podrá tener un contenido máximo de 1 % de sales solubles, 0.03% de cloruros y 0.003% de sulfatos

(c) Relleno Superior Medio: Material Seleccionado, tamaño máximo % libre de desperdicios y materia orgánica. Se efectuará por capa de 0.30 m. compactada con pisón mecánico de manera que se obtenga una densidad máxima no inferior al 90% Proctor Modificado. El material seleccionado podrá tener un contenido máximo de 1 % de sales solubles, 0.03% de cloruros y 0.003% de sulfatos

(d) Relleno Superior Final: Material proveniente de la excavación, la última capa de 0.50 m. de relleno, medido desde la superficie, tendrá un grado de compactación de una densidad relativa no menos del 75% o correspondiente a un 95% de densidad máxima Proctor Modificado, según las características del material de relleno o exigencias propias para esta capa establecida por el SERVIU regional, este Proctor se exigirá solamente en calzadas. En veredas y otros terrenos, se exigirá lo indicado en (c).

La inspección podrá aceptar variaciones en los valores Proctor antes indicados en no un más de un 2%.

El contratista deberá entregar los rellenos bien consolidados reconstituyéndose el estado de compactación de las tierras, en especial en las calzadas donde deberá llevar a lo menos la misma calidad y espesor del material existente. Estas quedarán al nivel que tenía el terreno antes de abrir la zanja, salvo modificación en contrario autorizada por el ITO.

3.3.2.2.3. Retiro y Transporte de Excedentes.

El excedente será transportado a botaderos naturales aceptados por la ITO.

3.3.2.3. Colocación y Prueba de Tuberías.

La colocación de las Tuberías y de las piezas especiales se hará de acuerdo con las exigencias e instrucciones de la Empresa de Servicios Sanitarios y de los respectivos fabricantes, ampliamente utilizados en estos tipos de proyectos. Se hace especial hincapié en que esta faena no puede iniciarse si no está debidamente aprobado el sello de las excavaciones, tanto en cotas como en su compactación.

Los tubos deben quedar apoyados en toda su longitud y no deben existir rocas en contacto con sus paredes.

Una vez colocadas las tuberías, se harán pruebas de presión y de impermeabilidad de todo el conjunto, conforme a la normativa.

Las cañerías a transportar, instalar y probar son de Polietileno de Alta Densidad con extremos unidos con termofusión.

Los extremos a unir deberán protegerse de condiciones de humedad, temperatura y viento (inferiores a 0°C).

La confección de la unión deberá ejecutarse siguiendo estrictamente las instrucciones del fabricante, en lo que se refiere a equipos, limpieza, metodología, etc.

3.3.2.4. Grifos de Incendio.

Su instalación sigue los procedimientos descritos por la norma de grifos de incendio (NCh 1646 of. 98)

3.3.2.5. Condiciones de Instalación Enterrada de Estanques en Polietileno.

3.3.2.5.1. Condición Normal de Instalación.

Reglas de Instalación;

- Las dimensiones de las excavaciones deberán tener un mínimo de 30 cm superior a las dimensiones de la planta
- El estanque se debe colocar sobre una losa de hormigón para nivelación y soporte del estanque, en el fondo de la excavación, cubierta de una capa de 10 cm de arena para facilitar el asentamiento del estanque.
- Llenar el estanque con agua hasta el nivel superior, rellenando todos los compartimientos de manera simultánea para equilibrar las presiones diferenciales sobre las divisiones cuando existan.
- Llenar los costados con arena, compactar en forma hidráulica, por capas de 30 cm hasta cubrir la generatriz del estanque por sobre 10 cm, operaciones a hacer de forma simultánea al relleno con agua.

- Conectar las tuberías de entrada / salida / rebase del estanque según lo proyectado.
- Terminar el relleno de la excavación con una capa de tierra, para uniformar la superficie de la excavación con la del terreno natural. La parte superior del estanque tiene accesos de inspección, que deben quedar a nivel del terreno natural. El espesor de relleno sobre el estanque, por construcción, no debe ser superior a 30 cm (altura de la escotilla).
- Se debe proporcionar materiales de relleno de calidad, como arena de granulometría de 2/6 mm a un contenido de humedad óptimo para tener una compactación uniforme y estable. El relleno final superior puede ser el mismo material de excavación o tierra vegetal.
-

3.3.2.5.2. Condición de Instalación en Presencia de Napa.

La instalación en suelo húmedo, necesita de un radier de hormigón en el fondo de la excavación cuyo peso será por lo menos igual al peso del volumen del estanque, que estará en la napa en su momento más desfavorable. Con cintas flexibles especiales (imputrescibles), se fija el estanque a la losa inferior para que resista la presión de poros hacia arriba.

Reglas de Instalación;

- Las dimensiones de las excavaciones deberán tener un mínimo de 30 cm superior a las dimensiones del estanque.
- El estanque se debe colocar sobre una losa de hormigón para nivelación, soporte y contrapeso del estanque en el fondo y de las mismas medidas de la excavación, cubierta de una capa de 10 cm de arena para facilitar su asentamiento. Su espesor será tal que el peso de la losa deberá ser igual o superior al peso en agua del volumen del estanque que estará en la napa en su momento más desfavorable, para contrarrestar el empuje de Arquímedes.
- Montar los elevadores de registro sobre las escotillas hasta alcanzar el nivel de terreno.

- Llenar el estanque con agua hasta el nivel superior, rellenando todos los compartimientos de manera simultánea para equilibrar las presiones diferenciales sobre las divisiones si existen.
- Conectar las tuberías de entrada / salida / rebase del estanque según lo proyectado.
- Llenar los costados de las excavaciones con una mezcla pobre (100 kg de cemento por cada m³ de arena), compactar en forma hidráulica por capas de 30 cm, hasta cubrir la generatriz del estanque por sobre 10 cm, operaciones a hacer de forma simultánea al relleno con agua.
- Se debe instalar un aislante físico entre el elevador y la losa de hormigón, para evitar toda fuerza directa sobre el estanque.
- Instalar la losa de hormigón de repartición de carga previamente detallada.

3.4. Proyecto Fosa Séptica Particular.

3.4.1. Memoria de Cálculo.

3.4.1.1. Generalidades.

Se propone una solución a la evacuación de aguas servidas mediante el diseño de fosas sépticas de manera general abarcando distintas cantidades de usuarios ya sea para 5 -10 ó 20 habitantes.

El diseño contempla solo el volumen de la fosa y los correspondientes drenes de filtración, quedando exenta la red domiciliaria.

3.4.1.2. Criterios de Diseño.

El presente proyecto se formuló de acuerdo a los criterios formulados por:

- Dto. N° 236, Reglamento de Alcantarillados Particulares.
- Norma NCh 691 of. 1998, Agua Potable, conducción, regulación y distribución.

3.4.1.3. Volumen Fosa Séptica.

Para dimensionar la Fosa Séptica, se emplearán la siguiente expresión:

$$V = N * (D * T * C_r + 100 * L_f)$$

$$L_f = 0.0018 * D$$

, donde:

V : Volumen de la Fosa (L)

N : Número de habitantes

D : Dotación (L/hab/día)

Cr : Coeficiente de recuperación

T : período de retención de las aguas servidas en la fosa

Lf : Contribución de lodos

Verificando para el Caudal Máximo Diario más 20% de lodos para un tiempo de retención de 24 horas (1 día):

El volumen de la fosa séptica para distintos números de habitantes se muestran en la tabla 3.4.1.1., considerando una dotación $D=150$ L/hab/día, tasa de retención $T= 1$ día y coeficiente de recuperación $Cr=1$.

Tabla 3.4.1.1. Volumen Útil Fosa Séptica Según Número de Habitantes.

Número de Habitantes	Volumen útil Litros
5	1,062
20	4,248
60	12,744

3.4.1.4.Dren Absorbente.

El dimensionamiento del dren absorbente está directamente relacionado con la capacidad de absorción del suelo (K), es necesario realizar un ensayo de absorción in situ o hacer una estimación dependiendo del tipo de suelo predominante según la prospección realizada en las calicatas. En este caso se utilizaron datos de acuerdo a un ensayo de absorción del sector con fecha 20 de Octubre de 2016, el cual entrega un $K = 45$ L/m²/día.

Luego con las siguientes formulas podemos obtener la cantidad y dimensiones de drenes a utilizar.

$$SA = \frac{(D * N)}{K}$$

, donde:

SA : Superficie de Absorción a utilizar

D : Dotación (L/hab/día)

N : Número de habitantes

Luego la superficie del dren debe igual o mayor a la superficie de absorción, suponiendo el ancho (a) y largo (L), siguiendo la siguiente ecuación.

$$\frac{SA}{n*a*L} \leq 1$$

, donde:

n : número de drenes a utilizar

a : ancho del dren

b : largo del dren

SA : Superficie absorbente a satisfacer

Tabla.3.4.1.2. Dimensiones y Numero de Drenes Según Número de Habitantes

Dimensiones Drenes	Número de habitantes	Número de drenes	Largo, m
Ancho : 1 metro Alto : 1 metro	5	1	17
	20	4	17
	60	10	20

3.4.2. Especificaciones Técnicas.

3.4.2.1. Generalidades.

Se consultaron fosas sépticas prefabricadas y los métodos de instalación corresponden a cada fabricante, aunque que se puede seguir las siguientes especificaciones técnicas a modo general.

3.4.2.2. Condiciones Normales de Instalación.

Las dimensiones de las excavaciones deberán ser 20 cm. más grande que las dimensiones de la fosa. La fosa se debe colocar sobre una superficie de arena o gravilla fina de espesor mínimo de 20 cm e instalar la fosa bien nivelada en el fondo de la excavación. Llenar la fosa séptica completamente con agua antes de agregar la arena a los costados y encima. Llenar la excavación con capas sucesivas de 30 cm. de altura, adecuadamente compactadas. El espesor de tierra del suelo natural sobre la fosa, por construcción, no debe ser superior a 30 cm. En caso contrario, ver las instrucciones de instalación en profundidad. El registro de inspección trae un filtro que está constituido por un canasto de polietileno, en el cual se

deben instalar piedras porosas volcánicas (mejor material) o ripio 20/40 o pedazos de ladrillos hasta 1/3 de altura. Para facilitar la mantención, estas piedras pueden colocarse en una bolsa de plástico tipo malla de cebollas. Terminar con una capa de tierra para uniformizar la superficie de la excavación con la del terreno natural. La parte superior de las fosas tienen un acceso de inspección que debe quedar a nivel del terreno natural. Si por alguna razón de pendientes del terreno, la fosa queda más abajo, instalar un elevador de registro (altura 30 cm.) sobre el acceso (accesorios opcionales).

3.4.2.3. Condiciones en Profundidad.

En caso de que el nivel de terraplén sobre la fosa fuese superior a 30 cm. se debe hacer una losa con hormigón y malla ACMA para que la repartición de las cargas sea uniforme. La losa se debe construir distanciada a lo menos de 10 cm. de la parte superior de la fosa ya que no se debe tener contacto directo con ésta. Las dimensiones de la losa deben considerar a lo menos unos 50 cm. más por cada lado de la excavación para que la losa se apoye sobre el terreno natural. El espesor de la losa y la enfierradura debe ser calculada por un proyectista según la carga del terreno. Debe ser por lo menos de 8 cm.

3.4.2.4. Materiales de Relleno.

Se debe proporcionar un encamado y apostillado estable y uniforme para el producto, bien compactado, en arena de granulometría de 3 a 6 mm a un contenido de humedad óptimo, en capas de máximo 30 cm. El relleno final puede ser el mismo material que el terraplén propuesto.

3.4.2.5. Instalación por Paso de Vehículos.

Está prohibido el paso de vehículos o la acumulación de cargas encima o cerca de la fosa, excepto si la losa se construyó con la garantía de una resistencia adecuada al peso que recibirá. El espesor de la losa y la enfierradura debe ser calculado por un proyectista en función de las cargas previsibles a que vaya a ser sometida. La losa debe apoyarse en el

suelo natural por lo menos 50 cm. por cada lado de excavación y debe ser reforzada. Los elevadores de registro necesarios para conservar el acceso a la losa serán independientes de la losa al intercalar un material aislante del polietileno. El acceso a la fosa estará cerrado con una tapa de alcantarillado de fierro fundido con marco de resistencia adecuada al paso de vehículos.

3.4.2.6. Instalación Sobre Suelo.

Las fosas no están hechas para posarlas sobre pisos. En caso de necesidad se puede hacer la instalación con un cierre alrededor de la fosa con muros de ladrillos, hormigón o relleno masivo compactado. La fosa debe siempre colocarse sobre una superficie de arena compactada o un radier. El espacio entre la fosa y los muros debe también rellenarse con arena compactada hasta la tapa.

3.4.2.7. Instalación Sobre Napa, Zona Inundable.

La instalación en suelo húmedo necesita de un radier de hormigón en el fondo de la excavación cuyo peso será por lo menos igual al peso del volumen de la fosa que estará en la napa en su momento más desfavorable. Con cintas flexibles especiales (imputrescibles) se fija la fosa a la losa inferior para que resista a la presión hacia arriba del agua.

No se deberá colocar la fosa sobre los cimientos sino que se deberá prever una capa de arena o gravilla compactada de al menos 20 cm. con una granulometría de 3 a 6 mm.

La mantención (limpieza) de este tipo de instalación se debe hacer en el momento más favorable, significa con la napa más baja o después de un largo tiempo de sequía. La limpieza debe servir únicamente a sacar lodos y la capa superior y en ningún caso la fosa se debe ser completamente vaciada. Inmediatamente después de la limpieza, llenar hasta el nivel normal con agua limpia.

3.4.2.8. Conexión.

3.4.2.8.1. Reglas de Instalación de la Tubería.

La tubería para el tránsito de aguas servidas, grasas, etc. debe instalarse de acuerdo a recomendaciones del fabricante y según la reglamentación vigente. Para un sistema más

económico, eficiente y seguro, recomendamos respetar una pendiente de 3% máximo y colocar la fosa y los accesorios (desgrasador/cámaras) lo más cerca de las salidas de la edificación (recomendado 1mt para accesorios, 3 m para fosa séptica). En este caso todo el sistema se encuentra a una menor profundidad y permite una mayor eficiencia del sistema de drenaje.

3.4.2.8.2. Conexión con Cámaras y Fosas.

Las cámaras y fosas vienen de fábrica con entradas y salidas de diámetro 110 mm, con gomas incorporadas. Introducir con precaución y suavidad la tubería manualmente en las gomas o en una copla. Humedecer la goma para una conexión más fácil. Para las cámaras puede perforarse para la otra conexión con una sierra copa. Para mantener hermetismo, utilizar goma de sellado. Para la fosa, la tubería de entrada debe colocarse en el orificio de entrada, marcado con la letra E bajo el orificio, y la salida con la letra S bajo el orificio.

3.4.2.8.3. Conexión con Drenes.

La cámara de distribución de aguas puede equiparse con gomas Ø110 mm o solamente con perforación Ø110 mm según tipo de drenes: flexibles o tubería PVC. En caso de gomas, mojarlas para una conexión más fácil.

De preferencia usar geotextil para el recubrimiento de la grava, lo que permite el paso del agua y del aire, favoreciendo un buen desarrollo de la flora bacteriana aeróbica necesaria al tratamiento de las aguas pre-tratadas.

3.4.2.8.4. Ventilación.

La ventilación permite la evacuación de los gases originados por la degradación de las materias orgánicas en la fosa séptica. Para este efecto, utilizar de preferencia el conducto de evacuación de los efluentes con una T y alargarlo, para que tenga una salida sobre el nivel del techo. Una ventilación puede realizarse en otros lugares, de acuerdo al proyecto (descarga de W.C, cámara de registro, Terminal de drenes, etc.). Se debe considerar la

normativa vigente y el proyecto, pero en todo caso se recomienda evitar muchos codos y tubería muy larga para facilitar la extracción de los gases.

3.4.2.9. **Mantenición.**

La mantención de los dispositivos de tratamiento es un elemento preponderante para el buen funcionamiento de las instalaciones. Un mal manejo de la limpieza puede provocar serios problemas a nivel de los elementos del sistema de tratamiento. Para mantener un buen funcionamiento se recomienda hacer los mantenimientos que se indican en la Tabla 3.4.2.1

Tabla 3.4.2.1. Mantención Fosa Séptica

Equipo	Objetivo de la Mantención	Tipo de Mantención	Periodo
Fosa séptica	Evitar todo tipo de retención de lodos o sobresalientes	Vaciamiento por registro	1 vez cada 2 años
Desgrasador	Evitar todo de tipo de obstrucción, salida de grasa	Limpieza, Vaciamiento, Curado	Cada 2 meses

4. Capítulo 4. Discusión y Conclusiones.

4.1. Proyecto de Evacuación de Aguas Lluvias.

- La red de evacuación de aguas lluvias fue diseñada para tormentas de 2 años período de retorno sugerida en la guía de diseño y especificaciones de elementos urbanos de infraestructura de aguas lluvias en contraste con el manual de carreteras que sugiere una tormenta mayor de 10 años periodo de retorno, la elección de una tormenta menor se debe a la serviciabilidad de las vías, además de tratarse de un parque industrial en donde las velocidades de operación obedecen al orden de entre 30-40 Km/hr, aceptando un nivel mayor de escurrimiento de aguas lluvias en las vías.
- Las aguas lluvias presentes escurren superficialmente por patios, en lugares pavimentados, techumbres y en sectores con tierra arrastrando todo tipo de material particulado o cualquier tipo de sedimentos no deseados al sistema de evacuación de aguas lluvias. Por esta razón las cámaras de inspección de los sumideros contarán con un decantador, su finalidad es retener los sólidos y así evitar que los sistemas colapsen o disminuyan su capacidad. Por esto es importante realizar una mantención periódica del sistema, dejando los decantadores libre de hojas y residuos para un funcionamiento óptimo.
- Se debe tener presente que una buena mantención garantiza un buen funcionamiento del sistema de evacuación de aguas lluvia.
- Con respecto a la caracterización de tormentas de diseño, cabe destacar que no se toma en consideración el evidente cambio del tipo de tormentas actuales en donde una tormenta actual es capaz de dejar una precipitación de meses en un par de horas, dejando en evidencia el colapso de los sistemas de evacuación de aguas lluvia, sin duda un tema para analizar.

4.2. Proyecto de Pavimentación.

- La determinación del paquete estructural al no contar con una demanda vehicular clara, se hizo a partir de una estimación de los parámetros más influyentes que afectan a un pavimento flexible como lo es el valor de soporte y factor regional el cual abarca las condiciones climáticas más desfavorables en la región actuando como un factor de seguridad, y a partir de un ensayo de suelos por medio de calicatas se pudo estimar utilizando ábacos propuestos por la AASTHO el número estructural requerido para satisfacer las solicitaciones al pavimento.
- La utilización de una capa intermedia bituminosa llamada Binder ubicada entre la base asfáltica y la carpeta de rodado , ayuda a dar firmeza y evitar el deslizamiento de la capa superior asfáltica, además de generar un ahorro de material asfáltico al utilizar áridos de mayor tamaño, manteniendo la integridad estructural del pavimento
- Aunque las capas sub-base y base soportan las cargas solicitantes con espesores menores a 150 mm, es necesario utilizar los espesores mínimos propuestos por la AASTHO, para tener una correcta disipación de las fuerzas actuantes sobre la subrasante y no provocar grandes deformaciones y evitar la aparición de desniveles locales en la vía.
- La utilización de una capa de mejoramiento en las zonas de menor capacidad de soporte asegura la serviciabilidad de las vías y evita daños prematuros en la carpeta de rodado.
- El espesor de la carpeta de rodado incluyendo el binder ($e = 90$ mm), es adecuada teniendo en consideración que el mayor tránsito será de vehículos pesados, tratándose de un parque industrial.

4.3. Proyecto Red de Distribución de Agua Potable.

- El diseño de la red de distribución de agua potable obedece a lo estipulado en la NCh 691 of. 98, cumpliendo a cabalidad lo impuesto en ella.
- Se establece una velocidad de flujo en la red no mayor a 2.5 m/s, el cual asegura un buen funcionamiento del sistema, evitando turbulencias mayores que provoquen daño en las intersecciones o juntas de tuberías.
- La red se ha dispuesto por medio de cuarteles de manera realizar mantenciones por zonas de tal manera de mantener el servicio en los sectores no involucrados.
- Se verificaron las presiones de servicio cumpliendo con las presiones mínimas para las demandas de $Q_{maxh} \geq 15$ m.c.a., $Q_{maxd} + Q_{inc} \geq 5$ m.c.a y una presión estática menor a 70 m.c.a.
- Se propone 4 estanques de bioplástico semi-enterrado conectados entre sí con capacidades de 50 m³, evitando la utilización de estanques en altura debido a sus dimensiones, reduciendo costos de mantenimiento y la instalación de una torre.
- La utilización de un sistema hidroneumático asegura la serviciabilidad del sistema evitando las partidas sucesivas y desgaste de los motores de impulsión, reduciendo costos por reparación y gasto energético.
- El vaciamiento de la red se realizará por medio de los grifos de incendio, eliminando posibles sedimentaciones de partículas sólidas en la red.

4.4. Proyecto Fosa Séptica Particular.

- El diseño de fosas sépticas particulares obedece solamente al volumen de almacenamiento de las aguas servidas y dimensiones de los drenes, no abarcando el diseño de la cámara desgrasadora, debido a la incertidumbre de los aparatos sanitarios que utilizaran en cada lote.
- Se adoptó la utilización de fosas sépticas particulares como solución a la evacuación de aguas servidas, ya que al ser un sector rural y amplia superficie de lotes, es lo que mejor se adecua a las condiciones existentes.
- Al optar por fosas sépticas particulares, se deja a cargo de cada propietario la ejecución de las obras, evitando invertir en un diseño de alcantarillado y planta de tratamiento.
- El correcto funcionamiento del sistema depende en gran parte de las buenas prácticas constructivas y un constante mantenimiento.

5. Capítulo 5. Referencias.

5.1. Capítulo 3.1. Proyecto de Evacuación de Aguas Lluvias.

- Trincado, R., Herrera, E., Prieto, J., Longás, M., González, R., Cabrera, M. (2005). Guía de diseño y especificaciones de elementos urbanos de infraestructura de aguas lluvias. Ministerio de Vivienda y Urbanismo.
- Trincado, R., Herrera, E., Prieto, J., Fuenzalida, T., Mallorga, R., (2000). Especificaciones técnicas generales para obras de colectores de aguas lluvias. En Manual de pavimentación y aguas lluvias. Santiago, Serviu Metropolitano. II E-1 – II E-15.

5.2. Capítulo 3.2. Proyecto de Pavimentación.

- MOP, DGOP, Dirección de Vialidad (2015). Diseño de pavimentos nuevos. En Manual de carreteras, Volumen N°3, instrucciones y criterios de diseño. Chile. 3.604.1 – 3.604.2.
- Trincado, R., Herrera, E., Prieto, J., Fuenzalida, T., Mallorga, R., (2000). Especificaciones técnicas generales para obras de pavimentación de asfalto en caliente. En Manual de pavimentación y aguas lluvias. Santiago, Serviu Metropolitano. II A 1 – 33

5.3. Capítulo 3.3. Proyecto Red de Distribución de Agua Potable.

- Crisóstomo, C. (1998). Desarrollo de sistemas de riego en el secano interior y costero. Comisión nacional de riego, Universidad de Concepción. Chile.
- División de Normas del Instituto Nacional de Normalización (1998). Norma Chilena Oficial 691, Agua potable – Conducción, regulación y distribución. Ministerio de Obras Públicas. Chile.
- División de Normas del Instituto Nacional de Normalización (1998). Norma Chilena Oficial 1646, Grifos de incendio, Tipo de columna 100 mm diámetro nominal. Ministerio de Obras Públicas. Chile.

- División de Normas del Instituto Nacional de Normalización (1998). Norma Chilena Oficial 2794, Instalaciones domiciliarias de agua potable, estanques de almacenamiento y sistemas de elevación. Ministerio de Obras Públicas. Chile.

5.4. Capítulo 3.4. Proyecto Fosa Séptica Particular.

- Ministerio de higiene (2004). Decreto 236. Biblioteca del Congreso Nacional de Chile
- InfraPlast (2015). Manual de Instalación Fosas Sépticas. Las Condes, Santiago, Chile.

6. Capítulo 6. Anexos.

6.1. Anexo. Proyecto de Evacuación Aguas Lluvias.

Tabla 6.1.1. Precipitaciones Máximas Anuales en 24 Horas (mm)

GOBIERNO DE CHILE MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION GENERAL DE AGUAS		PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES EN 24 HORAS (mm) PERIODO: 01/01/1985-01/01/2016	
Estación:	CHILLAN VIEJO		
Código BNA:	08 117002-9	Altitud (msnm): 115	UTM Norte (mts): 5942044
Cuenca:	RIO ITATA	Latitud S: 36°37'55''	UTM Este (mts):756927
SubCuenca:	Rio Ñuble Bajo (bajo junta E Pangué y Río Itata)	Longitud W:72°07'36''	Área de Drenaje (Km2):0.00
AÑO	FECHA	MAXIMA EN 24 HS. PRECIPITACION (mm)	
1985	24/05	50.00	
1986	25/11	108.50	
1987	02/06	77.50	
1988	28/07	75.50	
1989	26/07	61.30	
1990	28/03	67.00	
1991	26/05	75.50	
1992	03/05	170.50	
1993	02/06	76.80	
1994	01/04	72.50	
1995	22/07	70.00	
1996	11/06	65.00	
1997	22/04	147.00	
1998	10/09	44.00	
1999	02/05	86.00	
2000	29/06	52.00	
2001	16/07	87.00	
2002	26/02	136.00	
2003	21/05	58.00	
2004	11/04	82.00	
2005	26/06	116.00	
2006	11/07	102.00	
2007	16/07	52.00	
2008	19/05	97.00	
2009	17/06	112.00	
2010	17/06	47.00	
2011	18/06	58.00	
2012	08/11	60.30	
2013	27/06	63.80	
2014	30/04	64.00	
2015	11/07	63.00	

Fuente.Dirección General de Aguas. Extraído de

[http://snia.dga.cl/BNAConsultas/reportes\(2016\)](http://snia.dga.cl/BNAConsultas/reportes(2016))

Tabla 6.1.2. Dimensiones de las Tuberías PETROPIPE.

Diámetro interno mm	SN 2				SN 4			
	Diámetro externo mm	Area de pared cm ² /cm	Momento de inercia cm ⁴ /cm	Peso kg/m	Diámetro externo mm	Area de pared cm ² /cm	Momento de inercia cm ⁴ /cm	Peso kg/m
300	-	-	-	-	337	0,75	0,30	7,5
400	-	-	-	-	457	0,75	0,54	10,2
500	562	0,73	0,53	12,1	563	0,82	0,72	14,8
600	672	0,96	0,94	18,5	681	1,14	1,90	21,5
700	770	1,08	1,02	24,7	779	1,31	2,22	28,1
800	891	1,19	2,50	31,5	906	1,43	4,16	40,1
900	996	1,34	3,05	37,4	984	1,42	3,60	43,7
1000	1108	1,48	4,33	48,4	1136	1,82	7,14	61,0
1200	1320	1,79	5,74	67,8	1342	2,24	11,77	86,3
1400	1523	1,96	8,76	84,8	1565	2,78	18,26	120,0
1500	1650	2,43	14,39	112,0	1656	2,77	22,92	129,2
1600	1758	2,53	16,65	127,0	1748	2,65	19,72	133,0
1800	1985	2,92	24,85	172,5	1980	3,35	31,80	184,5
2000	2024	2,91	22,58	186,0	2210	3,92	50,84	249,3
2200	2390	3,20	40,32	228,0	2430	3,73	68,33	255,1
2400	2600	3,53	48,84	274,0	2660	4,28	74,49	335,5

Fuente. Catalogo PETROPIPE, Tubería Estructurada HDPE. (2016)

6.2. Anexo. Proyecto Red de Distribución de Agua Potable.

6.2.1. Verificación Caudal Máximo Diario. (Qmaxd).

Se debe verificar respetando las siguientes condiciones;

- **Presión en nodo mayor a 15 m.c.a., pero menor a 70 m.c.a.**
- **Velocidad menor a 2.5 m/s**
- **Diámetro nominal de tuberías 100 mm.**

Tabla. 6.2.1. Estados de Nodos en la Red. Caudal Máximo Diario

Node ID	Demand LPS	Pressure m
Junc n1	0	20.89
Junc n2	0	20.83
Junc n3	0.31	20.81
Junc n4	0.31	20.79
Junc n5	0.31	20.77
Junc n6	0.31	20.76
Junc n7	0.16	20.74
Junc n8	0	20.74
Junc n9	0	20.73
Junc n10	0.16	20.73
Junc n11	0.31	20.73
Junc n12	0.31	20.73
Junc n13	0.31	20.72
Junc n14	0.31	20.72
Junc n15	0.31	20.72
Junc n16	0.31	20.72
Junc n17	0.16	20.72
Junc n18	0.31	20.72
Junc n19	0.31	20.72
Junc n20	0.31	20.72
Junc n21	0.31	20.72
Junc n22	0.16	20.73
Junc n23	0.16	20.73
Junc n24	0.16	20.73
Junc n25	0.16	20.73

Node ID	Demand LPS	Pressure m
Junc n26	0.16	20.73
Junc n27	0.16	20.74
Junc n28	0.16	20.74
Junc n29	0.31	20.74
Junc n30	0.31	20.74
Junc n31	0.31	20.75
Junc n32	0.31	20.76
Junc n33	0.31	20.77
Junc n34	0.31	20.78
Junc n35	0.31	20.79
Junc n36	0.31	20.8
Junc n37	0.31	20.81
Junc n38	0.16	20.74
Junc n39	0	20.74
Junc n40	0	20.74
Junc n41	0.16	20.73
Junc n42	0.31	20.73
Junc n43	0.31	20.72
Junc n44	0.16	20.72
Junc n45	0.31	20.72
Junc n46	0.31	20.72
Junc n47	0.31	20.72
Junc n48	0.31	20.71
Junc n49	0.16	20.71
Junc n50	0.31	20.71

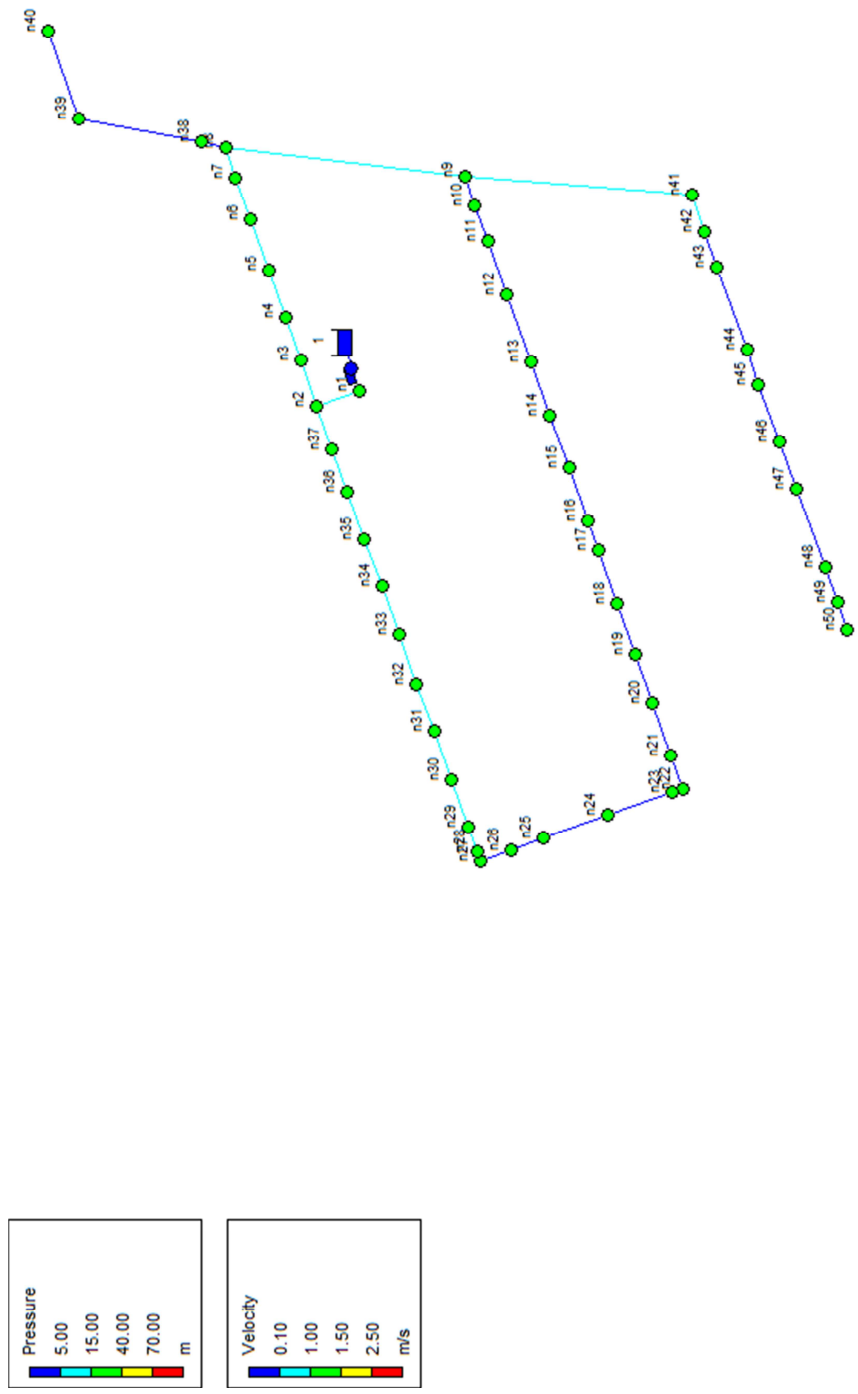


Figura 6.2.1. Diagrama de Colores. Presión en Nodos. Caudal Máximo Diario. Epanet 2.0.

Tabla 6.2.2. Estados de Tuberías en la Red. Caudal Máximo Diario

Link ID	Flow LPS	Velocity m/s
Pipe p1	11.55	0.5
Pipe p2	6.19	0.27
Pipe p3	5.88	0.26
Pipe p4	5.57	0.24
Pipe p5	5.25	0.23
Pipe p6	4.94	0.21
Pipe p7	4.79	0.21
Pipe p8	4.63	0.2
Pipe p9	1.97	0.09
Pipe p10	1.82	0.08
Pipe p11	1.51	0.07
Pipe p12	1.19	0.05
Pipe p13	0.88	0.04
Pipe p14	0.57	0.02
Pipe p15	0.26	0.01
Pipe p16	-0.05	0
Pipe p17	-0.21	0.01
Pipe p18	-0.52	0.02
Pipe p19	-0.83	0.04
Pipe p20	-1.15	0.05
Pipe p21	-1.46	0.06
Pipe p22	-1.61	0.07
Pipe p23	-1.77	0.08
Pipe p24	-1.93	0.08
Pipe p25	-2.08	0.09

Link ID	Flow LPS	Velocity m/s
Pipe p26	-2.24	0.1
Pipe p27	-2.39	0.1
Pipe p28	-2.55	0.11
Pipe p29	-2.86	0.12
Pipe p30	-3.17	0.14
Pipe p31	-3.49	0.15
Pipe p32	-3.8	0.16
Pipe p33	-4.11	0.18
Pipe p34	-4.42	0.19
Pipe p35	-4.73	0.21
Pipe p36	-5.05	0.22
Pipe p37	-5.36	0.23
Pipe p38	0.16	0.01
Pipe p39	0	0
Pipe p40	0	0
Pipe p41	2.65	0.12
Pipe p42	2.5	0.11
Pipe p43	2.18	0.09
Pipe p44	1.87	0.08
Pipe p45	1.72	0.07
Pipe p46	1.4	0.06
Pipe p47	1.09	0.05
Pipe p48	0.78	0.03
Pipe p49	0.47	0.02
Pipe p50	0.31	0.01

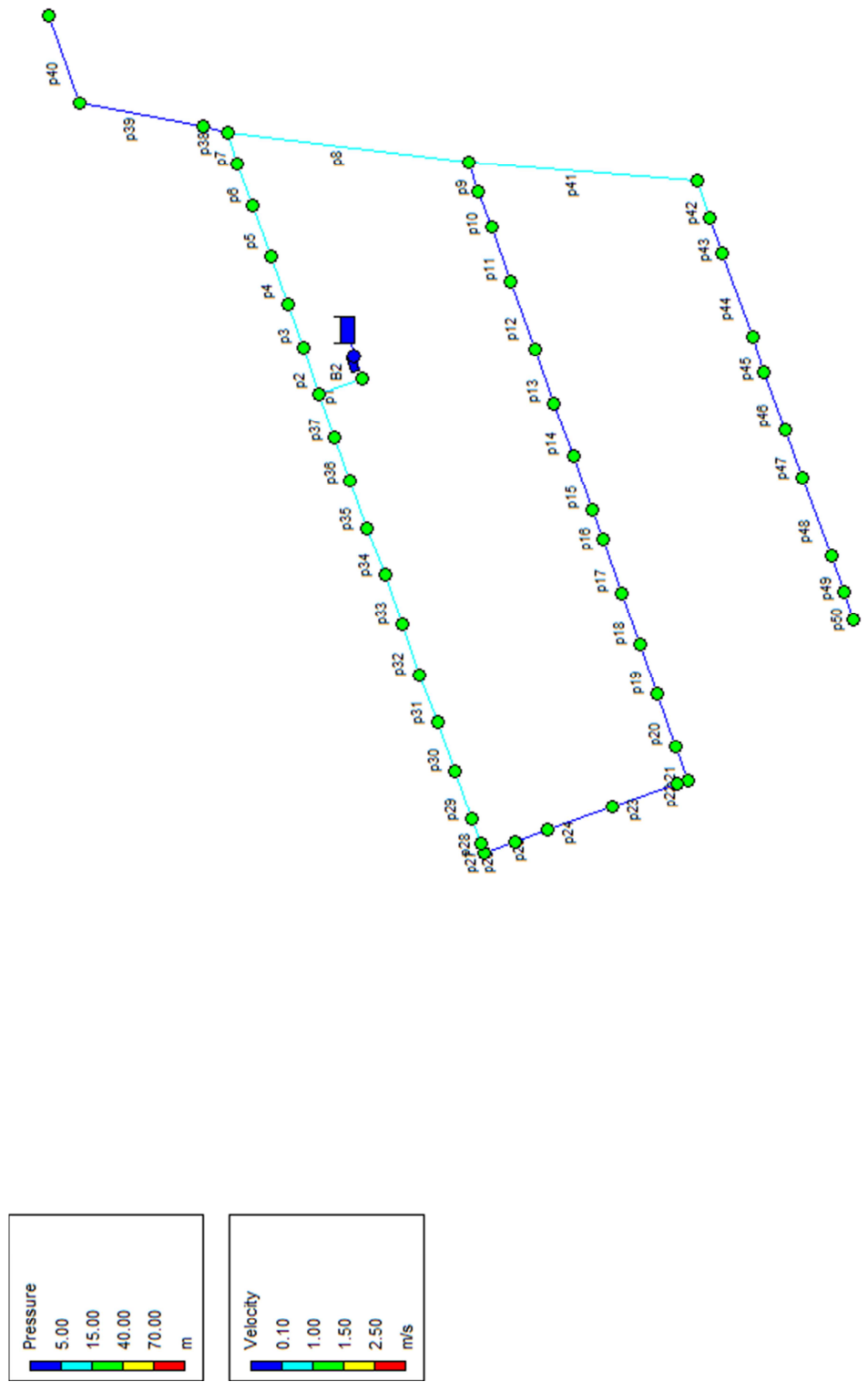


Figura 6.2.2. Diagrama de Colores. Velocidad en Tuberías. Caudal Máx. Diario. Epanet 2.0

6.2.2. Verificación Caudal Máx. Horario más Caudal de Incendio. ($Q_{\max d} + Q_{\text{inc}}$).

Se debe verificar respetando las siguientes condiciones;

- Presión en nodo mayor a 5 m.c.a., pero menor a 70 m.c.a.
- Velocidad menor a 2.5 m/s
- Diámetro nominal de tuberías 100 mm.

Tabla 6.2.3. Estados de Nodos en la Red. Caudal Máximo Horario más Caudal de Incendio

Node ID	Demand LPS	Pressure m
Junc n1	0	15.01
Junc n2	0	14.31
Junc n3	0.31	13.97
Junc n4	0.31	13.66
Junc n5	0.31	13.33
Junc n6	0.31	12.98
Junc n7	0.16	12.69
Junc n8	0	12.48
Junc n9	0	12.46
Junc n10	0.16	12.48
Junc n11	0.31	12.5
Junc n12	0.31	12.55
Junc n13	0.31	12.6
Junc n14	0.31	12.65
Junc n15	0.31	12.7
Junc n16	0.31	12.76
Junc n17	0.16	12.79
Junc n18	0.31	12.85
Junc n19	0.31	12.91
Junc n20	0.31	12.97
Junc n21	0.31	13.04
Junc n22	0.16	13.09
Junc n23	0.16	13.1
Junc n24	0.16	13.2
Junc n25	0.16	13.29

Node ID	Demand LPS	Pressure m
Junc n26	0.16	13.34
Junc n27	0.16	13.39
Junc n28	0.16	13.41
Junc n29	0.31	13.45
Junc n30	0.31	13.53
Junc n31	0.31	13.62
Junc n32	0.31	13.7
Junc n33	0.31	13.8
Junc n34	0.31	13.9
Junc n35	0.31	14
Junc n36	0.31	14.11
Junc n37	0.31	14.21
Junc n38	0.16	12.42
Junc n39	0	12.39
Junc n40	16	12.17
Junc n41	0.16	12.38
Junc n42	0.31	12.26
Junc n43	0.31	12.15
Junc n44	0.16	11.88
Junc n45	0.31	11.77
Junc n46	0.31	11.6
Junc n47	0.31	11.46
Junc n48	0.31	11.24
Junc n49	0.16	11.14
Junc n50	16.31	11.07

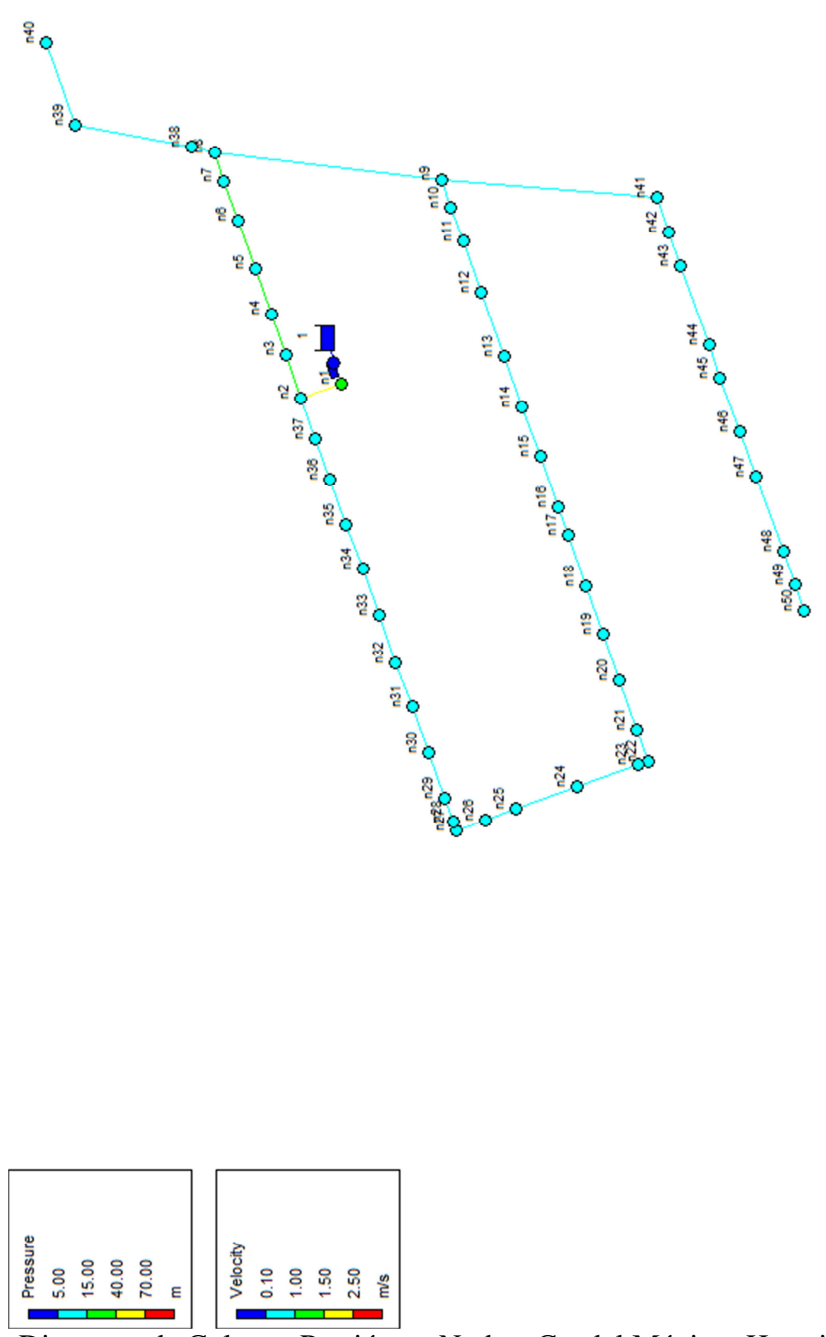


Figura 6.2.3. Diagrama de Colores. Presión en Nodos. Caudal Máximo Horario más Caudal de Incendio. Epanet 2.0

Tabla 6.2.4. Estados de Tuberías en la Red. Caudal Máximo Horario más Caudal de Incendio

Link ID	Flow LPS	Velocity m/s
Pipe p1	43.55	1.89
Pipe p2	28.2	1.22
Pipe p3	27.89	1.21
Pipe p4	27.57	1.2
Pipe p5	27.26	1.18
Pipe p6	26.95	1.17
Pipe p7	26.79	1.16
Pipe p8	10.64	0.46
Pipe p9	-8.02	0.35
Pipe p10	-8.17	0.36
Pipe p11	-8.48	0.37
Pipe p12	-8.8	0.38
Pipe p13	-9.11	0.4
Pipe p14	-9.42	0.41
Pipe p15	-9.73	0.42
Pipe p16	-10.04	0.44
Pipe p17	-10.2	0.44
Pipe p18	-10.51	0.46
Pipe p19	-10.82	0.47
Pipe p20	-11.14	0.48
Pipe p21	-11.45	0.5
Pipe p22	-11.6	0.5
Pipe p23	-11.76	0.51
Pipe p24	-11.92	0.52
Pipe p25	-12.07	0.52

Link ID	Flow LPS	Velocity m/s
Pipe p26	-12.23	0.53
Pipe p27	-12.38	0.54
Pipe p28	-12.54	0.54
Pipe p29	-12.85	0.56
Pipe p30	-13.16	0.57
Pipe p31	-13.48	0.59
Pipe p32	-13.79	0.6
Pipe p33	-14.1	0.61
Pipe p34	-14.41	0.63
Pipe p35	-14.72	0.64
Pipe p36	-15.04	0.65
Pipe p37	-15.35	0.67
Pipe p38	16.16	0.7
Pipe p39	16	0.7
Pipe p40	16	0.7
Pipe p41	18.65	0.81
Pipe p42	18.5	0.8
Pipe p43	18.18	0.79
Pipe p44	17.87	0.78
Pipe p45	17.72	0.77
Pipe p46	17.4	0.76
Pipe p47	17.09	0.74
Pipe p48	16.78	0.73
Pipe p49	16.47	0.72
Pipe p50	16.31	0.71

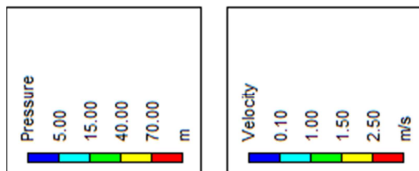
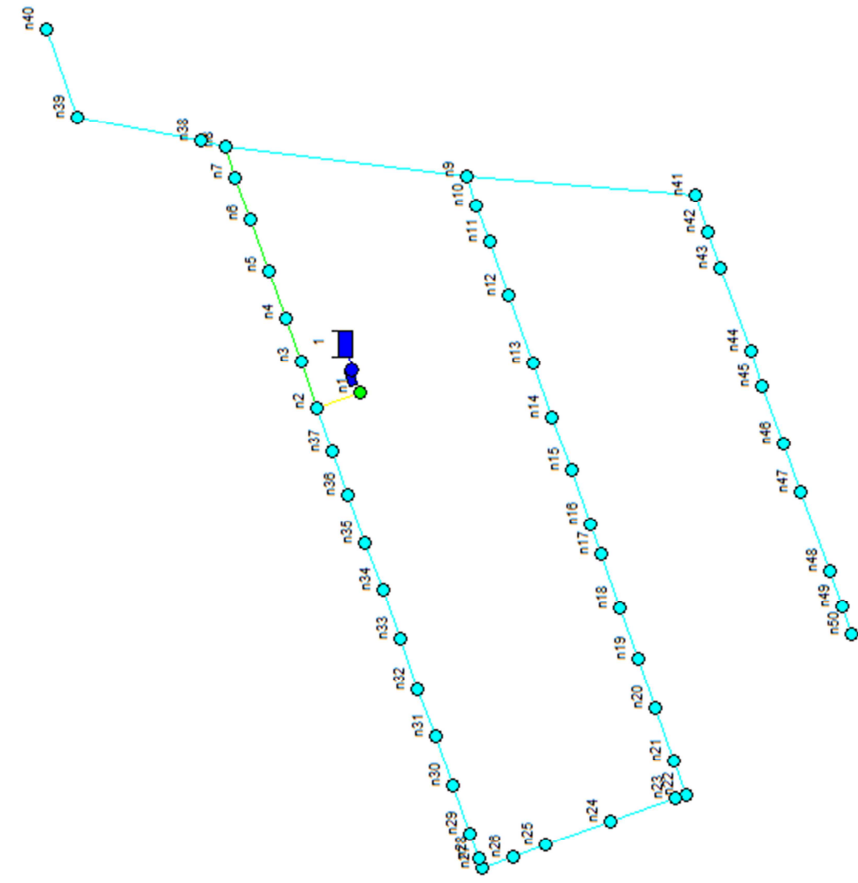


Figura 6.2.4. . Diagrama de Colores. Velocidad en Tuberías. Caudal Máx. Horario más caudal de incendio. Epanet 2.0

6.2.3. Estanque de Almacenamiento de Agua Potable

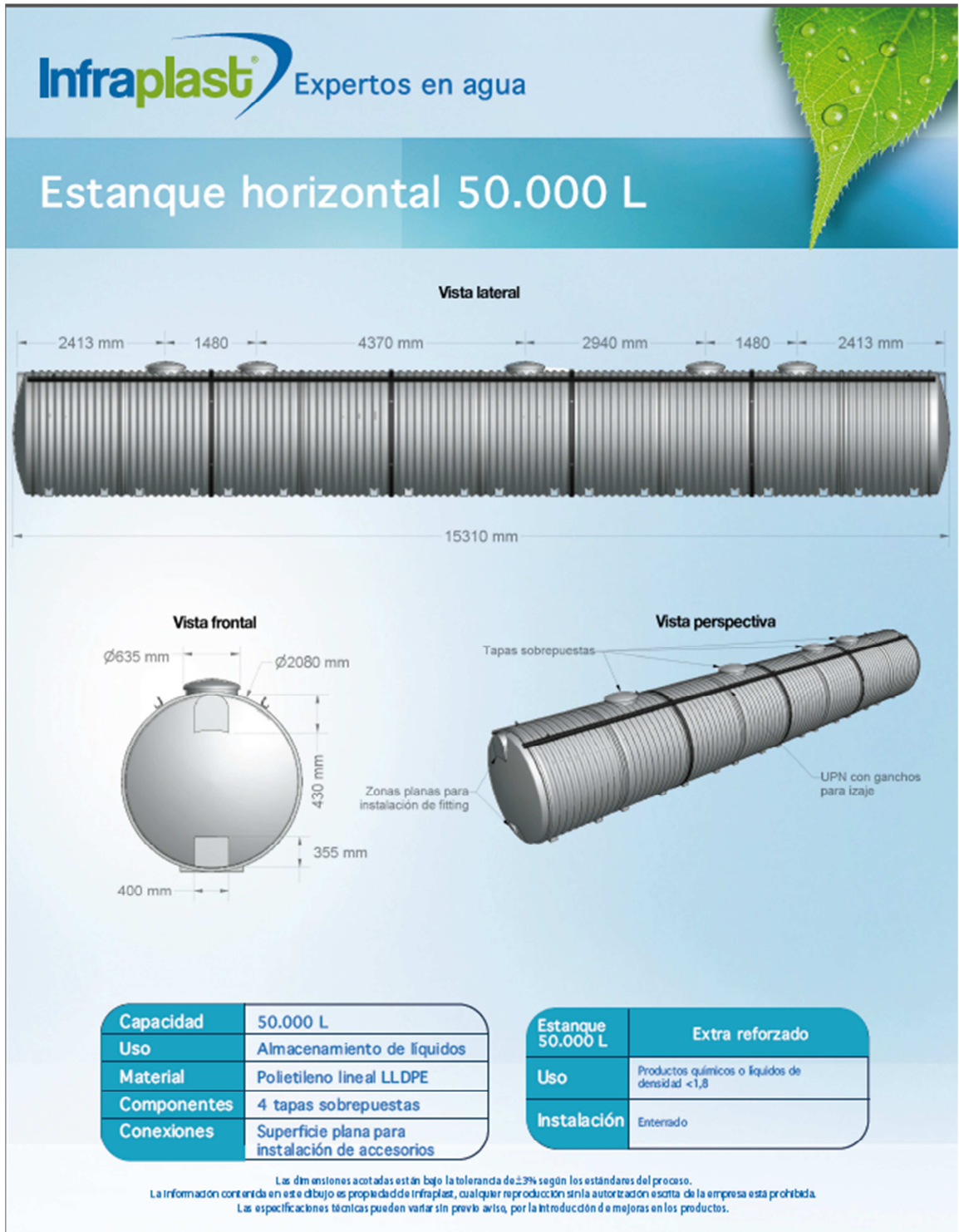


Figura 6.2.5. Manual Estanque Horizontal 50.000 L. InfraPlast. (2016).

6.2.4. Bombas para Impulsión de Agua Potable

Bombas Normalizadas SN65

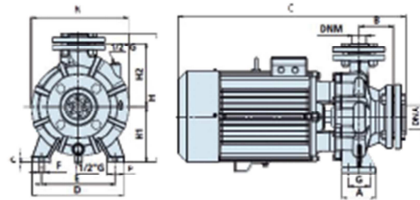


Bombas centrífugas normalizadas según EN733 (ex Din 24255 - Uni 7467). Silenciosas y muy confiables para trabajo continuo, aptas para un amplio rango de aplicaciones en agricultura, industria, recirculación, sistemas contra incendios, etc.

SPERONI

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Impulsor y cuerpo en hierro fundido, eje en acero inoxidable. Succión y descarga flangeados PN10, contraflanges con hilo. Límites de empleo: temperatura de agua 90°C, temperatura ambiente 40°C, altura de succión 7m, Motor con aislación clase F y protección IP55.



DIMENSIONES

TIPO	DIMENSIONES mm															CAJA (mm)			PESO Kg
	A	B	C	D	E	F	G	H	H1	H2	N	O	P	DNA	DNM	P	L	H	
SN 65-160 E	125	100	610	280	212	15	95	395	160	200	295	18	65	80	65	355	790	455	70
SN 65-160 D	125	100	610	280	212	15	95	395	160	200	295	18	65	80	65	355	790	455	80
SN 65-160 C	125	100	750	280	212	15	95	425	160	200	340	18	65	80	65	355	790	455	84
SN 65-160 B	125	100	750	280	212	15	95	425	160	200	340	18	65	80	65	355	790	455	90
SN 65-160 A	125	100	750	280	212	15	95	425	160	200	340	18	65	80	65	355	790	455	120
SN 65-200 C	125	100	745	320	250	15	95	445	180	225	335	18	65	80	65	355	790	455	122
SN 65-200 B	125	100	790	320	250	15	95	445	180	225	335	18	65	80	65	355	790	455	138
SN 65-200 A	125	100	825	320	250	15	95	455	180	225	360	18	65	80	65	380	850	465	148
SN 65-250 B	160	100	825	360	280	15	120	485	200	250	370	18	85	80	65	380	920	485	235
SN 65-250 A	160	100	825	360	280	15	120	485	200	250	370	18	85	80	65	380	920	485	250

COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO

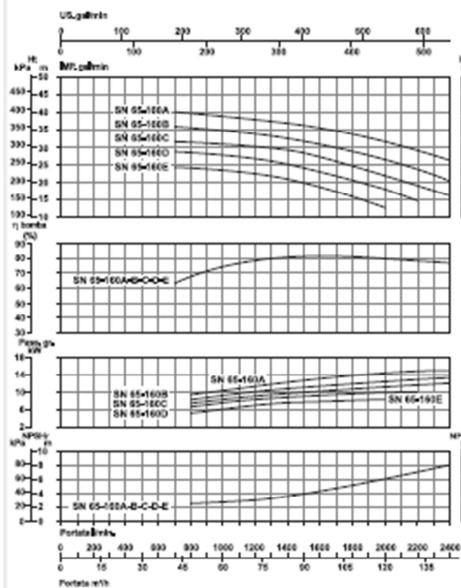
TIPO	POTENCIA NOMINAL		POT. ABS.	In Ampere	Q = CAUDAL															
	P2				P1	Trifase		Altura manométrica total												
Trifase	HP	kW	kW	3 x 400 V	m³/h	42	48	54	60	66	72	78	84	96	108	120	132	144	156	
400V-50Hz					l/min	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1600	1800	2000	2200	2400	2600	
SN 65-160 E	7,5	5,5	8	13	H (m)	24,5	24,2	24	23,5	23	22,5	21,5	20,5	18,5	16	12,5				
SN 65-160 D	10	7,5	10	16		28,5	28,2	28	27,5	27	26,5	25,8	25	23	21	18	14			
SN 65-160 C	12,5	9,2	11,5	18,5		32	31,7	31,5	31,2	30,7	30,2	29,7	29	27	25	22	19	16		
SN 65-160 B	15	11	13	21		35,5	35	34,8	34,5	34	33,5	33	32,5	31	29	26,5	24	20		
SN 65-160 A	20	15	16	26		40	39,5	39	38,5	38	37,5	37	36,5	35,5	33,5	31	28,5	26		
SN 65-200 C	20	15	20	32			48,5	48	47,5	47	46,2	45,5	44,5	42,5	40,5	38	34,5	31		
SN 65-200 B	25	18,5	23	36,5			52,5	52	51,5	51	50,5	50	49	47	45	43	40	36		
SN 65-200 A	30	22,5	27	43			60,5	60	59,5	59	58,5	58	57,5	56	54,5	52,5	49,5	45,5		
SN 65-250 B	40	30	37	58			79	78,5	78	77	76	75	74	72	69	66	63	58		
SN 65-250 A	50	37	46	72			89,5	89	88,5	87,5	86,5	85,5	84	82,5	80	77	74	70	66	

Tolerancias según ISO 9906:2012

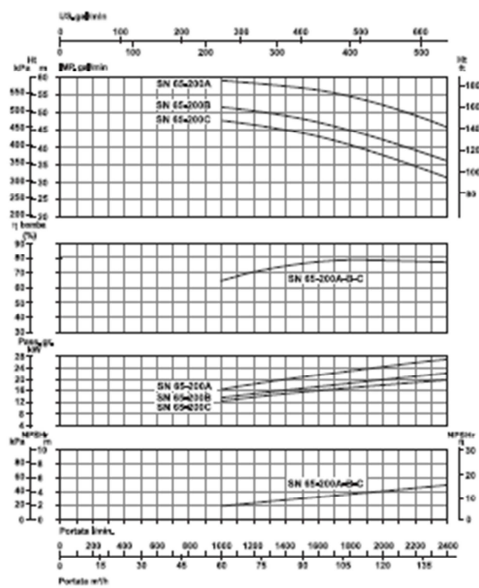
Figura 6.2.6. Ficha Reggio Sn-65. pág.1. (2016).

Bombas Normalizadas SN65

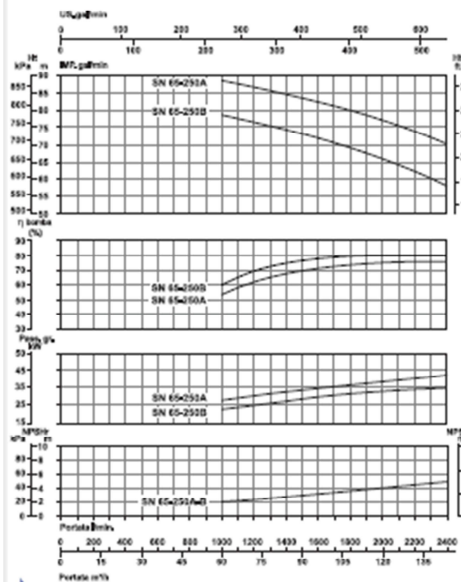
CURVAS DE RENDIMIENTO SN65-160 A-B-C-D-E



CURVAS DE RENDIMIENTO SN65-200 A-B-C



CURVAS DE RENDIMIENTO SN65-250 A-B



REGGIO

38

Figura 6.2.7. Ficha Reggio Sn-65. pág. 2. (2016).

6.3. Proyecto de Pavimentación.

6.3.1. Movimiento de Tierra

Tabla. 6.3.1. Áreas y Volúmenes Movimiento de Tierra.

PERFILES TRANSVERSALES		A.T	A.C	A.T	A.C	DISTANCIA
CORTE	CORTE	C. INICIO	C. INICIO	C. FIN	C. FIN	
INICIO	FIN	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	
A-A	B-B	195	108.1	168.2	92.5	50
B-B	C-C	168.2	92.5	205.2	98.5	50
C-C	D-D	205.2	98.5	200.6	94.2	50
D-D	E-E	200.6	94.2	220.7	76.3	50
E-E	F-F	220.7	76.3	248.9	68.0	50
F-F	G-G	248.9	68.0	239.0	101.2	50
G-G	H-H	239.0	101.2	228.8	128.3	50
H-H	I-I	228.8	128.3	229.2	82.2	50
I-I	J-J	229.2	82.2	265.4	30.8	50
J-J	K-K	265.4	30.8	262.2	14.2	50
K-K	L-L	262.2	14.2	120.4	28.7	50
L-L	M-M	120.4	28.7	79.6	60.4	50
M-M	N-N	79.6	60.4	55.9	80.9	50
N-N	O-O	55.9	80.9	0.0	107.7	50
O-O	P-P	0.0	107.7	5.0	103.0	50
P-P	Q-Q	5.0	103.0	2.5	45.2	50
A.T : AREA DE TERRAPLEN			VOLUMEN TERRAPLEN [m ³]			133,251
A.C : AREA DE CORTE			VOLUMEN CORTE [m ³]			61,136

PERFILES TRANSVERSALES		A.T	A.C	A.T	A.C	DISTANCIA
ESTACION INICIO	ESTACION FIN	C. INICIO [m ²]	C. INICIO [m ²]	C. FIN [m ²]	C. FIN [m ²]	
R-R	S-S	65.8	0.0	157.8	0.0	50
S-S	T-T	157.8	0.0	52.0	0.0	50
T-T	U-U	52.0	0.0	0.1	42.4	50
U-U	V-V	0.1	42.4	156.6	0.0	50
V-V	W-W	156.6	0.0	165.9	0.0	50
W-W	X-X	165.9	0.0	128.0	0.0	50
X-X	Y-Y	128.0	0.0	0.0	129.1	50
A.T : AREA DE TERRAPLEN			VOLUMEN TERRAPLEN		[m ³]	33,817
A.C : AREA DE CORTE			VOLUMEN CORTE		[m ³]	4,484

F.A : FACTOR DE ABUNDAMIENTO		F.A	TOTAL
VOLUMEN TERRAPLEN	[m ³]	167,068	1.1
VOLUMEN CORTE	[m ³]	65,620	1.1
			183,775
			72,182