

Capítulo 4

**DISEÑO, SELECCIÓN Y
PRESENTACIÓN
DE OBRAS**

En este capítulo se presentan en detalle un conjunto de obras alternativas y anexas para el control de aguas lluvias urbanas, basadas en procesos de infiltración, almacenamiento y en la combinación de ambos. También se agrega un esquema de gestión de las aguas lluvias urbanas denominado desconexión de áreas impermeables, que si bien requiere algunas obras, se basa fundamentalmente en la aplicación de criterios generales. Entre las obras de infiltración se proponen estanques, zanjas y pozos de infiltración, pavimentos porosos y pavimentos celulares. Entre las obra de almacenamiento están los estanques y las lagunas de retención. Como obras anexas se consideran las franjas filtrantes, las zanjas con vegetación, los canales de pasto y con vegetación para el drenaje urbano, las caídas verticales e inclinadas como disipadores de energía, los sedimentadores y las cámaras de inspección.

Para cada una de las obras alternativas propuestas se presenta un esquema que incluye una descripción de ella en condiciones típicas, acompañadas de figuras explicativas que permiten entender en que consiste la obra propuesta y cuales son los principales objetivos que se persiguen o que se pueden lograr utilizándola. En segundo lugar se detallan las ventajas e inconvenientes que presenta, de manera que el proyectista pueda formarse una idea y lo aproveche para potenciar las ventajas y tratar de minimizar los inconvenientes. Después se explican las consideraciones generales y criterios de diseño específicos. Las primeras se refieren a la disposición del sitio para emplazar la obra, así como las condiciones y antecedentes que hay que tener en cuenta para decidir su factibilidad. Los criterios de diseño apuntan a las partes y elementos principales de la obra con recomendaciones de las condiciones que conviene considerar para su dimensionamiento. Si bien muchas de las obras propuestas tienen elementos similares y los criterios son también parecidos, se ha preferido presentarlas separadamente incluyendo en cada caso todos los criterios aunque ellos se puedan repetir para algunos elementos comunes en las diferentes obras, con el objeto de hacer autosoportante la presentación de cada obra alternativa. Finalmente se agrega un ejemplo de diseño en el cual se pueden aclarar aplicaciones específicas de los criterios de diseño propuestos. Los ejemplos que ilustran cada caso no corresponden a obras existentes, construidas o proyectadas, que puedan observarse en terreno, aunque partes de ellos se han tomado de casos reales. Tanto la ubicación como las propiedades de todo tipo necesarias para desarrollar los proyectos, se han seleccionado de manera de orientar la secuencia de diseño, basados en antecedentes realistas, pero no pretenden en ningún caso proponer soluciones para los lugares en los cuales se ubican. No se trata tampoco de obras que pueden considerarse como obras tipo, sino de proyectos especiales ilustrativos para el lugar y las condiciones consideradas en cada caso.

El diseño de las obras propuestas requiere conocer los objetivos que se persiguen y que se puede lograr con cada una de ellas, así como los criterios que deben emplearse para el dimensionamiento de los elementos que las componen. De todas maneras queda un amplio espacio para que el proyectista pueda incluir sus propios diseños y agregar elementos adicionales a cada caso particular. Las recomendaciones y criterios de selección resumen condiciones mínimas que conviene respetar al elegir una de las obras para cada solución específica. En el tipo de obras propuestas tienen interés muchos aspectos que son materia de diferentes especialistas que intervienen comúnmente en las obras urbanas y cuyo aporte puede ser indispensable para el éxito de ellas. Es necesario recalcar que el primer objetivo de las obras alternativas es el control de las aguas lluvias, aunque desde el punto de vista del público pueden ser también importantes los objetivos secundarios, como recreación o paisajismo.

Finalmente se indica la forma en que deben presentarse los proyectos para su aprobación por parte de los organismos correspondientes. Para ello se detallan los requisitos del profesional responsable del proyecto, las instituciones que están involucradas en su aprobación y los elementos que debieran incluirse como antecedentes para su presentación.

4.1. DESCONEXIÓN DE ÁREAS IMPERMEABLES

a. Descripción. La Desconexión de Áreas Impermeables, DAI, es una estrategia que requiere un enfoque especial en la filosofía del diseño del drenaje urbano. Si bien no corresponde a obras alternativas propiamente tales, favorece el empleo de ellas y se complementa con algunos elementos menores. Este cambio en la estrategia de diseño dirige las aguas lluvia a áreas verdes, franjas de pasto y/o fosas cubiertas de vegetación. Con este enfoque se logra disminuir la tasa de la escorrentía, reducir sus volúmenes, atenuar los flujos máximos y fomentar la infiltración de las aguas lluvia.

Los desarrollos urbanos tradicionales facilitan el escurrimiento rápido desde techos, estacionamientos, avenidas y calles residenciales hacia las soleras y alcantarillas y finalmente hacia un sistema formal de transporte de aguas lluvia, sea este un sistema de redes de alcantarillado, la red de drenaje natural o los cauces urbanos no especialmente diseñados para ello. Esta práctica concentra los caudales, produciendo una respuesta rápida del sistema con tasas de escurrimiento máximo relativamente altas.

La desconexión de zonas impermeables puede permitir reducir algunos efectos indeseados de las aguas lluvias urbanas hacia aguas abajo, fundamentalmente el tamaño de los sistemas de conducción de aguas lluvia o la magnitud de las inundaciones que se producen en los cauces. Cuando estos sistemas de desconexión de áreas impermeables se integran al proyecto de paisajismo de una urbanización, puede desviarse parte del agua lluvia proveniente de zonas impermeables hacia zonas con vegetación para usarlas como riego, si la temporada de lluvias coincide con la de crecimiento de las plantas, como ocurre en los climas húmedos.

En términos prácticos la desconexión de zonas impermeables consiste en aumentar el recorrido de las aguas lluvias sobre zonas de infiltración y detención temporal, mediante el tratamiento de los planos de escurrimiento y la incorporación de algunos elementos y disposiciones que la facilitan. Es típico en este caso que el sistema de recolección de aguas de los techos dirija sus flujos a los jardines, zonas de parques, estacionamientos u otras zonas de infiltración, como franjas cubiertas de pastos en antejardines y veredas, o a zanjas cubiertas de vegetación. Esto se puede ver favorecido si en vez de

utilizar soleras continuas, que actúan como canales, se emplean soleras discontinuas, a través de las cuales el agua puede pasar a zonas permeables, en conjunto con elementos como bermas estabilizadas o fosas laterales a los caminos. El escurrimiento desde pasajes y calles de barrio puede redirigirse, en vez de escurrir directamente a las calles principales o avenidas de mayor tamaño. Se puede reducir la conexión entre zonas impermeables en los estacionamientos grandes usando pavimentos porosos modulares en los lugares menos transitados del estacionamiento y de esta forma facilitar la infiltración o el almacenamiento local.

En la Figura 4.1.1 se muestra un ejemplo ficticio que compara un enfoque tradicional con el propuesto.

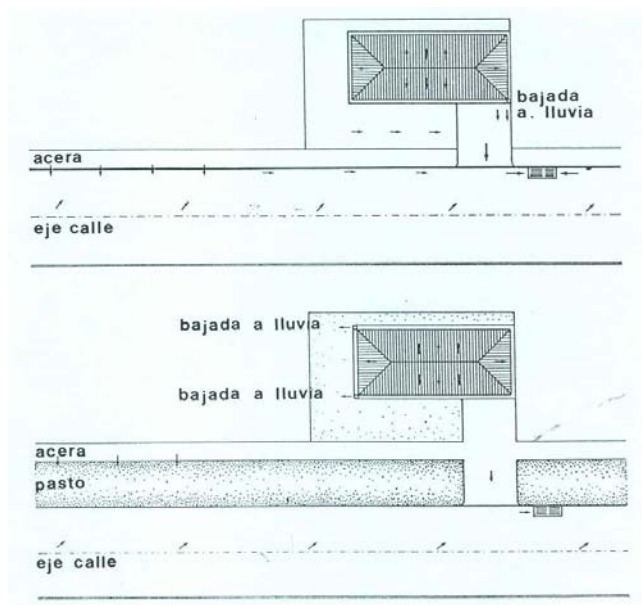


Figura 4.1.1: Comparación entre un enfoque tradicional y uno que promueve la desconexión de áreas impermeables.

La desconexión de áreas impermeables se puede implementar con diferente intensidad, dependiendo de las condiciones locales. Se han identificado tres niveles generales que se describen a continuación:

Nivel 1. La intención primordial es dirigir el escurrimiento generado en una zona impermeable al interior de los predios, por ejemplo desde los techos de una casa o edificio, a un patio o jardín interior o un área cubierta de pasto donde se provee de un tiempo de viaje suficiente como para permitir la retención e infiltración del agua y la remoción de los sólidos suspendidos antes de que el agua salga del sitio hacia

los lugares públicos. Esto se puede lograr fácilmente si todos los drenajes de los techos se dirigen directamente hacia el jardín interior o el antejardín de la vivienda, o a las franjas de pasto en las veredas de algunas urbanizaciones de manera que para llegar a la calle, deben pasar primero por estas zonas de infiltración. Así, en el Nivel 1, el drenaje de todas las superficies impermeables de las viviendas es obligado a pasar sobre una zona de vegetación permeable antes de ingresar a un sistema de conducción de aguas lluvia o salir a la calle.

Nivel 2. Como un accesorio del Nivel 1 este nivel comienza a actuar sobre las calles interiores de los barrios, los pasajes o accesos a grupos de viviendas. Para ello se reemplaza el diseño de la sección transversal de las calles tradicionales con soleras por bermas permeables y zanjas amplias de infiltración a lo largo de las calles. Se necesitarán pequeñas alcantarillas en cruces de calles y en las entradas de vehículos. Esto se hace en las calles de cabecera del sistema, hasta que el tamaño de los elementos necesarios o la cantidad de agua que puede juntarse sobrepase condiciones de operación mínimas de las calles y los elementos de infiltración.

Nivel 3. Sumado a los Niveles 1 y 2, este nivel aumenta el tamaño de las zanjas laterales de infiltración y configura las alcantarillas de los cruces de calles y pasajes o entradas de vehículos para usar las hondonadas cubiertas de pasto como una laguna de detención que tiene el volumen suficiente para retardar el escurrimiento generado por lluvias de 2, 5, 10 o 100 años de período de retorno. Esto además retarda el escurrimiento y entrega otra oportunidad para la infiltración. Para llegar a este nivel debe considerarse en la urbanización los terrenos necesarios para disponer de este tipo de elementos, normalmente vinculados a parques o áreas verdes urbanas.

b. Ventajas y desventajas. La primera ventaja de minimizar la conexión de zonas impermeables es que esto disminuye el gasto máximo, los volúmenes de escorrentía y la carga contaminante. Tienen un bajo costo de capital. Su uso tiene la capacidad de disminuir el tamaño de los conductos y plantas de tratamiento aguas abajo gracias a reducciones y atenuaciones de las tasas de flujos. La reducción de caudales máximos hacia aguas abajo disminuye los niveles de inundación si no se dispone de redes de colectores. Además contribuye a incrementar la recarga de aguas subterráneas.

La principal desventaja de la desconexión de zonas impermeables es el aumento de requerimiento de espacio de las urbanizaciones respecto de las tradicionales y la introducción de diseños de desarrollo no convencionales. Otro aspecto que debe ser considerado, según el tipo y la calidad del suelo, son los inconvenientes que puede generar la infiltración de agua cerca de las fundaciones y estacionamientos. Los elementos, aunque pocos y sencillos, que complementan esta estrategia requieren de mantención para que operen apropiadamente. Quizás la principal desventaja es que las zonas de retardo e infiltración se basan en sectores con vegetación, lo que obliga a la mantención de pastos y jardines, incluso a la utilización de riego en zonas públicas. Esto conduce a que este tipo de sistemas se propongan en sectores en los cuales las áreas verdes se construirían de todas maneras, las que se aprovecharían con estos fines, pero no como elementos exclusivos del sistema de gestión de las aguas lluvias. Si resulta muy difícil mantener una vegetación sana, estos sectores pueden cubrirse con maicillo o gravilla.

Las pendientes del sitio deben ser suficientes como para desplazar el agua lluvia por gravedad en un flujo de poca altura y extendido desde los edificios, calles y estacionamientos hacia áreas cubiertas de pasto o vegetación. Luego, este flujo debe escurrir sobre estas áreas antes de alcanzar las hondonadas, almacenamientos, colectores de aguas lluvia y por último, los sistemas de transporte de esta agua. Es así como en lugares con suelos altamente permeables (suelos de clase hidrológica A y B), el mismo suelo puede infiltrar una parte importante del escurrimiento superficial.

Sitios empinados, con pendientes mayores al 3 o 4 % no son buenos para implementar esta estrategia. Algunas de las dificultades pueden ser enfrentadas construyendo terrazas y muros de contención, con el consiguiente aumento de los costos.

c. Dimensionamiento. Tal como se discutió anteriormente, la minimización de las conexiones impermeables es una estrategia de diseño. Los sistemas tradicionales generalmente conducen el agua fuera del sitio lo más rápido posible y por el camino más corto. La desconexión de zonas impermeables disminuye la tasa a la que se evacua agua desde el sitio dirigiendo el escurrimiento a superficies cubiertas de pasto antes de que el agua abandone el terreno.

Se presentan a continuación algunas de las consideraciones de planificación y paisajísticas que se necesitan usar cuando se quiere minimizar la conexión entre zonas impermeables:

Drenaje superficial. Diseñar el camino del flujo en el sitio de manera de maximizar el escurrimiento sobre zonas con vegetación antes de que el agua abandone el terreno e ingrese a los sistemas de conducción de aguas lluvia. Algunos pequeños almacenamiento, bermas, terrazas y áreas de mayor infiltración pueden mejorar la calidad del agua antes de que abandone el terreno.

Velocidades y pendientes. Minimizar la pendiente del terreno para limitar la erosión y disminuir la velocidad del escurrimiento, especialmente en áreas que tienen el suelo expuesto como en el caso de jardines con flores cubiertos con maicillo o terrenos desnudos. El uso de terrazas empinadas con muros de retención pequeños pueden ayudar a lograrlo. Las pendientes límite del terreno se presentan en la Tabla 4.1.1.

Vegetación. Escoger vegetación que no sólo pueda sobrevivir sino que también mejorar la calidad del agua. Pastos densos y otra vegetación benéfica generalmente requieren riego en regiones semiáridas.

Se puede tener una idea del efecto sobre los escurrimientos urbanos de esta técnica la que se traduce en menores volúmenes escurridos para el caso de lluvias de periodos de retorno inferiores a 2 años. Para tormentas menos frecuentes y más intensas sólo presentan un efecto inicial poco importante.

Tabla 4.1.1: Pendientes máximas de terreno para diferentes tipos de cubierta.

Tipo de cubierta	Máxima pendiente permitida
Cubierta de pasto regada	
Jardines en general	10H : 1V (10)%
Taludes de canales con pasto	4H : 1V
Cubierta de pasto sin riego	
Jardines en general	20H : 1V (5%)
Taludes de canales con pasto	No recomendado
Cubierta sin vegetación	
Grava o gravilla	5 %
Maicillo	3 %
Áreas de flores densa	Horizontal
Áreas con flores esparcidas	No recomendado para infiltrar

Ello se debe a que medida que el tamaño de la tormenta aumenta, los efectos de reducir la conexión entre zonas impermeables disminuye, de manera que para tormentas de más de 10 años de periodo de retorno prácticamente no tiene efecto. Para el caso de lluvias de periodo de retorno inferior a dos años el efecto de la desconexión se puede estimar a través de una reducción del

porcentaje del área impermeable de la zona tratada para el cálculo de la escorrentía. Esta reducción depende del nivel de desconexión aplicado y del porcentaje de áreas impermeables existentes en el área, de acuerdo a la Figura 4.1.2.

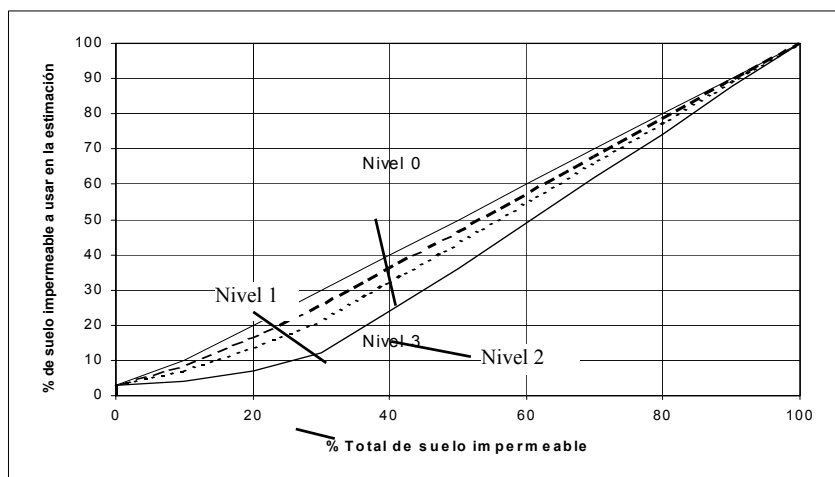


Figura 4.1.2: Efecto de la desconexión de áreas impermeables en la reducción del área impermeable equivalente.

Elementos especiales y complementarios. Algunos elementos especiales son las franjas filtrantes y las zanjas cubiertas de vegetación. Como Obras Anexas se presentan guías específicas para el diseño de estos elementos. Además en este esquema se pueden emplear todo tipo de obras de infiltración, especialmente pavimentos porosos y celulares

d. Ejemplo de Desconexión de Áreas Impermeables. En este caso se trata, como ya se ha mencionado, de un procedimiento más que de una obra propiamente tal. Este ejemplo pretende mostrar el efecto que podría tener la adopción de diferentes niveles de desconexión sobre los caudales producidos y cómo evaluarlos.

Se pretende estimar el efecto sobre los caudales máximos y volúmenes generados por tormentas de dos años de periodo de retorno frente a diferentes niveles de estrategias de desconexión de las áreas impermeables, para el caso de una urbanización de aproximadamente 10 Hás. en la ciudad de Rancagua, que se desarrollará en terrenos de expansión urbana en los cuales actualmente existen parcelas y suelos agrícolas. El uso propuesto del suelo urbanizado es el siguiente:

Techos	31.000	m ²
Calles y veredas	12.000	m ²
Áreas verde	8.200	m ²
Patios, jardín y antejardín privados	<u>47.000</u>	m ²
Superficie total	98.200	m ²

En condiciones naturales el coeficiente de escorrentía del lugar es 0,35.

Para lograr la desconexión se adoptarán las siguientes medidas:

- a) El agua proveniente de techos deberá dirigirse a los jardines interiores en los terrenos que lo tengan. Si no existen jardines interiores debe infiltrarse mediante el uso de pozos o zanjas al interior del sitio.
- b) El antejardín, si está previsto en la urbanización, se proyectará como estanque de infiltración , con una profundidad mínima de 5 cm.
- c) Los pasajes de la urbanización que sean de pavimento impermeable dispondrán a sus costados de una superficie permeable de igual tamaño a la cual drenarán.

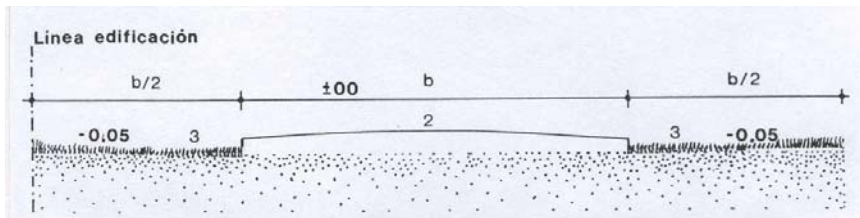


Figura 4.1.3: Perfil transversal en pasajes.

- d) Las veredas impermeables se separarán de la calzada por una superficie permeable de al menos igual a la mitad del ancho de la vereda.

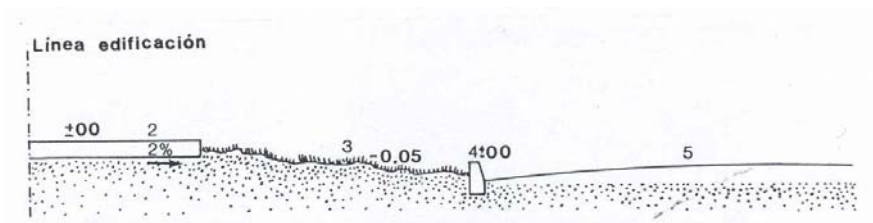


Figura 4.1.4: Perfil transversal en veredas. 1.- Línea de edificación, 2.- Vereda impermeable, 3.- Superficie permeable, 4.- Solera, 5.- Calle.

- e) En los estacionamientos y entradas de vehículos se preferirá el uso de pavimentos celulares porosos.
- f) En las calles con bandejones o jardines laterales se drenará la calzada hacia ellos mediante soleras discontinuas y zanjas con vegetación.

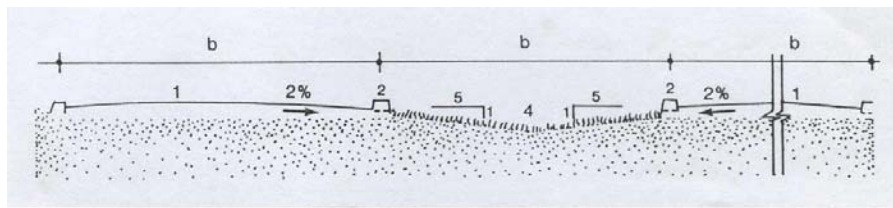


Figura 4.1.5: Perfil en calles con bandejones. 1.- Calzada impermeable, 2.- Solera discontinua, 3.- Superficie permeable, 4.- Zanja con vegetación.

El efecto de los diferentes niveles de actuación en relación a la desconexión de áreas impermeables se mide por el porcentaje de superficie impermeable a considerar al evaluar el coeficiente de escorrentía del terreno urbanizado, de acuerdo a lo que se indica en la Figura 4.1.2. Para ello se puede considerar que el coeficiente de escorrentía de las áreas impermeables es prácticamente 1,0, mientras el resto, el de áreas verdes y patios, puede permanecer similar al del terreno sin urbanizar. Si no se realiza ninguna actuación, en una urbanización tradicional el porcentaje de áreas impermeables es el que corresponde a los techos, las calles y veredas. En este caso un total de 43.000 m², los que representan un 43,8 % del total. El coeficiente de escorrentía es:

$$C=1,0*0,438 + 0,35*(1-0,438)=0,635$$

Si se aplica algún nivel de desconexión el porcentaje de área impermeable disminuye, de acuerdo a lo que indica la Figura 4.1.2, de manera que se obtienen los siguientes porcentajes de área impermeable, y coeficiente de escorrentía para la urbanización:

Nivel de desconexión	% Impermeable	Coef. de escorrentía
0	43,8	0,635
1	40,0	0,610
2	36,0	0,584
3	28,0	0,532
Natural	0,0	0,350

Para estimar el efecto sobre los gastos máximos y los volúmenes hay que considerar una lluvia típica de la zona y calcular el hidrograma de salida de los terrenos en las diferentes condiciones. Para ello se elegirá una lluvia de dos

años de periodo de retorno y una hora de duración, aceptando un hidrograma de forma triangular. De acuerdo a los antecedentes disponibles en la Tabla 3.1.2.2, la precipitación de diez años de periodo de retorno y 24 horas de duración en Rancagua es de 68,5 mm. El coeficiente de frecuencia para tormentas de dos años de periodo de retorno, en relación a las de diez años en Rancagua es 0,64 según la Tabla 3.1.2.4. Además el coeficiente de duración para lluvias horarias es de 0,12 de acuerdo a la Tabla 3.1.2.3. Entonces la precipitación de una hora de duración y dos años de periodo de retorno es:

$$P_1^2 = 1,1CD_1^{24}CF_2^{10}P_{24}^{10} = 1,1 * 0,12 * 0,64 * 68,5 = 5,8mm$$

El gasto máximo puede calcularse de acuerdo al Método Racional como:

$$Q_{max} = \frac{CiA}{3,6} \quad (4.1.1)$$

donde C es el coeficiente de escorrentía, i la intensidad de la lluvia (mm/hora) y A el área total en km². El volumen de la crecida generada por la tormenta sobre el lugar se puede estimar aceptando que se trata de un hidrograma triangular con un tiempo de ascenso igual a la duración de la lluvia, de manera que el volumen está dado por:

$$V = DQ_{max} \quad (4.1.2)$$

siendo D la duración en segundos. Entonces para las diferentes condiciones de urbanización empleando los valores estimados de las lluvias y el coeficiente de escorrentía se tienen los siguientes resultados:

Urbanización	Coef. Escorrentía	Q _{max} (m ³ /s)	Volumen (m ³)
Natural	0,350	0,199	718
Nivel 3	0,532	0,303	1090
Nivel 2	0,584	0,333	1197
Nivel 1	0,610	0,347	1251
Nivel 0	0,635	0,362	1302

Como puede apreciarse el efecto es interesante, ya que si se compara el Nivel 3 con una urbanización tradicional, que corresponde al Nivel 0, se podría reducir el gasto máximo y el volumen escurrido en un 20%. Esto puede tener un importante efecto sobre las condiciones de diseño, y los costos, de un sistema de colectores hacia aguas abajo. También puede considerarse que la nueva urbanización no debiera generar gastos máximos ni volúmenes mayores que los que existían en el lugar originalmente. Esto requiere desarrollar obras

complementarias que se hagan cargo de las diferencias entre ambas situaciones. En una urbanización tradicional ello significa hacerse cargo de un gasto máximo de $0,362-0,199=0,163$ m³/s y de un volumen de $1302-718=584$ m³. Sin embargo si se desarrolla un sistema de desconexión hasta el nivel 3, estas cifras se reducen a $0,104$ m³/s y 372 m³ respectivamente.

4.2. OBRAS DE INFILTRACIÓN

Los sistemas y elementos de infiltración captan el flujo superficial y permiten o facilitan su infiltración en el suelo. Si funcionan correctamente son muy efectivos en lograr reducir los gastos máximos y el volumen escurrido hacia aguas abajo. Conviene emplear este tipo de obras sólo si el agua lluvia captada alcanza a infiltrar antes de la próxima tormenta, de manera que la obra esté en condiciones de operar. Además debe considerarse que la infiltración de agua en el suelo no provoque problemas estructurales en él por esponjamiento, arrastre de finos, subpresiones o exceso de humedad en general. Finalmente es necesario verificar que la calidad del agua infiltrada sea tal que no contamine el acuífero o el agua subterránea del lugar.

Pueden considerarse elementos en la superficie o bajo ella. Entre sus principales ventajas está el que ayudan a minimizar el desbalance del agua natural en el lugar, son fácilmente integrables en el paisaje de zonas densas o abiertas y, si son adecuadamente diseñadas y mantenidas, pueden servir para zonas extensas. Entre sus principales desventajas está la alta tasa de fallas que presentan por problemas de mantención inadecuada, lo que puede provocar efectos desagradables como olores y mosquitos si se colmatan.

Tabla 4.2.1: Alternativas de disposición de aguas lluvias mediante infiltración.

Elemento	Extensión	Ubicación	Almacenamiento
Estanques	Difuso	Superficial	Importante
Zanjas	Concentrado	Subterráneo	Importante
Pozos	Concentrado	Subterráneo	Importante
Pav. Poroso	Difuso	Superficial	Despreciable
Pav. Celular	Difuso	Superficial	Despreciable

Entre los muchos tipos de elementos de infiltración que pueden emplearse están los que operan en forma difusa o concentrada, los que consideran almacenamiento o no, así como los superficiales o los subterráneos. En esta guía se consideran los pavimentos porosos, los pavimentos celulares, los estanques, las zanjas y los pozos de infiltración. En la Tabla 4.2.1 se presentan las distintas alternativas de disposición de aguas lluvias mediante infiltración en el suelo y se indican las características de cada una en cuanto a su extensión, almacenamiento y ubicación.

4.2.1. ESTANQUES DE INFILTRACIÓN

a. Descripción. Normalmente corresponden a pequeños estanques de poca profundidad, ubicados en suelos permeables, que aprovechan la existencia de depresiones naturales en áreas abiertas o recreacionales, o excavados en el terreno, preferentemente en jardines y áreas verdes. Los estanques de infiltración almacenan temporalmente el agua de la tormenta hasta que ésta infiltra a través del fondo y de los lados. Habitualmente, el terreno ocupado por el estanque es empleado con otros fines entre los eventos lluviosos, o queda como un espacio abierto. Deben ser construídos en terrenos que tengan el nivel de agua subterránea profundo bajo el fondo del estanque, para asegurar que el agua filtre a través del suelo antes de alcanzar la napa, y una permeabilidad que permita el vaciado total del estanque entre lluvias en tiempos relativamente breves para no dañar la vegetación.

En general se trata de obras más bien modestas en cuanto a dimensiones que aprovechan pequeños espacios abiertos en jardines y lugares públicos, institucionales o privados. Las alturas de agua almacenadas temporalmente son relativamente bajas, del orden de 5 a 10 cm, incluso cuando operan a plena capacidad. Su efectividad se pone en evidencia si se emplean de manera masiva en un sector, evitándose el uso de grandes estanques para infiltrar el agua que escurre desde una gran zona impermeable. El caso típico de estas soluciones corresponde a emplear los jardines de una institución (casa, edificio, etc.) para infiltrar parte importante de las aguas lluvias que escurren desde los techos de edificios cercanos.

Los estanques de infiltración pueden lograr los cinco objetivos básicos que se persiguen con las técnicas alternativas de drenaje urbano:

- ✓ Disminuyen el caudal máximo
- ✓ Disminuyen el volumen escurrido
- ✓ Permiten otros usos alternativos
- ✓ Recargan la napa de agua subterránea
- ✓ Mejoran la calidad del efluente

Para ello se ubican atendiendo los escurrimientos de los techos y demás zonas impermeables inmediatas en una urbanización, de manera que reciban aguas relativamente limpias, antes de que escurran sobre terrenos que pueden cargarlas de sedimentos.

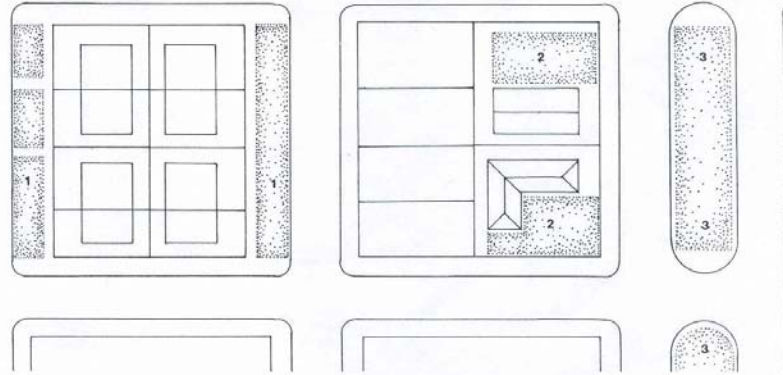


Figura 4.2.1.1: Uso de estanques de infiltración en una urbanización. 1.- Antejardines, 2.- Patios y jardines, 3.- Bandejes.

Un estanque de infiltración es relativamente sencillo, formado por unos pocos elementos, cuya relación se ilustra en el siguiente esquema:

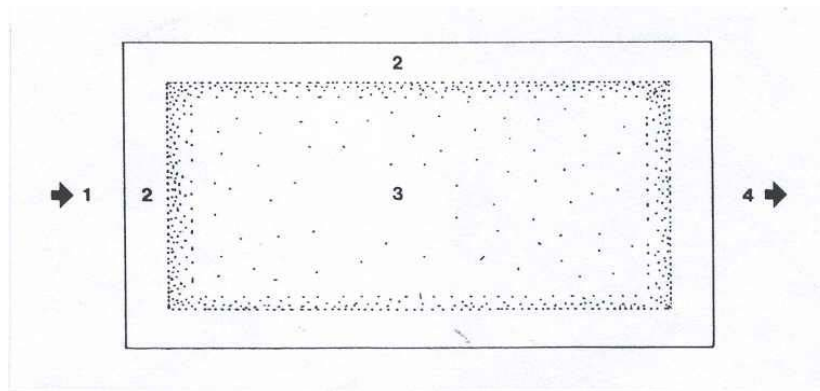


Figura 4.2.1.2: Disposición de los elementos de un estanque de infiltración. 1.- Alimentación, 2.- Bordes o muros laterales, 3.- Fondo permeable, 4.- Rebase.

Las siguientes figuras ilustran ejemplos típicos de estanques de infiltración de aguas lluvias en sectores urbanos.

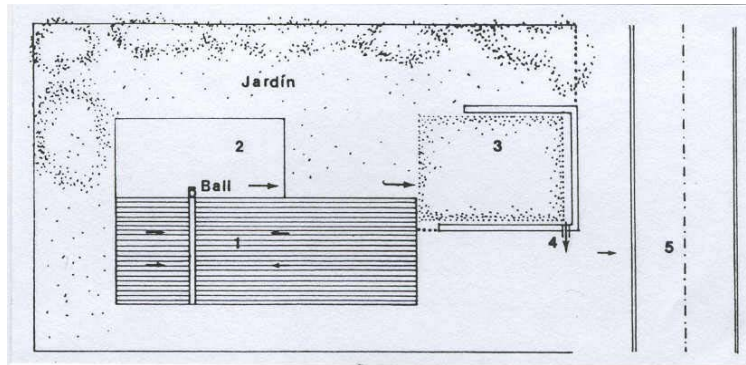


Figura 4.2.1.3: Estanque de infiltración en antejardín. 1.- Techo, 2.- Terraza, 3.- Estanque de infiltración, 4.- Rebase, 5.- Calle.

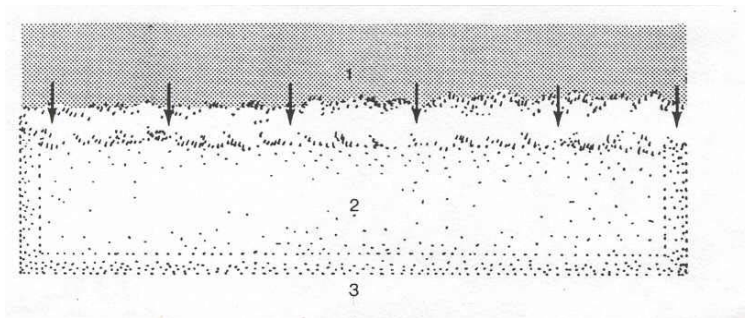


Figura 4.2.1.4: Estanque de infiltración en estacionamiento. 1.- Área impermeable, 2.- Estanque, 3.- Calle.

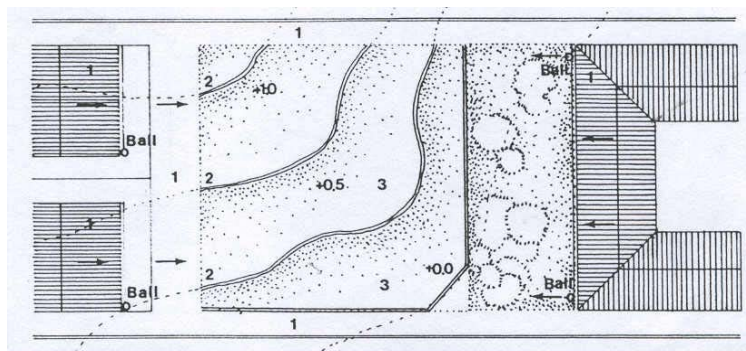


Figura 4.2.1.5: Estanques de infiltración en zonas con pendiente usando solerillas en las curvas de nivel. 1.- Áreas Impermeables, 2.- Solerillas a nivel, 3.- Estanque.

b. Ventajas y desventajas. Al igual que todas las obras de infiltración, una de las principales ventajas que presentan los estanques de infiltración es que permiten reducir el gasto máximo del escurrimiento superficial y el volumen de aguas lluvia que llega a las redes de drenaje, con lo cual disminuye el riesgo de inundación hacia aguas abajo. Esto produce una disminución de los costos, ya que se pueden reducir o incluso suprimir partes de las redes de colectores aguas abajo de la zona drenada.

Cuando el estanque de infiltración posee una superficie pequeña comparada con el área aportante, puede ocasionar que el agua que ingresa al estanque quede retenida por extensos períodos de tiempo. Así, normalmente no es posible la aparición de una vegetación abundante, lo que trae como consecuencia una tendencia de la superficie de infiltración a taparse rápidamente. Otra razón que hace fallar la capacidad de infiltración de estos estanques es el ascenso de la napa inmediatamente bajo la base, lo que ocurre cuando la recarga excede la capacidad de drenaje natural del suelo en condiciones de saturación. En estas situaciones, el estanque de infiltración se convierte en una laguna permanentemente llena de agua y no se puede restablecer el drenaje. Estos problemas pueden ser reducidos con un diseño adecuado y una mantención preventiva para remover los sedimentos del estanque ya que, de lo contrario, pueden fallar en un período relativamente corto después de la construcción.

Otra desventaja es el riesgo de contaminación de la napa, para lo cual es muy importante conocer las características de las aguas que se van a infiltrar (origen de las aguas, naturaleza de las superficies drenadas y contaminantes arrastrados por el agua).

c. Procedimiento de diseño. El procedimiento de diseño que se debe seguir para lograr un adecuado funcionamiento de los estanques de infiltración considera abordar los siguientes aspectos: un análisis de factibilidad, una recopilación de antecedentes, el dimensionamiento de los elementos principales y el equipamiento necesario, y, finalmente, el diseño de los elementos de detalle incluida la elección de la vegetación.

Factibilidad. El estudio de factibilidad permite determinar, en base a los antecedentes disponibles sobre las características del suelo y del agua subterránea, si se pueden infiltrar o no las aguas lluvias superficiales y si es conveniente o no utilizar un estanque de infiltración. Se debe verificar si existe la suficiente disponibilidad de terreno.

Para decidir la factibilidad es conveniente que el proyectista reúna los siguientes antecedentes:

Plano de ubicación de la obra, en el cual se indiquen la comuna, calle y número si corresponde o su relación a calles cercanas. Delimitación de las áreas aportantes de agua, ubicación del estanque y sector al cual rebasa.

Certificado de la Dirección General de Aguas o de su oficina en Región que indique la profundidad de la napa de agua subterránea en el lugar y la autorización a infiltrar aguas lluvias en él.

Certificado de un laboratorio autorizado con los resultados de ensayos de infiltración en terreno, según el método de Muntz o el método estándar (ver 3.2.2.b).

Si el agua a infiltrar no proviene directamente desde los techos impermeables, sino que de otras superficies en zonas ya desarrolladas se recomienda hacer un análisis del agua emitida por un laboratorio autorizado de que cumpla con la Norma NCh 1333 Calidad del Agua para Diferentes Usos, en relación a usos recreacionales.

Como toda obra de infraestructura el emplazamiento del estanque requerirá de los espacios necesarios para su construcción. La autorización para el uso del suelo con estos fines deberá requerirse del propietario respectivo cuando este no sea el ejecutor de la obra. El permiso deberá gestionarse según el caso ante el particular o la autoridad pública o fiscal.

Dimensionamiento. El dimensionamiento de los estanques de infiltración y de sus elementos principales requiere disponer de las características del terreno y del suelo base, así como también de estudios hidrológicos e hidrogeológicos. Además de los antecedentes mencionados en la Factibilidad para el dimensionamiento el proyectista reunirá los siguientes:

Plano a una escala adecuada (1/1000, 1/500, 1/200) en el que se muestren las superficies que drenan al estanque y la naturaleza de cada una.

Cuadro de superficies, con indicación de áreas y coeficiente de esorrentía de cada tipo, (techos, pavimentos impermeables, pavimentos porosos, áreas verdes con y sin vegetación, calles, veredas y otros).

Precipitación máxima de 24 hrs. de duración y 10 años de período de retorno según la D.G.A. (1991).

Con los antecedentes mencionados se abordarán los siguientes aspectos:

Terreno. Determinar las características de ocupación y de ordenamiento del terreno donde será implantado el estanque de infiltración. Específicamente, se determinará la superficie y la tasa de impermeabilización de los espacios drenados, sus usos, la presencia de espacios con vegetación y la topografía del terreno. Con los antecedentes recopilados, se procede a determinar el volumen de almacenamiento que puede recibir el suelo, la naturaleza de las aguas que van a ser drenadas, las superficies que van a ser destinadas a espacios verdes y la pendiente de los terrenos. Los

estanques de infiltración generalmente permiten la plantación de pasto y de diferentes plantas, las que deben estar adaptadas a períodos de inundación y de sequías. Es conveniente emplear para ello los jardines o espacios verdes. La pendiente longitudinal de los estanques de infiltración debe ser determinada con precisión, tratando de privilegiar las zonas planas o de pendiente pequeña, del orden del 7% o menos, para evitar movimientos de tierra excesivos.

Características del suelo soportante. Estimar la capacidad de absorción del suelo soportante, así como su comportamiento en presencia de agua. La capacidad de absorción del suelo deberá ser estimada a partir de ensayos en varios lugares del terreno y su duración debe ser suficiente como para poder apreciar de manera certera las condiciones de infiltración en régimen permanente y condiciones de saturación. Se deberá determinar el tipo de suelo soportante que va a recibir las aguas de manera de evitar riesgos de contaminación de la napa o de deslizamientos de terreno bajo el estanque de infiltración.

Hidrogeología e hidrología. Se trata de determinar la presencia, el uso, las fluctuaciones estacionales, la cota más alta de las napas subterráneas y, eventualmente, sus características cualitativas y su vulnerabilidad. Se determinará el gasto máximo admisible de evacuación del proyecto, en base a las capacidades de la red aguas abajo o a la permeabilidad del suelo y a la posición y características de la salida. El gasto máximo admisible hacia aguas abajo depende de la capacidad del sistema de drenaje receptor. Esta capacidad puede estar determinada por regulaciones locales. A falta de mayores antecedentes puede considerarse igual al gasto aportante por el área drenada en condiciones naturales, previo a la materialización de las construcciones que motivan el uso del estanque de infiltración. Además, es necesario conocer la pluviometría, los caudales aportantes y las zonas potenciales de almacenamiento.

Diseño de detalle. El diseño de detalle se traduce en los planos de la obra y sus especificaciones tanto generales como específicas. En esta etapa se deberán elegir los materiales que componen el estanque de infiltración, es decir, el tipo de vegetación, los materiales que se instalarán entre el estanque de infiltración y el suelo para estabilizar los taludes o para acelerar el final del vaciado, las obras para aumentar la capacidad de infiltración como paredes transversales impermeables y orificios.

d. Factibilidad y Condiciones Generales. No se recomienda la instalación de estas obras en los terrenos que posean alguna de las siguientes características:

Nivel máximo de la napa subterránea o un estrato impermeable o de roca a menos de 1,2 m bajo el fondo del estanque.

- Suelos superficiales o capas inferiores con tasas de infiltración equivalente a suelos tipo D según la clasificación del SCS (ver Capítulo de Suelos y Agua Subterránea), o con tasas de infiltración menores que 8 mm/hora.
- Si el fondo del estanque no puede poseer una cubierta adecuada (vegetal, grava, maicillo, etc.) y puede transformarse en barro cuando se humedece, perdiendo la capacidad de infiltración y quedando inutilizado para otros fines después de las lluvias.
- Si recibe aguas con alto contenido de material fino, a menos que se instale un decantador previo, o que no satisfacen la Norma NCh 1333 de agua para fines recreacionales.
- Si el área impermeable que drena hacia el estanque de infiltración es mayor que el doble de la superficie disponible para el estanque.

Tabla 4.2.1.1: Puntajes para la factibilidad de estanques de infiltración.

1.- Razón entre el área tributaria impermeable (A_{imp}) y el área de infiltración (A_{inf}):	
• $A_{inf} > 2 A_{imp}$	20
• $A_{imp} \leq A_{inf} \leq 2 A_{imp}$	10
• $0.5 A_{imp} \leq A_{inf} < A_{imp}$	5
Superficies permeables menores que $0.5 A_{imp}$ no deben ser usadas para infiltración.	
2.- Naturaleza del estrato superficial del suelo:	
• Suelos gruesos, con una proporción baja de material orgánico	7
• Suelo con humus normal	5
• Suelos finos con una alta proporción de material orgánico	0
3.- Suelos de estratos inferiores:	
• Si el suelo en los estratos inferiores es más grueso que el suelo del estrato superficial, se asigna el mismo puntaje que se dio al suelo superficial en el punto 2.	
• Si el suelo en los estratos inferiores es más fino que el suelo del estrato superficial, se asignan los siguientes puntajes:	
• Grava, arena o suelo glacial con grava o arena	7
• Arena limosa o limo	5
• Limo fino o arcilla	0
4.- Pendiente (S) de la superficie de infiltración:	
• $S < 7\%$	5
• $7\% \leq S \leq 20\%$	3
• $S > 20\%$	0
5.- Cubierta vegetal:	
• Cubierta natural de vegetación saludable	5
• Pasto bien establecido	3
• Pasto nuevo o cubierta adecuada (piedras, gravilla, etc)	0

• Suelo descubierto, sin vegetación ni cubierta especial.	-5
6.- Tráfico en la superficie de infiltración:	
• Bajo tráfico peatonal	5
• Tráfico peatonal mediano (parque, césped)	3
• Alto tráfico peatonal (campos de juego)	0

Puntaje: suma de los puntos obtenidos en los 6 aspectos.

Debido a que existen propiedades del terreno que facilitan más que otras la implementación de estanques de infiltración, se recomienda un método de asignación de puntos de acuerdo a las características que se presentan en la Tabla 4.2.1.1, en la cual se asigna un puntaje por cada una de las seis características y la suma entrega el puntaje total asignado al sitio.

Entonces, si puntaje < 20 el sitio no se considera apto.
 20 < puntaje < 30 el sitio es un buen candidato.
 puntaje > 30 el sitio es excelente.

Este puntaje se puede emplear para la comparación de sitios alternativos.

e. Dimensionamiento. Se trata de determinar la superficie y profundidad del estanque. La Figura 4.2.1.6 muestra los elementos que deben considerarse en el diseño de un estanque de infiltración.

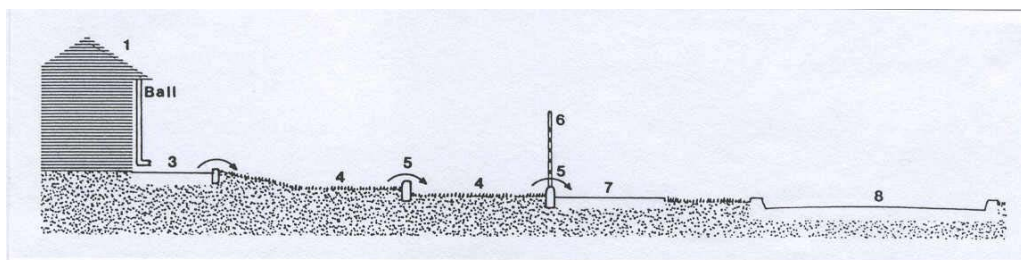
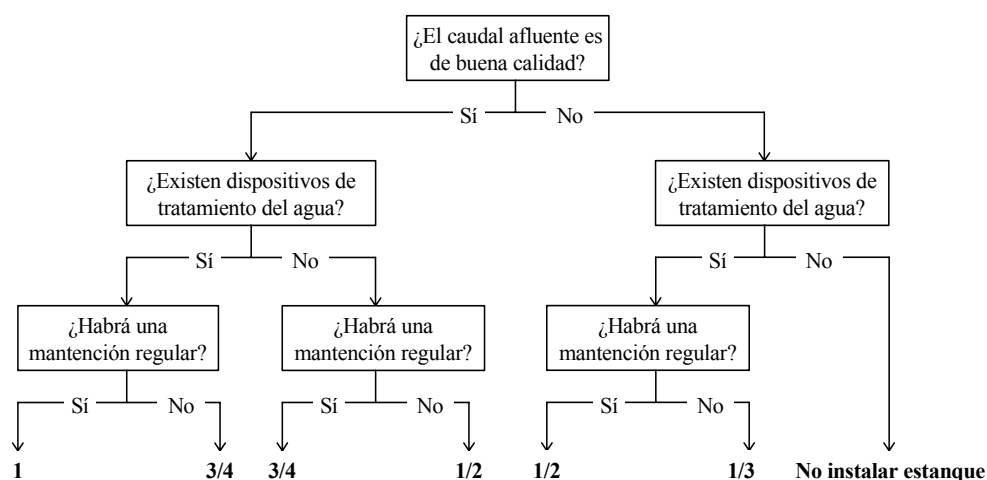


Figura 4.2.1.6: 1.- Techo, 2.- Bajada aguas lluvias, 3.- Terraza, 4.- Estanque, 5.- Rebase, 6.- Reja, 7.- Vereda, 8.- Calle.

Área aportante y coeficiente de escurrimiento. El área aportante se estima como la suma de las superficies impermeables que drenan hacia el estanque de infiltración, mas el área del estanque propiamente tal, sobre la cual también se reciben aguas lluvias. Para las áreas impermeables, como techos, pavimentos y similares, se pueden adoptar coeficientes de escurrimiento superficial según se indican en el Capítulo de Hidrología (Tabla 3.1.2.7). Para el área del estanque el coeficiente es 1,0. Se determina un coeficiente del conjunto como la suma ponderada de los coeficientes respectivos por el área de cada uno.

Tasa de infiltración. Una estimación preliminar de la tasa de infiltración del terreno en el cual se construirá el estanque, se puede hacer en base a la clasificación del suelo, como se muestra en el Capítulo de Suelos y Agua Subterránea. Sin embargo, se recomienda realizar ensayos y medidas de infiltración en el terreno, por medio de un laboratorio experimentado según los procedimientos de Muntz o ensayos estándar (ver 3.2.2.b).

La capacidad de infiltración del suelo puede disminuir por colmatación en el tiempo. Azzout y otros (1994) recomiendan considerar un factor de seguridad variable, dependiendo de la naturaleza de las aguas lluvias, la existencia de tratamiento y la mantención. En caso en que la tasa de infiltración se estime en base a ensayos en terreno se recomienda un coeficiente de seguridad, C_s , según el siguiente procedimiento:



Selección de una lluvia de diseño. Para la lluvia de diseño debe seleccionarse un período de retorno, T , según los siguientes criterios:

$T = 5$ años si hacia aguas abajo del lugar existe una red de drenaje desarrollada.

$T = 10$ años si la zona a la cual descarga no tiene una red de drenaje desarrollada.

La autoridad municipal o el SERVIU podrán requerir períodos de retorno diferentes de acuerdo a las condiciones del lugar.

Si se dispone de curvas IDF para el lugar, se selecciona la curva correspondiente al período de retorno de diseño. Si no están las curvas disponibles, y no existe información suficiente para construirlas, se puede recurrir a los coeficientes de duración generalizados para el lugar, de acuerdo a

lo indicado en Capítulo de Hidrología (3.1.2), seleccionando valores de intensidad I_t (mm por hora) para varias duraciones t (horas).

Volumen afluente acumulado. Se recomienda determinar el volumen a infiltrar acumulado para una lluvia de período de retorno de T años como el generado por las intensidades medias, de acuerdo a la curva IDF correspondiente. Es decir, el volumen acumulado de agua lluvia, V_{afl} , en metros cúbicos, para un tiempo t , en horas, se calcula como:

$$V_{afl}(t) = 1.25 * 0.001 C I_t A t = 0,00125 C A P_t^T \quad (4.2.1.1)$$

donde C es el coeficiente de escurrimiento superficial del área total aportante A (metros cuadrados), I_t es la intensidad de la lluvia de período de retorno T y duración t , en mm por hora, y t es el tiempo acumulado en horas. Además el producto de la intensidad por el tiempo corresponde a la precipitación total acumulada en t horas para el periodo de retorno T , esto es P_t^T , en mm. El valor de V_{afl} en función de t se denomina “curva de recarga”. Se recomienda multiplicar por un factor de seguridad de 1,25 el volumen acumulado para considerar la porción de lluvia que cae antes y después de la parte más intensa de la tormenta, no incluida habitualmente en las curvas IDF.

Volumen de almacenamiento y profundidad del estanque. Para calcular el volumen de almacenamiento, V_{alm} necesario del estanque de infiltración se estima el volumen acumulado que puede ser drenado con la tasa de infiltración adoptada para el terreno en función del tiempo. Se puede determinar gráficamente como la máxima diferencia entre el volumen afluente acumulado de agua lluvia o volumen de recarga $V_{afl}(t)$ y el volumen acumulado infiltrado $V_{inf}(t)$, ambos en función del tiempo, como se ilustra en el esquema de la Figura 4.2.1.7. Este último, en metros cúbicos, está dado por:

$$V_{inf}(t) = 0,001 f C_s A_e t \quad (4.2.1.2)$$

donde f es la capacidad de infiltración del suelo en mm por hora, C_s el coeficiente de seguridad para la infiltración, A_e el área del estanque, en metros cuadrados, y t el tiempo acumulado, en horas. El volumen de almacenamiento necesario se calcula como:

$$V_{alm} = \text{Max} (V_{afl}(t) - V_{inf}(t)) \quad (4.2.1.3)$$

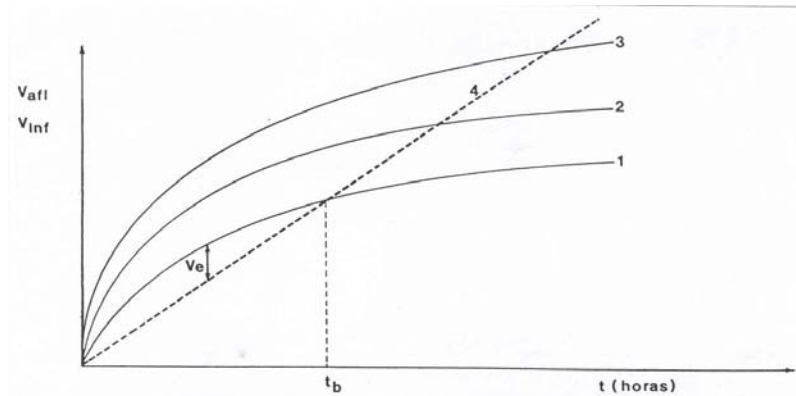


Figura 4.2.1.7: Estimación del volumen de almacenamiento. 1,2,3- Curvas de $V_{afi}(t)$ para lluvias de diferentes periodos de retorno, 4.- Curva de $V_{inf}(t)$, V_e - Volumen de almacenamiento para la lluvia 1.

Si la tasa de infiltración del terreno es siempre mayor que la lluvia, incluso que la de menor duración, entonces no se requiere un volumen de acumulación en el estanque, sino que bastará con la superficie para la infiltración.

La profundidad media del estanque es:

$$h = \frac{V_{alm}}{A_e} \quad (4.2.1.4)$$

Tiempo con agua en el estanque. Se define como el tiempo total durante el cual el estanque permanece con agua acumulada, t_b para una lluvia de período de retorno T . Se calcula como el tiempo para el cual el volumen acumulado aportado por la lluvia de diseño es igual al volumen acumulado infiltrado. A partir de entonces la cantidad de agua que recibe el estanque es inferior a la que es capaz de infiltrar, por lo tanto, a pesar de que puede continuar lloviendo, el estanque permanece sin agua acumulada sobre su superficie. Este tiempo se determina gráfica o numéricamente construyendo un gráfico como el de la figura 4.2.1.7. Se recomienda que el tiempo total con agua en el estanque sea inferior a 24 horas para la lluvia de diseño.

Tiempo máximo de vaciado. El tiempo que demora el estanque en infiltrar el volumen total de almacenamiento se define como tiempo máximo de vaciado, t_m . En este caso se supone que no llueve mientras el estanque se vacía y por lo tanto este tiempo no depende de la lluvia, sino que sólo de las dimensiones del estanque y la capacidad de infiltración. Se calcula como:

$$t_m = \frac{V_{total}}{0,001C_s f A_e} \quad (4.2.1.5)$$

Es conveniente que este tiempo sea inferior a 36 horas para evitar daños permanentes a la vegetación del estanque y facilitar otros usos.

Obra de rebase. Se debe considerar una obra de rebase o vertido, para evacuar hacia el sistema de drenaje superficial, o hacia los colectores, los excesos de lluvias mayores. Para ello se puede recurrir a cámaras de descarga sencillas dimensionadas considerando el estanque de infiltración como un estanque de retención seco. También se puede emplear un sumidero simple o un elemento de rebase hacia aguas abajo. Más importante que la obra de rebase propiamente tal es el nivel al cual se ubica. La obra de rebase puede ser simplemente un rebaje en la solera de un borde para conectar el estanque con la calle.

f. Detalles. Consideran el resto de los elementos necesarios para que la obra opere adecuadamente.

Fondo y taludes. El fondo del estanque es necesariamente horizontal, con un buen control de niveles debido a que las profundidades son pequeñas. Los taludes laterales no son relevantes y pueden hacerse de una inclinación compatible con otros usos o con la mantención de la vegetación. En caso de tener vegetación se recomiendan taludes $H/V = 4/1$ o más tendidos.

Divisiones. Si el terreno presenta pendiente es conveniente dividir el estanque separándolo en varios niveles mediante soleras, solerillas o camellones horizontales, de manera que el agua pueda rebasar de un nivel a otro.

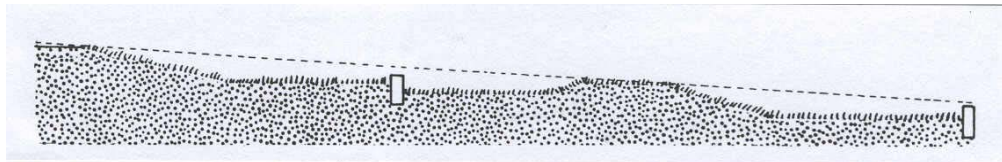


Figura 4.2.1.8: Divisiones interiores y taludes.

Vegetación y riego. Es importante que el estanque tenga una vegetación compatible con los aportes de agua que recibe y la duración del tiempo de inundación. Considerar la necesidad de un sistema de riego para mantener una vegetación sana de acuerdo al clima del lugar. Si no es conveniente colocar vegetación se puede recurrir a maicillo en el fondo horizontal, o gravilla, o un jardín de rocas.

Obra de entrada El estanque puede recibir agua desde diferentes lugares, tanto en forma concentrada desde bajadas de agua de techos, como difusa desde pavimentos o jardines laterales. En el caso de ser concentrados puede ser conveniente disponer de una pequeña zona de disipación de energía y reparto del agua cubierta con piedras.

g. Construcción. Los estanques de infiltración no demandan una técnica particular debido a que se trata de obras de dimensiones modestas, pero es esencial realizar algunos controles.

Precaución para evitar colmatación en la fase de construcción. Una vez iniciada la construcción de la obra, es importante limitar los aportes de finos hacia el estanque. Para ello se puede proteger el estanque con una membrana impermeable durante el tiempo de construcción o limpiarlo al final de la construcción. Es necesario evitar el tránsito de vehículos y maquinaria que produzcan una compactación excesiva del terreno sobre la zona del estanque.

Si el estanque va a ser sembrado con pasto artificial es conveniente que este se coloque sobre una pequeña capa de arena de 3 a 5 cm bajo la capa de tierra vegetal o tierra de hojas.

Control de las dimensiones. Con el fin de asegurar el adecuado almacenamiento de las aguas lluvias es importante que las dimensiones estimadas en el estudio sean respetadas, ya que si se modifican pueden causar desbordes. Debido a la poca altura de almacenamiento que consideran este tipo de estanques es muy importante que se realice un estricto control de los niveles del fondo y las paredes del estanque, sus pendientes u horizontalidad. Además debe verificarse cuidadosamente la ubicación y nivel de los elementos de rebase y las divisiones interiores, tanto en relación al estanque como a la red de drenaje hacia la cual evacúan.

Verificar que no se inundarán obras adyacentes como veredas, entradas a casas, terrazas u otras similares.

h. Mantención. Los estanques de infiltración requieren una escasa o moderada mantención, la que puede ser más costosa cuando es necesario reemplazar el pasto o la cubierta que conforma la superficie del estanque. La responsabilidad por estas funciones, de acuerdo con las reglas generales de la legislación, recae sobre el propietario de las obras, el cual será una persona particular o pública según sea el dominio del terreno en el cual se encuentran emplazadas. Conviene distinguir los problemas de mantención derivados del aseo y ornato de las obras, en cuyo caso implican una responsabilidad municipal, de aquellos que significan una conservación técnica propiamente tal. En este último caso tratándose de vías públicas, como calles, avenidas, veredas, pasajes y similares, la responsabilidad por esta mantención técnica es del SERVIU, o de la empresa que tenga a cargo la concesión del servicio. Algo similar podría ocurrir con las obras alternativas de drenaje de aguas lluvias. Sin embargo es necesario que esta responsabilidad se aclare legalmente. Si las obras se encuentran en recintos privados, la responsabilidad por su mantención es del propietario o de quienes detenten legalmente el recinto.

Una guía de la mantención sugerida para los estanques de infiltración y la frecuencia con que ésta debe realizarse es la siguiente:

Preventiva: Incluye inspecciones, cuidados de la vegetación y limpieza.

Inspección. Inspeccionar la superficie para verificar la necesidad de una limpieza. Verificar que la alimentación no causa problemas y que el exceso de agua se evacúa correctamente.

Rutinaria. Al menos una vez al año.

Mantención del césped. El cuidado del césped, el sistema de riego y la profundidad de las raíces deben ser inspeccionadas y mantenidas cuando sea necesario de acuerdo al clima y el crecimiento de la vegetación.

Rutinaria. De acuerdo con la inspección y el clima. En conjunto con la mantención del área verde en la cual se ubica el estanque.

Remoción de basura y objetos extraños. El material acumulado debe ser removido como una medida de control general, sanitaria y con fines estéticos.

Rutinaria. De acuerdo al sistema de limpieza del entorno. Retirar hojas y ramas durante el otoño.

Curativa: Considera remoción de sedimentos y reemplazo de material.

Remoción de sedimentos. Remoción de sedimentos en estanques con y sin vegetación para evitar que se produzca colmatación.

Rutinaria. Al menos una vez al año.

Reemplazo del material que conforma la superficie. Reemplazar el pasto por especies resistentes al agua, o por otro tipo de cubierta si se observan daños permanentes.

No rutinaria. Cuando se observa que la vegetación en la superficie del estanque está deteriorada.

i. Ejemplo estanque de infiltración. Se considera la posibilidad de construir un estanque de infiltración en un área verde, ubicado en una urbanización ubicada en la ciudad de Viña del Mar, con la finalidad de drenar las aguas lluvias de los sitios de las viviendas vecinas. La superficie total es de aproximadamente 0,4 hectáreas, incluyendo las viviendas y el parque, de las cuales 920 m² se destinarán al estanque. Las características del uso del suelo son las siguientes:

Techos:	930	m ²
Patios:	1566	m ²
Parque:	<u>2000</u>	m ² (920 m ² corresponden al estanque)
Total:	4496	m ²

Los antecedentes del terreno indican que la pendiente del terreno es pequeña, que la profundidad mínima estacional de la napa se ubica 15 m bajo la superficie del terreno y se trata de un suelo tipo B compuesto por limo y arena. De ensayos de infiltración realizados en el suelo del parque se obtuvo una tasa media de infiltración de 19,6 mm/hora.

Factibilidad. Es factible la instalación de un estanque de infiltración en esta urbanización, dado que se cumplen las restricciones de: infiltración mayor que 8 mm/hora, el suelo poseerá una cubierta vegetal, el área a drenar es menor que el doble de la superficie disponible para el estanque y, considerando que el estanque debe ser poco profundo, existirá una distancia mayor que 1,2 m entre el fondo del estanque y el nivel máximo estacional de la napa.

Con el objeto de evaluar objetivamente las características del sitio se calcula el puntaje del sitio, de acuerdo con lo señalado en la Tabla 4.2.1.1 sobre factibilidad. Se obtiene el siguiente resultado:

1) Razón entre el área tributaria impermeable y el área de infiltración.

$$A_{\text{inf}} = 920 \text{ m}^2$$

$A_{\text{imp}} = 1836 \text{ m}^2$, calculada ponderando las áreas tributarias con los coeficientes de escorrentía respectivos como se ilustra más adelante.

Entonces $A_{\text{inf}} / A_{\text{imp}} = 920/1836 = 0,5$5 puntos

2) Naturaleza del estrato superficial del suelo

suelo con humus normal:.....5 puntos

3) Suelos de estratos inferiores:

suelo de iguales características que el suelo superficial
..... 5 puntos

4) Pendiente de la superficie de infiltración :

2%.....5 puntos

5) Cubierta vegetal :

pasto bien establecido.....3 puntos

6) Tráfico en la superficie de infiltración :

parque.....3 puntos

La suma total da un puntaje total de 26 puntos, luego el sitio es un buen candidato para la instalación de un estanque de infiltración

Dimensionamiento. Consiste fundamentalmente en determinar el volumen del estanque de infiltración que permitirá el almacenamiento temporal de las aguas

que lleguen a su superficie, hasta su infiltración. Se adoptará un período de retorno de cinco años para la lluvia de diseño.

Volumen de almacenamiento. El volumen de almacenamiento, V_{alm} , se calcula como la máxima diferencia entre el volumen afluente acumulado de agua lluvia, $V_{afI}(t)$, para una lluvia de cinco años de período de retorno, y el volumen acumulado infiltrado, $V_{inf}(t)$.

El volumen afluente acumulado de agua lluvia para una duración t de la tormenta de cinco años de período de retorno, se estima en función de la precipitación de esa duración como:

$$V_{afI}(t) = 0,001 C A I_t t = 0,001 C A P_t^5 \quad (4.2.1.6)$$

donde C es el coeficiente de escorrentía de toda el área aportante, calculado ponderando las diferentes áreas del suelo como:

$$C = (C_1 A_{techos} + C_2 A_{patios} + C_3 A_{parque} + C_4 A_{estanque})/A \quad (4.2.1.7)$$

Los coeficientes de escorrentía C_1 , C_2 , C_3 y C_4 se obtienen de la Tabla 3.1.2.7 propuesta en el Capítulo de Hidrología, y resultan: $C_1 = 0,9$, $C_2 = 0,5$ y $C_3 = 0,2$ y $C_4 = 1$. Reemplazando, se obtiene que el coeficiente de escorrentía global es $C = 0,61$.

P_t^5 es la lluvia correspondiente a un período de retorno de 5 años y duración t , variable desde unos pocos minutos hasta 24 horas o más si es necesario para determinar el volumen máximo de almacenamiento. Se estima en base a la precipitación de 10 años de período de retorno y 24 horas de duración y los coeficientes de duración y frecuencia correspondientes como:

$$P_t^5 = 1,1 P_{24}^{10} C D_t^{24} C F_{10}^5 \quad (4.2.1.8)$$

donde P_{24}^{10} corresponde a la precipitación máxima para 10 años de período de retorno y 24 horas de duración, que se obtiene de la Tabla 3.1.2.2 propuesta en el Capítulo de Hidrología para precipitaciones máximas diarias en las ciudades de Chile, o de la publicación de la DGA sobre Precipitaciones Máximas en 24, 48 y 72 horas. Para Viña del Mar tiene un valor de 83,3 mm.

$C F_{10}^5$ corresponde al coeficiente de frecuencia para transformar la precipitación de 10 años en otra de 5 años de período de retorno, es el que se obtiene de la Tabla 3.1.2.4 de coeficientes de frecuencia del Capítulo de Hidrología y arroja un valor de 0,83 para la ciudad de Viña del Mar.

CD_t^{24} es el coeficiente de duración, que se obtiene de la Tabla 3.1.2.3 de Coeficientes de duración para t entre 1 y 24 horas o de la expresión (3.1.2.2) propuesta para lluvias menores de 1 hora.

Entonces, reemplazando en la ecuación 4.2.1.8 los valores correspondientes, la precipitación de 5 años de periodo de retorno y duración t , para t entre 24 horas y 1 hora, está dada por:

$$P_t^5 = 1,1 * 83,3 CD_t^{24} 0,83 = 76,1 CD_t^{24} \quad \text{para } 24 \text{ horas} \geq t \geq 1 \text{ hora}$$

En particular para una hora el coeficiente de duración es 0,140 según la Tabla 3.1.2.2, con lo que se obtiene:

$$P_1^5 = 76,1 * 0,140 = 10,7 \text{ mm}$$

A partir de este valor se obtienen las precipitaciones menores de una hora con los coeficientes de duración de la Tabla 3.1.2.5 como:

$$P_t^5 = 10,7 CD_t^1 \quad \text{para } 0 \leq t \leq 1 \text{ hora}$$

Con estos valores de precipitación se calcula el volumen afluente acumulado, en m^3 , de la expresión 4.2.1.6 como:

$$V_{\text{aft}}(t) = 0,001 * 0,61 * 4496 P_t^5 = 2,74 P_t^5$$

Similarmente el volumen infiltrado acumulado para una duración t de la tormenta se estima a partir de la expresión:

$$V_{\text{inf}}(t) = 0,001 f C_s A_e t \quad (4.2.1.9)$$

donde f es la tasa de infiltración del terreno en mm por hora, A_e es el área filtrante del estanque y t el tiempo en horas. C_s es el coeficiente de seguridad para corregir la tasa de infiltración. En este caso se supone que el agua es de buena calidad porque proviene directamente de los techos vecinos y no habrá ni dispositivo de tratamiento ni una mantención regular, de manera que C_s es 0,5. Con los valores de este caso el volumen infiltrado acumulado es:

$$V_{\text{inf}}(t) = 0,001 * 0,5 * 19,6 * 920 * t = 9,016 t$$

Los valores obtenidos para los coeficientes de duración, las precipitaciones y los volúmenes resultantes del agua afluente al estanque y el agua infiltrada, así como el volumen almacenado para distintas duraciones se presentan a continuación:

Duración (horas, min.)	CD _t (*)	P _t ⁵ (mm)	V _{afl} (m ³)	V _{inf} (m ³)	V _{alm} (m ³)
0h 0m	0,000	0,0	0,0	0,0	0,0
0h 5m	0,307	3,3	9,0	0,8	8,2
0h 10m	0,460	4,9	13,4	1,5	11,9
0h 20m	0,642	6,9	18,9	3,0	15,9
0h 30m	0,764	8,2	22,5	4,5	18,0
0h 40m	0,858	9,2	25,2	6,0	19,2
1h	0,140	10,7	29,3	9,0	20,3
2h	0,210	16,0	43,8	18,0	25,8
4h	0,330	25,1	68,8	36,1	32,7
6h	0,450	34,2	93,7	54,1	39,6
8h	0,550	41,9	114,8	72,1	42,7
10h	0,640	48,7	133,4	90,2	43,2
12h	0,720	54,8	150,2	108,2	42,0
14h	0,780	59,3	162,5	126,2	36,3
18h	0,900	68,5	187,7	162,3	25,4
24h	1,000	76,1	208,5	216,4	-7,9

(*) Para duraciones menores de una hora los coeficientes se refieren a la lluvia de una hora. Para duraciones mayores de una hora se refiere a la lluvia de 24 horas.

Se puede apreciar que el valor máximo de almacenamiento corresponde a 43,2 m³ que se acumulan a las 10 horas. En la Figura 4.2.1.9 se muestra la estimación gráfica del volumen de almacenamiento, obtenido como la diferencia máxima entre el volumen afluente acumulado y el volumen infiltrado acumulado.

La profundidad del estanque h_{estanque} se puede estimar como:

$$h_{\text{estanque}} = V_{\text{alm}}/A_{\text{estanque}} = 43,3/920 = 0,047 \text{ m} \quad (4.2.1.10)$$

La profundidad del estanque resulta ser de sólo 4,7 cm. Dado que esta es la profundidad de agua máxima presente en el estanque para las condiciones de diseño, el estanque puede construirse de 5 ó 10 cm de profundidad para facilitar su nivelación y excavación.

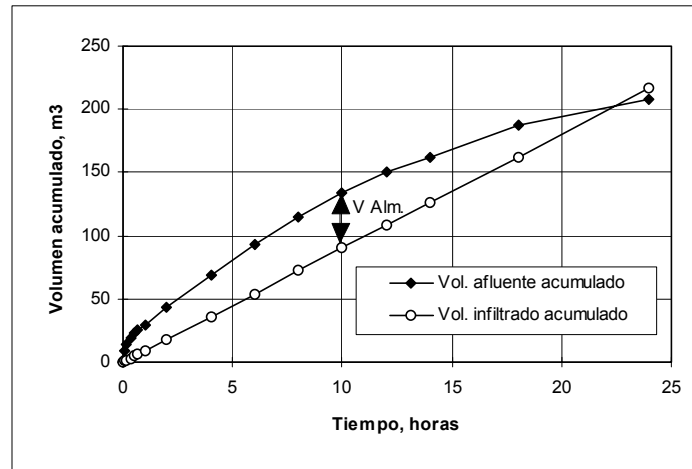


Figura 4.2.1.9: Estimación gráfica del volumen de almacenamiento.

Tiempo con agua en el estanque. El tiempo total durante el cual el estanque permanece con agua acumulada para la lluvia de diseño, t_b , se estima como el tiempo para el cual el volumen acumulado aportado por la lluvia es igual al volumen acumulado infiltrado. De la tabla y figura de cálculo del volumen se obtiene $t_b = 22,5$ horas. Se considera aceptable ya que según las recomendaciones debe ser inferior a 24 horas.

Tiempo máximo de vaciado. Corresponde al tiempo que demora el estanque en infiltrar el volumen máximo de almacenamiento sin la presencia de lluvia. Debe ser inferior a 36 horas. En este caso la profundidad promedio del estanque será de 7 cm, de manera que:

$$t_m = \frac{V_{alm}}{0,001 f C_s A_{estanque}} = \frac{920 * 0,07}{0,001 * 19,6 * 0,5 * 920} = 7,1 \text{ horas} \quad (4.2.1.11)$$

Detalles. El plano adjunto presenta los detalles para la materialización de la obra. Estos complementan el diseño con los siguientes aspectos:

Vegetación. El estanque se ubica en un área verde que se plantará con césped. Si es necesario se incluirá un sistema de riego.

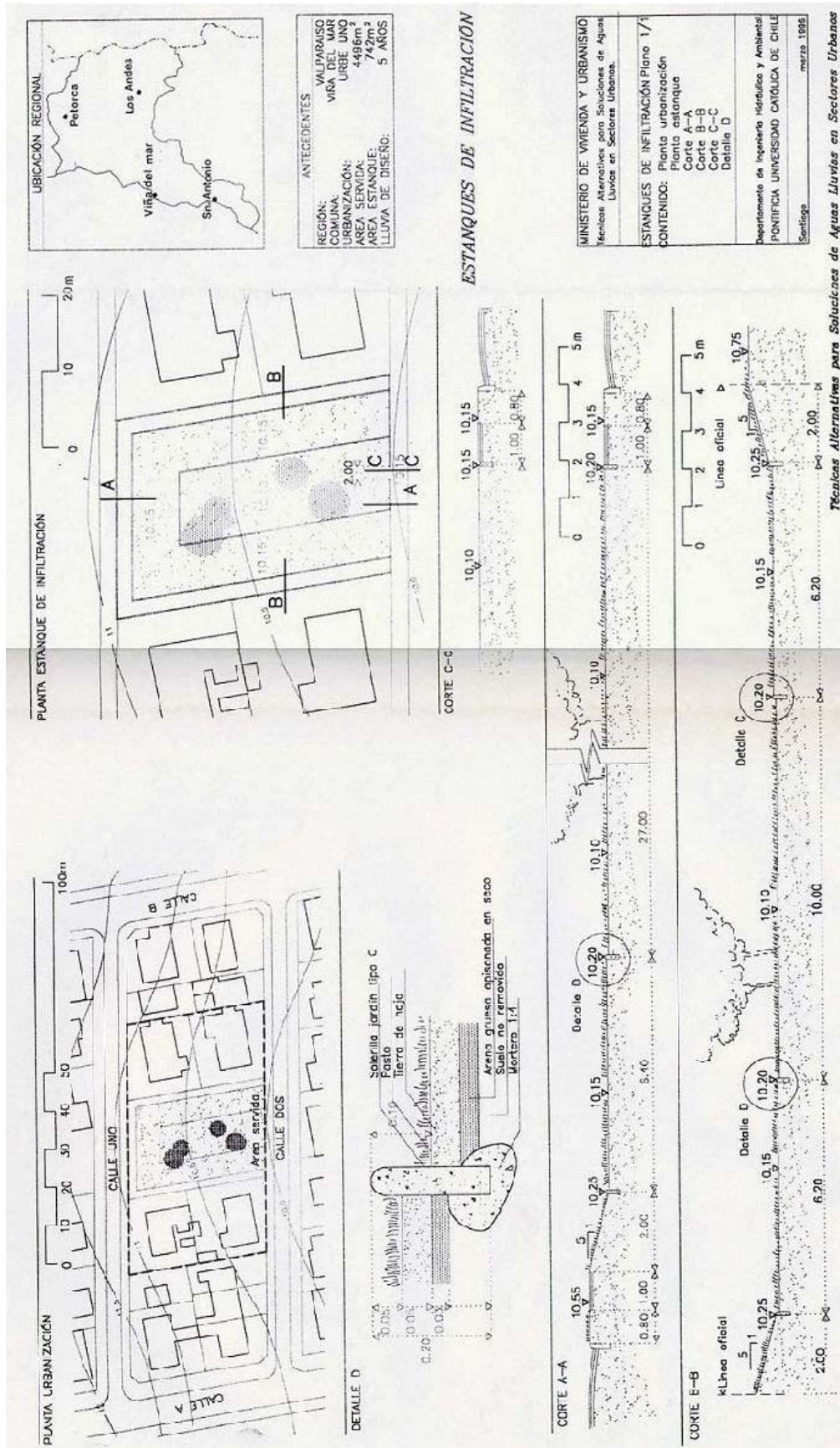
Fondo. El fondo del estanque será horizontal. Los bordes se materializarán mediante solerillas de jardín horizontales hacia las calles y con taludes H/V=4/1 hacia el resto del parque.

Rebase. Para el rebase se rebajará la solerilla en una extensión de dos metros para permitir que el exceso de agua escurra hacia la calle pasando sobre la acera. El caudal es tan bajo que ello no genera problemas.

Cubicación y presupuesto. A continuación se presenta una cubicación y presupuesto aproximado para la construcción de un estanque de infiltración del ejemplo.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	(UF)	
					Unitario	Subtotal
1	Excavación, en terreno blando, hecha a mano, sin agotamiento ni entibación, incluye el descepe y limpieza del terreno, así como el emparejamiento, nivelación y limpieza de fondo.	m ³	354,2	0,252		
						89,258
2	Transporte de excedentes de la excavación incluyendo carguío y depósito, a distancia menor a 10 km.	m ³	333,3	0,063		
						20,998
3	Suministro y colocación de una capa de arena sin contenido de arcilla de 3 cm, esparcida y compactada con pisón.	m ³	25,9	1,081		
						27,998
4	Suministro y colocación de una capa de 5 cm de tierra de hojas, esparcida y nivelada.	m ³	43,1	1,019		
						43,919
5	Suministro, distribución y siembra de césped artificial. Incluyendo colocación de arena, tierra de hoja, semilla, sembrado, riegos y cuidados hasta el primer corte del pasto.	m ²	861,9	0,104		
						89,638
6	Suministro y colocación de solerillas tipo jardín de cemento comprimido. Colocadas apoyadas sobre mortero de cemento y niveladas. Incluye mortero	m	175,6	0,167		
						29,325
Total						301,207

Nota: Precios de referencia en UF (Unidades de Fomento, 1 UF=\$13.081,89 al 7 de Octubre de 1996), según “Lista Oficial de Precios de Obras de Pavimentación para Cobro por Gastos de Inspección año 1995”, MINVU y el “Boletín de Precios N° 276 de Mayo-Junio de 1996” del SERVIU Metropolitano.



4.2.2. ZANJAS DE INFILTRACIÓN

a. Descripción. Las zanjas de infiltración son obras longitudinales, con una profundidad recomendada del orden de 1 a 3 m, que reciben el agua en toda su longitud, interceptando el flujo superficial de una tormenta y evacuándolo mediante infiltración al subsuelo. Si la zanja no puede recibir el agua en toda su longitud, es posible alimentarla desde uno de los extremos empleando para ello una tubería perforada a lo largo de la parte superior, para lo cual es conveniente disponer de cámaras a la entrada y a la salida. En este caso la zanja propiamente tal puede cubrirse de manera de emplear la superficie para otros fines, como veredas, paseos o estacionamientos. El funcionamiento hidráulico de estas obras puede resumirse en tres etapas. La primera es el ingreso del agua proveniente de la tormenta a la zanja, la que se puede efectuar a través de la superficie o desde redes de conductos. Una vez que ingresa a la zanja, el agua se almacena temporalmente en su interior, para posteriormente ser evacuada a través del suelo mediante infiltración. Es recomendable usar las zanjas de infiltración en áreas residenciales, donde el agua lluvia tiene una baja concentración de sedimentos y de aceite. Pueden ser alimentadas lateralmente desde franjas de pasto que actúan como filtros. A pesar de que son más susceptibles a la acumulación de sedimentos, las zanjas de infiltración son más fáciles de mantener que otras obras de infiltración debido a su accesibilidad, si no están cubiertas por veredas o calles.

Frente a los cinco objetivos básicos propuestos para las obras alternativas de drenaje urbano el comportamiento de las zanjas de infiltración es el siguiente:

- Disminuyen el caudal máximo
- Disminuyen el volumen escurrido
- Permiten otros usos alternativos
- Recargan la napa de agua subterránea
- Mejoran la calidad del efluente

Para lograr estos objetivos las zanjas de infiltración se ubican inmediatas a las zonas impermeables que atienden, de manera de recibir aguas limpias, preferentemente en sectores estrechos como pasajes, bandejones centrales de calles, fondos de patios, en los bordes de estacionamientos y lugares similares.

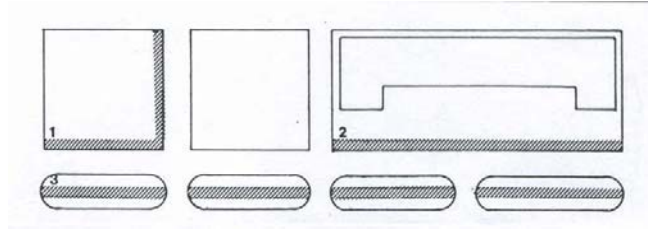


Figura 4.2.2.1: 1.- Zanjas bajo veredas, 2.- Sector de estacionamiento, 3.- Bandejones de calles.

Una zanja de infiltración es una obra sencilla que admite varios elementos opcionales para la alimentación y descarga. El esquema siguiente muestra los elementos típicos de una zanja y la relación funcional entre ellos.

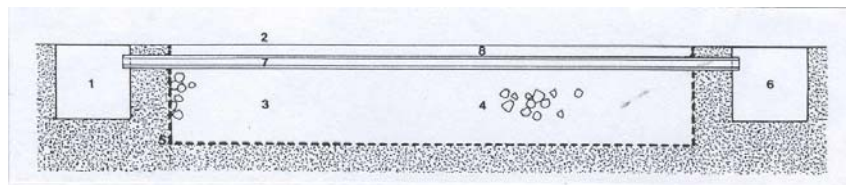


Figura 4.2.2.2: 1.- Cámara de entrada (opcional), 2.- Alimentación superficial, 3.- Zanja, 4.- Relleno, 5.- Geotextil, 6.- Cámara de rebase (opcional), 7.- Tubería de distribución (opcional), 8.- Cubierta.

Los diseños de zanjas de infiltración incluyen tres tipos básicos de zanjas:

Zanja de infiltración completa. El escurrimiento superficial generado por la tormenta de diseño sólo puede salir de la zanja por infiltración. El volumen de almacenamiento se diseña en este caso para almacenar todo el volumen de escurrimiento superficial generado por la tormenta de diseño. En caso de tormentas peores que las de diseño el exceso no entra a la zanja y es rechazado superficialmente.

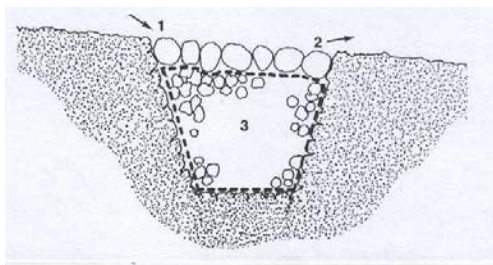


Figura 4.2.2.3: 1.- Alimentación superficial, 2.- Rebase, 3.- Relleno.

Zanja de infiltración parcial. La zanja no está diseñada para infiltrar completamente todo el volumen de escurrimiento superficial captado. Parte del volumen se evacúa hacia otros elementos o hacia el sistema de drenaje superficial, usando una tubería perforada ubicada cerca de la parte superior de la zanja.

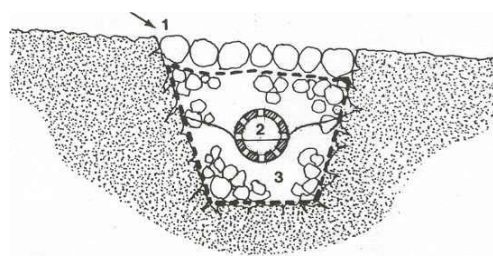


Figura 4.2.2.4: Alimentación superficial, 2.- Tubería perforada de rebase, 3.- Relleno.

Zanja de infiltración inicial. Su diseño tiene por objeto retirar del flujo superficial sólo la primera parte de la tormenta, con el objeto de mejorar la calidad del agua. El volumen de almacenamiento permite guardar el flujo provocado por los primeros 10 mm a 15 mm de la tormenta de diseño, el cual posteriormente se infiltra. El exceso se rechaza o es retirado por drenes.

Las figuras siguientes muestran ejemplos típicos de zanjas de infiltración, en cuanto a su alimentación y ubicación.

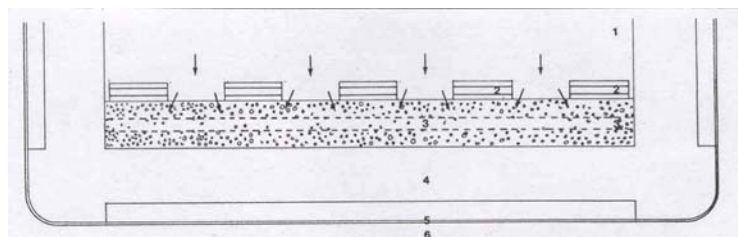


Figura 4.2.2.5: Zanja de infiltración con alimentación superficial en un estacionamiento. 1.- Estacionamiento, 2.- Soleras discontinuas, 3.- Zanja, 4.- Vereda, 5.- Cuneta, 6.- Calle.

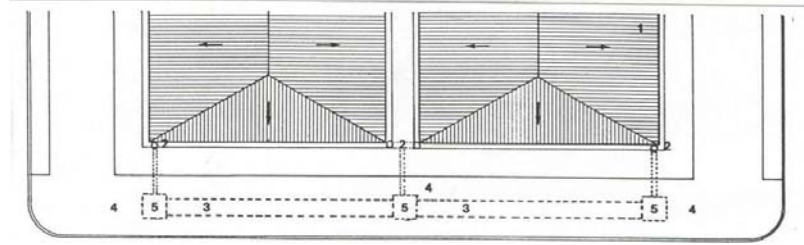


Figura 4.2.2.6: Zanja cubierta. 1.- Techos, 2.- Bajadas de aguas lluvias, 3.- Zanja, 4.- Vereda, 5.- Cámaras.

b. Ventajas y desventajas. Algunas de las principales ventajas, tales como la reducción del máximo escurrimiento superficial, son similares a las que se presentan para otras obras de infiltración. Una ventaja especial de las zanjas de infiltración es su facilidad para integrarse a la estructura urbana, ya que son poco visibles y comprometen sólo una franja delgada del suelo en la superficie. Adicionalmente, tienen un bajo costo y una fácil puesta en marcha.

Entre las desventajas se destacan los problemas de colmatación que se pueden presentar, en períodos menores a 5 años, al retener las partículas finas presentes en el agua. Una vez que se tapan, es necesario remover las piedras de relleno y reemplazarlas por otras limpias, y en algunos casos la fosa debe ser ampliada para extraer los suelos impermeabilizados adyacentes. Este inconveniente puede ser reducido si el agua de la tormenta se filtra antes de ingresar a la zanja o se asegura que la zanja reciba agua limpia. Otro problema que se debe considerar es la migración de partículas finas hacia el relleno de piedras, lo que se puede prevenir usando un filtro entre el estrato de relleno y el suelo original. También se deben tomar precauciones durante la etapa de construcción, y será recomendable una mantención durante la vida útil de la obra.

Para evitar el riesgo de contaminación de la napa, es muy importante conocer las características de las aguas que se van a infiltrar (origen de las aguas, naturaleza de las superficies drenadas).

c. Procedimiento de diseño. El procedimiento de diseño que se debe seguir para lograr un adecuado funcionamiento de las zanjas de infiltración debe considerar un análisis de factibilidad, una recopilación de antecedentes, la elección de materiales y el equipamiento necesario, un dimensionamiento de los elementos principales y, finalmente, el diseño de los elementos de detalle.

Factibilidad. El estudio de factibilidad permite determinar, en base a los antecedentes disponibles sobre las características del suelo y del agua subterránea, si se puede infiltrar o no las aguas lluvias superficiales hacia el suelo bajo la zanja de infiltración y si es conveniente o no utilizar este tipo de obra. El estudio de factibilidad analiza condiciones que hacen apto el sitio para la instalación de una zanja de infiltración, tales como permeabilidad del suelo,

riesgo de contaminación, capacidad de infiltración, profundidad de la napa y zonas que serán drenadas.

Para decidir la factibilidad es conveniente que el proyectista reúna los siguientes antecedentes:

Plano de ubicación de la obra, en el cual se indiquen la comuna, calle y número si corresponde o su relación a calles cercanas. Límites de las áreas aportantes de agua, ubicación proyectada de la zanja y sector al cual rebasa los excesos si se producen.

Certificado de la Dirección General de Aguas, o de su oficina en Región, que indique la profundidad de la napa de agua subterránea en el lugar y la autorización a infiltrar aguas lluvias en él.

Certificado de un laboratorio autorizado con los resultados de ensayos de infiltración en terreno, según el método de Porchet, o del cilindro excavado, de un ancho y profundidad representativo de las dimensiones de la zanja (ver 3.2.2.b).

Si el agua a infiltrar no proviene directamente desde los techos impermeables, sino que de otras superficies en zonas ya desarrolladas, se recomienda hacer un análisis del agua emitido por un laboratorio autorizado en el que se verifique que cumple con la Norma NCh 1333 Calidad del Agua para Diferentes Usos, en relación a usos recreacionales.

Como toda obra de infraestructura la zanja de infiltración requerirá de los espacios necesarios para su construcción. La autorización para el uso del suelo con estos fines deberá requerirse del propietario respectivo cuando éste no sea el ejecutor de las obra. El permiso deberá gestionarse según el caso ante el particular o la entidad pública fiscal o municipal.

Dimensionamiento. La elección del tipo de materiales utilizados y la capacidad de absorción del suelo son las principales características que se consideran en el diseño.

Además de los antecedentes mencionados en la Factibilidad para el dimensionamiento el proyectista reunirá los siguientes:

Plano a una escala adecuada en el que se muestren las superficies que drenan a la zanja y la naturaleza de cada una.

Cuadro de superficies, con indicación de áreas y coeficiente de escorrentía de cada tipo, (techos, pavimentos impermeables, porosos, áreas verdes con y sin vegetación, calles, veredas y otros).

Precipitación máxima de 24 hrs. de duración y 10 años de período de retorno según la D.G.A. (1991).

Si se conoce el material de relleno es conveniente disponer de un ensayo para determinar su porosidad o el índice de huecos del material compactado, realizado por un laboratorio autorizado.

Para dimensionar una zanja de infiltración, es decir, para determinar el largo, el ancho y la profundidad, se pueden utilizar dos estrategias: i) partir de dimensiones iniciales determinadas a priori y que pueden ser ajustadas posteriormente y ii) partir de una o dos dimensiones conocidas, normalmente fijas y deducir el resto en base a ecuaciones. La porosidad del material constituye también uno de los datos del problema (puede variar entre 30% a 90%). La longitud de la zanja está generalmente impuesta por el trazado, el ancho es variable y puede ser elegido más libremente, y la profundidad depende de la naturaleza del terreno (capacidad de absorción del suelo y de la profundidad de la napa de agua subterránea), o de los procedimientos constructivos. Se debe hacer una verificación estructural de la zanja, especialmente si se ubica cerca de calzadas vehiculares o edificaciones.

Una vez dimensionada la zanja se procede a diseñar los elementos auxiliares como son las cámaras de entrada y salida, las tuberías de reparto o de evacuación, si la zanja no es alimentada lateralmente en toda su extensión.

Diseño de detalle. El diseño de detalle se traduce en los planos de la obra y sus especificaciones técnicas generales y especiales. En esta etapa se deberán elegir los materiales que componen la zanja de infiltración. Si la zanja es cubierta debe seleccionarse el material y tipo de la superficie.

d. Factibilidad y Condiciones Generales. No es recomendable la instalación de estas obras en terrenos que posean alguna de las siguientes características:

Pendiente del terreno mayor que un 20%.

Nivel máximo de la napa subterránea o un estrato impermeable a menos de 1,2 m bajo el fondo de la zanja.

Suelos superficiales o inferiores con tasas de infiltración equivalente a suelos tipo C o D según la clasificación SCS (ver Capítulo sobre Suelos y Agua Subterránea), o con tasas de infiltración menores que 7 mm/hora.

Suelos con más de un 30% de contenido de arcilla.

El tamaño del área aportante mayor que 5 hectáreas.

e. Dimensionamiento. Consiste en determinar el tamaño de la zanja y sus elementos principales. El esquema de la Figura 4.2.2.7 muestra los elementos constitutivos de una zanja que deben considerarse, así como las variables de diseño principales.

Área aportante. El área aportante se estima como la suma de las superficies impermeables que drenan hacia la zanja de infiltración. Para ello se determina un coeficiente de escurrimiento del conjunto como la suma ponderada de los coeficientes respectivos por el área de cada uno.

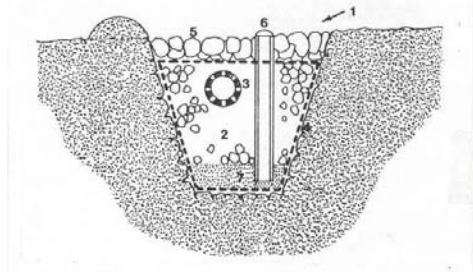


Figura 4.2.2.7: Elementos de una zanja. 1.- Alimentación (opcional), 2.- Relleno, 3.- Tubería Perforada (opcional), 4.- Geotextil, 5.- Cubierta, 6.- Piezómetro, 7.- Filtro granular (Opcional).

Selección de una lluvia de diseño. Se recomienda seleccionar una lluvia de diseño de algunos de los siguientes períodos de retorno:

$T = 5$ años si hacia aguas abajo del lugar existe una red de drenaje desarrollada.

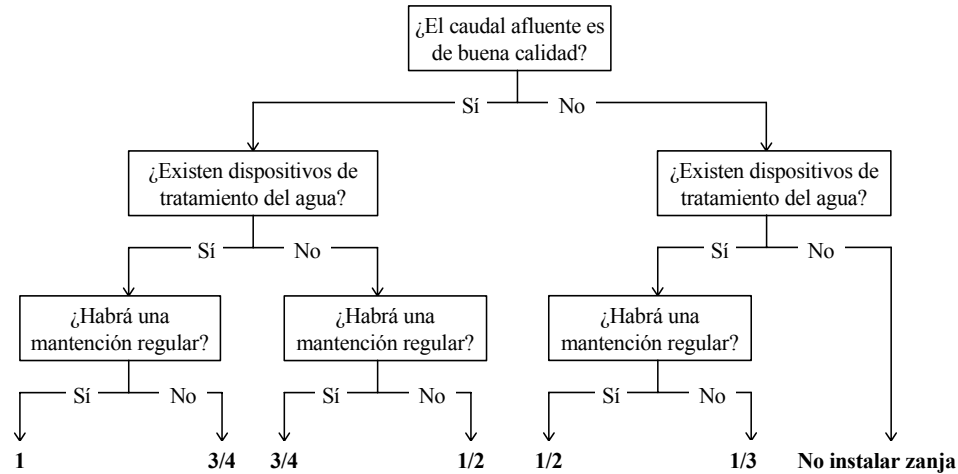
$T = 10$ años si hacia aguas abajo del lugar no existe una red de drenaje desarrollada.

La autoridad municipal o el SERVIU podrán requerir períodos diferentes de acuerdo a las condiciones del lugar.

Si se dispone de curvas IDF para el lugar, se selecciona la curva del período de retorno de diseño. Si no están las curvas disponibles, y no existe información suficiente para construirlas, se puede recurrir a los coeficientes de duración generalizados para el lugar de acuerdo a lo indicado en el Capítulo de Hidrología (3.1.2.c), seleccionando valores de intensidad I_t (mm por hora) para varias duraciones del tiempo t (horas). Esto supone considerar una tormenta con la intensidad máxima al inicio, de duración indefinida.

Tasa de infiltración. Puede hacerse una estimación preliminar de la tasa de infiltración del terreno en el cual se implantará la zanja, en base a una clasificación del suelo según se indica en el Capítulo de Suelos y Agua Subterránea (3.2.2). En este caso la tasa de infiltración de diseño debe ser igual a la mitad de la tasa de infiltración obtenida del análisis textural del suelo. Es decir, se considera un coeficiente de seguridad de 2 para la tasa de infiltración estimada adicional al que se menciona más adelante. Sin embargo, se recomienda realizar ensayos y medidas en terreno, de acuerdo al método de Porchet (3.2.2.b) por un laboratorio experimentado.

La capacidad de infiltración del suelo puede disminuir por colmatación en el tiempo. Azzout y otros (1994) recomiendan considerar un factor de seguridad variable, dependiendo de la naturaleza de las aguas lluvias, la existencia de tratamiento y la mantención. En caso en que la tasa de infiltración se estime en base a ensayos en terreno se recomienda un coeficiente de seguridad, C_s , según el siguiente procedimiento:



Volumen afluente acumulado. Se recomienda determinar el volumen a infiltrar acumulado para una lluvia obtenida con el período de retorno de diseño como aquel generado por las intensidades medias, de acuerdo a la curva IDF correspondiente. Es decir, el volumen acumulado de agua lluvia (en metros cúbicos) para un tiempo t (horas), se calcula como:

$$V_{afl}(t) = 1,25 * 0,001 C I_t A t = 0,00125 C A P_t^T \quad (4.2.2.1)$$

donde C es el coeficiente de escorrentía superficial del área total aportante A (metros cuadrados), I_t es la intensidad de la lluvia (mm/hora) de período de retorno de diseño y duración t y t es el tiempo acumulado en horas. P_t^T corresponde a la precipitación, en mm, de duración t y período de retorno T en el lugar. El valor de V_{afl} en función de t se denomina “curva de recarga”. Se recomienda multiplicar este volumen acumulado por un factor de seguridad de 1,25 para considerar la lluvia que cae antes y después de la porción más intensa de la tormenta, no incluida en las curvas IDF.

Volumen infiltrado. El volumen infiltrado V_{inf} (m^3) se puede determinar a partir de la siguiente ecuación:

$$V_{inf}(t) = 0,001 C_s f A_{perc} t \quad (4.2.2.2)$$

donde f es la capacidad de infiltración del suelo en condiciones de saturación (mm/hora), A_{perc} es el área total de percolación de la zanja en metros cuadrados y t es el tiempo de percolación en horas.

Además si no se dispone de un elemento decantador del material fino antes del ingreso a la zanja, o si el agua no es limpia, se recomienda que el fondo de la zanja se considere impermeable para efectos de la percolación, ya que puede taparse rápidamente por la acumulación de sedimentos. En estas condiciones, se asume que el agua percola hacia el suelo sólo a través de los lados de la zanja, razón por la cual se recomienda el diseño de obras angostas y profundas. El área de percolación se puede determinar a partir de la expresión:

$$A_{perc} = 2h(L + b) \quad (4.2.2.3)$$

si no hay elemento decantador y

$$A_{perc} = 2h(L + b) + 0.5Lb \quad (4.2.2.4)$$

si las aguas son limpias o si hay elemento decantador, donde L es la longitud de la zanja, b es su ancho y h la altura de la zanja rellena con piedras, como se ilustra en el esquema de la Figura 4.2.2.8. El valor de h se determina de acuerdo a las condiciones locales, considerando que el fondo debe ubicarse por lo menos 1,2 m sobre el nivel máximo de la napa o de capas impermeables mas profundas.

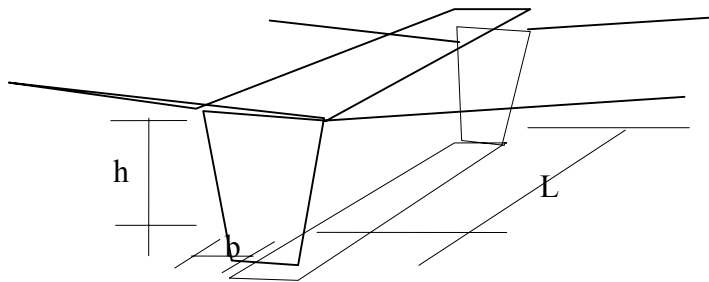


Figura 4.2.2.8: Parámetros que definen la geometría de una zanja.
L.- Longitud, b.- Ancho, h.- Altura máxima de agua.

Volumen de almacenamiento. Existen varios métodos de diseño, basados en criterios similares a los de otras obras de infiltración, los que varían en cuanto a las estimaciones de los volúmenes de diseño y las tasas de infiltración. El volumen necesario de almacenamiento en la zanja (V_{alm}) se puede determinar gráficamente como la máxima diferencia entre el volumen acumulado afluente (V_{afI}) y el volumen acumulado infiltrado (V_{inf}), ambos en función del tiempo, como se muestra en la Figura 4.2.2.9.

El volumen total de la zanja está dado por:

$$V_{zanja} = L b h \quad (4.2.2.5)$$

Para mejorar la estabilidad, se rellena de material pétreo de porosidad p , luego el volumen de la zanja está relacionado con el volumen de almacenamiento necesario mediante la expresión:

$$V_{alm} = p V_{zanja} = p L b h \quad (4.2.2.6)$$

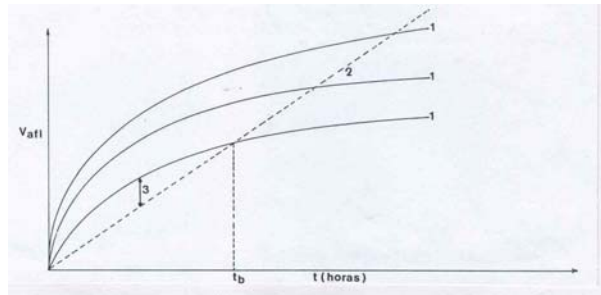


Figura 4.2.2.9: Estimación del volumen de almacenamiento. 1.- Curva de volumen afluente para diferentes periodos de retorno, 2.- Curva de volumen infiltrado, 3.- Volumen de almacenamiento, igual a la máxima diferencia entre ambas curvas.

Debido a que el volumen infiltrado, empleado para estimar el volumen de almacenamiento, también depende de la dimensión de la zanja, se debe proceder por aproximaciones sucesivas, empleando como variables de diseño el valor del largo de la zanja L , suponiendo valores conocidos de b y h ya que pueden estar condicionadas por restricciones constructivas y del terreno.

Tiempo total de infiltración. Se debe estimar el tiempo total de infiltración para la lluvia de diseño como el tiempo para el cual el volumen acumulado aportado por la lluvia es igual al volumen acumulado infiltrado, es decir el tiempo para el cual las curvas de recarga e infiltración se cruzan en el gráfico de la Figura 4.2.2.8. Es recomendable que el tiempo total de infiltración sea inferior a 24 horas para la lluvia de diseño.

Pendiente de fondo. El fondo de la zanja debe ser horizontal. Si el terreno presenta una pendiente a lo largo de la zanja, la altura de ésta es la del extremo de menor profundidad.

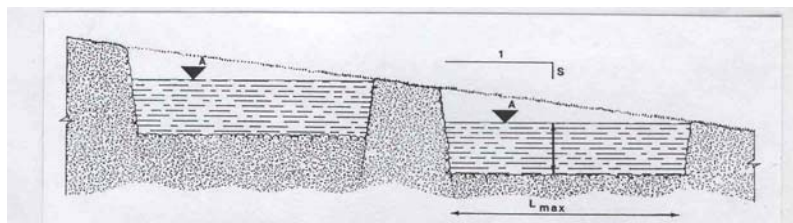


Figura 4.2.2.10: A.- Nivel máximo del agua, S.- Pendiente del terreno, H.- Profundidad de la zanja, Lmax.- Longitud máxima.

En estos casos es conveniente dividir la zanja a lo largo en tramos de longitud máxima dada por:

$$L_{\max} = \frac{H}{2S} \quad (4.2.2.7)$$

donde H es la profundidad de la zanja y S la pendiente del terreno en tanto por uno.

Material de relleno de la zanja. Para mejorar las condiciones de estabilidad de las paredes de la zanja, es necesario rellenarla con un material pétreo. El material agregado para la zanja consiste en un agregado limpio, tipo ripio, sin polvo ni material fino, con un diámetro uniforme variable entre 3,5 cm y 7,5 cm. También pueden usarse bolones. Por los supuestos de diseño, la porosidad del agregado se puede suponer que es igual a un 30%. El agregado debería estar completamente rodeado por un filtro geotextil.

Geotextil. Entre el fondo y las paredes de la excavación y el relleno se coloca un geotextil, cubriendo el relleno una vez colocado en su parte superior. Se recomienda emplear geotextiles de materiales sintéticos, no tejidos, de permeabilidad al menos igual a 10 veces la permeabilidad del suelo. Los paños laterales se deben traslapar por lo menos en 40 cm.

Tuberías de reparto de flujo. Si la zanja es alimentada desde un extremo, es necesario instalar una tubería de reparto del agua a lo largo de la zanja, por su parte superior, inmediatamente bajo la cubierta y sobre el geotextil. Esta tubería debe ser recta, horizontal y estar conectada tanto a una cámara de entrada como a una de salida en cada extremo, para facilitar su limpieza.

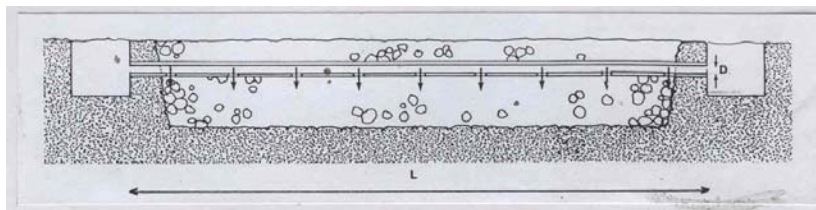


Figura 4.2.2.11: Tubería de reparto. D.- Diámetro, L.- Longitud.

El gasto de diseño de esta tubería puede estimarse como el aportado por una tormenta corta, de duración 5 a 10 minutos sobre el área aportante, de manera de tomar en cuenta la parte más intensa de la lluvia, que es la que genera los mayores caudales a ser distribuidos en la zanja:

$$Q = CI_{5min}^2 A \quad (4.2.3.8)$$

Donde C es el coeficiente de escurrimiento de la zona, A al área en m² de la superficie que drena hacia la zanja y I_{5min}^2 la intensidad de la lluvia del periodo de retorno de diseño y cinco minutos de duración en el sector. Estos valores son independientes del tiempo de concentración de la cuenca aportante y tienen por objeto considerar la parte más intensa de la lluvia de diseño.

El tamaño, o diámetro de la tubería, se puede calcular considerando que todo el gasto que entra se reparte a lo largo de la zanja de longitud L, con una pérdida de carga no superior a un diámetro y un factor de fricción de 0,02. En estas condiciones el diámetro es por lo menos:

$$D = 0,286L^{1/6}Q^{1/3} \quad (4.2.2.9)$$

con L y D en metros y Q en m³/s. Para la tubería se pueden emplear tubos de hormigón de cemento del tipo alcantarillado colocados sin emboquillar, tubos de PVC perforados, o tubos de drenaje envueltos en geotextil. En cualquier caso la tubería debe ser de diámetro uniforme y recta, con una longitud máxima entre cámaras no mayor que 50 metros y de un diámetro mínimo de 0,20 m.

Zanjas con drenes. Para zanjas de infiltración parcial, o si la permeabilidad del suelo es baja, y la zanja no puede rebasar por su cara superior, será necesario instalar en el interior de la zanja una tubería de drenaje conectada a un sistema de conducción hacia aguas abajo.

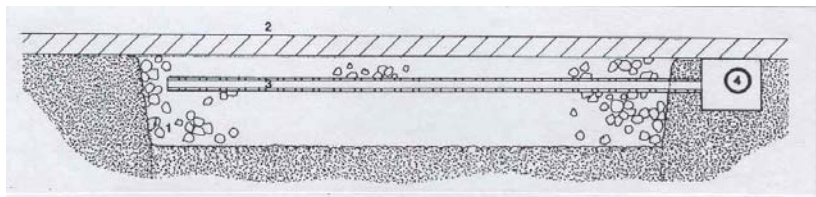


Figura 4.2.2.12: 1.- Relleno, 2.- Cubierta, 3.- Tubería perforada o dren, 4.- Cámara salida.

f. Detalles. Debe completarse el diseño con los detalles necesarios para que la obra funcione correctamente.

Pozo de observación. Se recomienda instalar un pozo de observación por cada 25 m de longitud de la zanja. Este puede consistir en una tubería vertical perforada o abierta en su parte inferior, conectada a la superficie que permita medir el nivel del agua en el interior de la zanja. Se recomienda emplear un tubo de acero galvanizado de dos pulgadas de diámetro con una tapa rosca en su extremo exterior para evitar problemas de vandalismo.

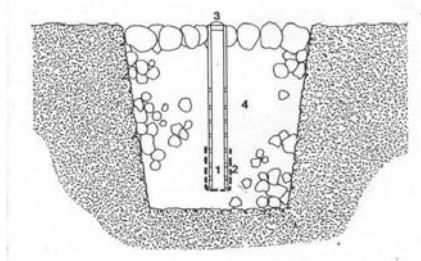


Figura 4.2.2.13: 1.- Tubería perforada o abierta, 2.- Geotextil, 3.- Tapa, 4.- Relleno.

Cubierta. La superficie de la zanja puede quedar cubierta por bolones, ripio u otro material permeable. También puede cubrirse por una acera de adoquines o de hormigón. En este último caso las reparaciones serán más costosas.

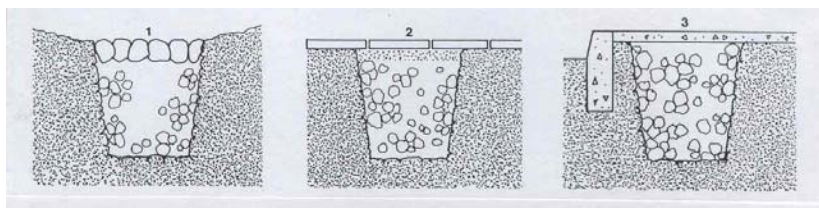


Figura 4.2.2.14: Alternativa de cubierta. 1.- Piedras o rocas permeables, 2.- Pastelones o adoquines, 3.- Veredas o losas.

Cámara de entrada. Si la zanja se alimenta desde un extremo es necesario colocar una cámara de entrada que reciba el agua y a la cual se conecta la tubería de reparto. La cámara puede ser de menor profundidad que la zanja, con un mínimo de 0,8m y tapada.

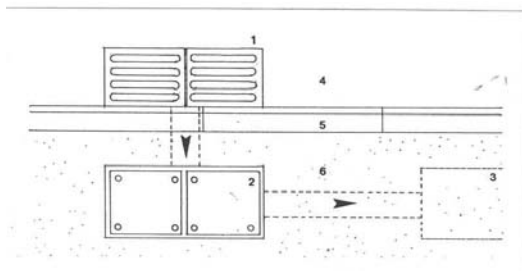


Figura 4.2.2.15: 1.- Sumidero, 2.- Cámara, 3.- Zanja, 4.- Cuneta, 5.- Solera, 6.- Tubería de conexión.

g. Construcción. Es indispensable que durante la etapa de construcción de una zanja de infiltración se sigan las recomendaciones y se efectúen ciertos controles para asegurar el adecuado funcionamiento de la obra.

Control de los aportes de tierra desde zonas cercanas. Evitar los aportes de tierra hacia la zanja mientras dura la realización del proyecto, para lo cual se debe poner en servicio la zanja dentro de las últimas etapas de la construcción de la obra si ella está incluida en un programa de construcción más amplio. En caso de ser necesario se debe instalar una solución transitoria en el lugar para recoger y evacuar las aguas lluvias. Además hasta que no se encuentren totalmente terminadas es conveniente separar el drenaje desde las superficies que producen los finos (áreas verdes, zonas con tierra) de las superficies impermeables drenadas por la zanja.

Control de las dimensiones. Es importante respetar las dimensiones (profundidad y longitud de la zanja, y cotas del fondo) estimadas a partir del estudio hidráulico. Una reducción de las dimensiones disminuirá el volumen de almacenamiento y la superficie de infiltración. Si las dimensiones son cambiadas durante la construcción, se deberán evaluar las consecuencias de esta modificación.

En caso de instalarse tuberías de distribución del agua en el interior de la zanja, o drenes de rebase, se debe controlar la pendiente y alineación del dren durante su instalación, antes de que queden totalmente tapados por el relleno de la zanja. Se deben tomar precauciones para evitar que el dren se desplace, colapse o se rompa, durante el relleno o luego de la puesta en marcha de la obra. En la recepción de la construcción se debe asegurar un buen funcionamiento de los drenes, haciendo pruebas que verifiquen su alineación entre las cámaras.

Control de la calidad de los materiales. Los materiales utilizados en el interior de la zanja deben tener una porosidad útil suficiente para evitar que el volumen de almacenamiento disminuya. Esta se debe verificar con ensayos de laboratorio antes de acopiar el material para el relleno. Además estos materiales deben ser limpios, preferentemente lavados, ya que la presencia de finos en el material de relleno puede provocar la colmatación prematura de la zanja.

La colocación en terreno de los filtros geotextiles requiere algunos cuidados especiales. Entre otros se debe verificar el correcto recubrimiento de las telas de geotextil y su instalación en la obra, evitar los desgarros del material debidos a enganches en máquinas de la construcción o asperezas en el terreno. Evitar la presencia de finos que provoquen una colmatación prematura del geotextil.

Control del avance de la obra. La realización de las zanjas no demanda una técnica particular, ya que se efectúa de manera similar a la colocación de una red de drenaje tradicional. Durante la realización se deben efectuar controles para evitar fallas en la obra. Si la zanja es muy larga, se puede efectuar rellenos y terminaciones a medida que se avanza con la obra, evitando que las excavaciones queden expuestas durante tiempos prolongados.

Control al final de la realización. Para constatar el adecuado funcionamiento hidráulico de la zanja, es necesario verificar su capacidad de almacenamiento y de infiltración mediante ensayos de relleno y de infiltración en terreno. Para ello son muy útiles los pozos de observación.

h. Mantención. Las zanjas de infiltración requieren una mantención regular para asegurar un adecuado funcionamiento hidráulico.

La responsabilidad por estas funciones, de acuerdo con las reglas generales de la legislación, recae sobre el propietario de las obras, el cual será una persona particular o pública según sea el dominio del terreno en el cual se encuentran emplazadas. Conviene distinguir los problemas de mantención derivados del aseo y ornato de las obras, en cuyo caso implican una responsabilidad municipal, de aquellos que significan una conservación técnica propiamente tal. En este último caso tratándose de vías públicas, como calles, avenidas, veredas, pasajes y similares, la responsabilidad por esta mantención técnica es de los SERVIU, o de la empresa que tenga a cargo el servicio. Algo similar podría ocurrir con las obras alternativas de drenaje de aguas lluvias urbanas. Sin embargo es necesario que esta responsabilidad quede establecida legalmente en forma clara. Si las obras se encuentran en recintos privados, la responsabilidad por su mantención es del propietario o de quien detente legalmente el recinto.

La observación del funcionamiento de las zanjas en tiempos de lluvia permite definir una política de mantención adaptada a cada solución en particular. Se puede aplicar una mantención preventiva, que debe ser efectuada con una frecuencia regular e importante, permitiendo mantener un adecuado funcionamiento hidráulico de la estructura y reducir la colmatación. También puede aplicarse una mantención curativa, que se realiza cuando no existe un adecuado funcionamiento hidráulico de la estructura (desbordes frecuentes de la zanja, imposibilidad de inyectar agua por la superficie), y consiste en un reemplazo de los materiales que conforman la zanja. A continuación se presenta una guía de la mantención sugerida para las zanjas de infiltración y la frecuencia con que ésta debe realizarse.

Mantención preventiva. Considera inspecciones, cuidado de la vegetación circundante y limpieza:

Inspección. Inspeccionar la superficie para verificar la necesidad de una limpieza. Verificar la salida, entrada y rebase del agua. Verificar la capacidad de infiltración midiendo la velocidad de descenso del nivel del agua con ayuda de los pozos de observación.

Rutinaria. Recomendable cada tres meses y al menos una vez al año.

Cortar y cuidar el césped. En caso de que la zanja se ubique en zonas verdes cortar el pasto que rodea la zanja ocasionalmente para limitar la vegetación no deseada.

Rutinaria. Cuando se requiera según las necesidades del área verde.

Remoción de basura, objetos extraños y sedimentos. El material acumulado debe ser removido para mantener el funcionamiento hidráulico de la zanja y reducir la colmatación y la obstrucción de los elementos de admisión.

Rutinaria. De acuerdo con la inspección. Retirar hojas y ramas durante el otoño.

Mantención curativa. Resolver problemas de colmatación superficial e interior.

Decolmatación de la superficie. Eliminar sedimentos que tapan los poros de la superficie. Remover sedimentos de las cámaras de entrada y salida si existen.

No rutinaria. Cuando el escurrimiento superficial no infiltra rápidamente a través de la superficie. Cuando las cámaras acumulen más de un 20% en volumen de sedimentos

Reemplazo del material que conforma la superficie. Reemplazar arena, parte superior del relleno, sobre el geotextil, si la zanja se alimenta superficialmente.

No rutinaria. Cuando el escurrimiento superficial no infiltra rápidamente a través de la superficie.

Reemplazo del material al interior de la estructura. Reemplazar material, incluso filtro geotextil.

No rutinaria. Cuando el escurrimiento superficial no infiltra rápidamente a través de la zanja.

i. Ejemplo de Zanja de infiltración. Se considera la posibilidad de construir una zanja de infiltración en los jardines exteriores a lo largo de la vereda de una urbanización ubicada en la ciudad de Temuco. Se trata de una urbanización en condominio con dos edificios que acceden a la calle, cuya superficie total es de 0,33 hectáreas. La zanja de infiltración deberá drenar las aguas lluvias que son producidas en exceso por esta urbanización. Las características del uso del suelo son las siguientes:

Techos:	1048 m ²
Patios y jardines:	<u>2294</u> m ²
Total:	3342 m ²

Los antecedentes del terreno indican que la pendiente es pequeña y se trata de un suelo tipo B, con una tasa de infiltración media obtenida de los ensayos de 25 mm/hora. El nivel máximo estacional de la napa se ubica a una profundidad de 3 m.

Factibilidad. La instalación de una zanja de infiltración en esta urbanización es factible, dado que se cumplen las siguientes condiciones: pendiente menor que 20% , tasa de infiltración mayor que 7 mm/hora, contenido de arcilla menor que 30% y superficie de área a drenar menor que 5 hectáreas. La condición que se exige para la profundidad de la napa (mayor que 1,2 m bajo la base) impone una restricción a la profundidad de la zanja, la que deberá tener en este caso un valor máximo de 1,8 m.

Dimensionamiento. Consiste fundamentalmente en determinar las dimensiones de la zanja para que sea capaz de almacenar e infiltrar el agua lluvia que llegue a su superficie. En este caso se seleccionará una lluvia de cinco años de período de retorno.

Volumen de almacenamiento requerido. Siguiendo el procedimiento habitual para obras de infiltración, el volumen de almacenamiento, V_{alm} , se calcula como la máxima diferencia entre el volumen afluente acumulado de agua lluvia, $V_{afI}(t)$, para una lluvia del período de retorno de diseño, y el volumen acumulado infiltrado, $V_{inf}(t)$.

El volumen afluente acumulado de agua lluvia para una duración t de la tormenta de diseño, se estima en función de la precipitación de esa duración de acuerdo a la ecuación 4.2.2.1. como:

$$V_{afI}(t) = 1,25 * 0,001 C A I_t t = 1,25 * 0,001 C A P_t^5 \quad (4.2.2.10)$$

donde C es el coeficiente de escorrentía de toda el área aportante, calculado ponderando las diferentes áreas del suelo como:

$$C = (C_1 A_{techos} + C_2 A_{patios})/A \quad (4.2.2.11)$$

Los coeficientes de escorrentía C_1 y C_2 se obtienen de la Tabla 3.1.2.7 propuesta en el Capítulo de Hidrología, y resultan: $C_1 = 0,9$ y $C_2 = 0,5$. Reemplazando, se obtiene que el coeficiente de escorrentía es $C = 0,63$.

P_t^5 es la lluvia correspondiente a un período de retorno de 5 años y duración t , variable desde unos pocos minutos hasta 24 horas o más si es necesario para determinar el volumen máximo de almacenamiento. Se estima en base a la precipitación de 10 años de periodo de retorno y 24 horas de duración y los coeficientes de duración y frecuencia correspondientes como:

$$P_t^5 = 1,1 P_{24}^{10} C D_t^{24} C F_{10}^5 \quad (4.2.2.12)$$

donde P_{24}^{10} corresponde a la precipitación máxima para 10 años de período de retorno y 24 horas de duración, que se obtiene de la Tabla 3.1.2.2 propuesta en el Capítulo de Hidrología para precipitaciones máximas diarias en las ciudades de Chile, o de la publicación de la DGA sobre Precipitaciones Máximas en 24, 48 y 72 horas. Para Temuco tiene un valor de 82,3 mm.

CF_{10}^5 corresponde al coeficiente de frecuencia para transformar la precipitación de 10 años en otra de 5 años de período de retorno, es el que se obtiene de la Tabla 3.1.2.4 de coeficientes de frecuencia del Capítulo de Hidrología y arroja un valor de 0,87 para la ciudad de Temuco.

CD_t^{24} es el coeficiente de duración, que se obtiene de la Tabla 3.1.2.3 de Coeficientes de duración para t entre 1 y 24 horas o de la expresión propuesta para lluvias menores de 1 hora.

Entonces, reemplazando en la ecuación 4.2.2.12 los valores correspondientes, la precipitación de cinco años de periodo de retorno y duración t , para t entre 24 horas y una hora, está dada por:

$$P_t^5 = 1,1 * 82,3 * CD_t^{24} * 0,87 = 78,7 * CD_t^{24} \quad \text{para } 24 \text{ horas} \geq t \geq 1 \text{ hora}$$

En particular para una hora el coeficiente de duración en Temuco es 0,190 según la tabla 3.1.2.3, con lo que se obtiene:

$$P_1^5 = 78,7 * 0,190 = 15,0 \text{ mm}$$

Las precipitaciones menores de una hora se obtienen a partir de esta con los coeficientes de duración de la Tabla 3.1.2.5 como:

$$P_t^5 = 15,0 * CD_t^1 \quad \text{para } 1 \text{ hora} \geq t \geq 0$$

Con estos valores de precipitación se calcula el volumen afluente acumulado en m^3 empleando la expresión 4.2.2.10:

$$V_{aft}(t) = 1,25 * 0,001 * 0,63 * 3342 * P_t^5 = 2,63 * P_t^5$$

Similarmente el volumen infiltrado acumulado para una duración t de la tormenta se estima a partir de la expresión:

$$V_{inf}(t) = 0,001 C_s f A_z t \quad (4.2.2.13)$$

donde f es la tasa de infiltración de diseño que corresponde a la del terreno, en mm/hora, C_s el factor de seguridad, t el tiempo en horas, A_z es el área filtrante de la zanja, en este caso despreciando la contribución del fondo:

$$A_z = 2h(L+b) \quad (4.2.2.14)$$

donde L es la longitud de la zanja, que está impuesta por el trazado y tiene un valor de 123 m, b es el ancho de la zanja, por determinar, al que se le dará un valor inicial arbitrario de 1 m y h es la profundidad de la zanja, que se determina en función de las condiciones de terreno y se le da un valor de 1,8 m, valor máximo posible dado por las condiciones de factibilidad. Reemplazando, se obtiene $A_z = 446,4 \text{ m}^2$. Para el coeficiente de seguridad que corrige la tasa de infiltración se considera que el agua es de buena calidad ya que proviene directamente de techos y jardines, que no habrá dispositivo de tratamiento pero se dispondrá de una mantención regular. En estas condiciones se recomienda $C_s = 0,75$. Con los valores de este caso, el volumen infiltrado acumulado para el tiempo t , de acuerdo a la expresión 4.2.2.13 se calcula como:

$$V_{\text{inf}}(t) = 0,001 * 0,75 * 25,0 * 446,4 * t = 8,37t$$

Los valores obtenidos para los coeficientes de duración, las precipitaciones y los volúmenes resultantes del agua afluente a las zanjas y el agua infiltrada, así como el volumen almacenado en el interior de la zanja para distintas duraciones se presentan a continuación:

Duración (horas, min.)	CD_t (*)	P_t^5 (mm)	V_{afl} (m^3)	V_{inf} (m^3)	V_{alm} (m^3)
0h 0m	0,000	0,0	0,0	0,0	0,0
0h 5m	0,307	4,6	12,1	0,7	11,4
0h 10m	0,460	6,9	18,1	1,4	16,7
0h 20m	0,642	9,6	25,3	2,8	22,5
0h 30m	0,764	11,5	30,1	4,2	25,9
0h 40m	0,858	12,9	33,8	5,6	28,2
1h	0,190	15,0	39,3	8,4	30,9
2h	0,310	24,4	64,2	16,7	47,5
4h	0,470	37,0	97,3	33,5	63,8
6h	0,580	45,6	120,0	50,2	69,8
8h	0,650	51,2	134,5	67,0	67,5
10h	0,710	55,9	147,0	83,7	63,3
12h	0,770	60,6	159,4	100,4	59,0
14h	0,820	64,5	169,7	117,2	52,5
18h	0,910	71,6	188,4	150,7	37,7
24h	1,000	78,7	207,0	200,9	6,1

(*) Para duraciones menores de una hora los coeficientes se refieren a la lluvia de una hora. Para duraciones mayores de una hora se refieren a la lluvia de 24 horas.

Se puede apreciar que el valor máximo de almacenamiento corresponde a 69,8 m^3 que se acumulan a las 6 horas. La Figura 4.2.2.15 siguiente muestra la estimación gráfica del volumen de almacenamiento, obtenido como la diferencia máxima entre el volumen afluente acumulado y el volumen infiltrado acumulado.

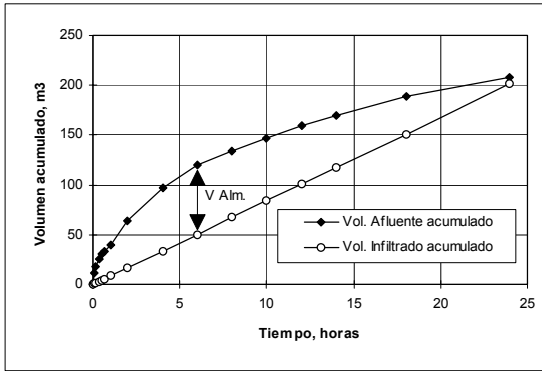


Figura 4.2.2.16: Estimación gráfica del volumen de almacenamiento de la zanja.

El volumen de almacenamiento proporcionado por la zanja se obtiene a partir de la expresión 4.2.2.6:

$$V_{alm} = p V_{zanja} = p L b h \quad (4.2.2.15)$$

donde p es la porosidad del material de relleno de la zanja, que se considera igual a 30%, $L = 123$ m y $h = 1,8$ m. Para lograr un volumen de $69,8$ m³ se necesita $b = 1,05$ m. Por lo tanto la zanja se diseñará con ese ancho medio.

Longitud máxima de la zanja. Como la pendiente del terreno es de 2% en la dirección en que se orienta la zanja, ésta se dividirá en tramos de longitud máxima. L_{max} dada por la ec. (4.2.2.7).

$$L_{max} = 1,8 / (2 * 0,02) = 45 \text{ m.}$$

Aprovechando la disposición de los accesos a los edificios, se construirán 6 zanjas individuales, a lo largo de las veredas pero desconectadas. Cuatro de ellas serán de 20 m de largo con alimentación superior y recibirán preferentemente el agua de los patios y jardines. (Zanja tipo A). Las otras dos se ubicarán bajo los accesos, irán cubiertas y se alimentarán directamente desde las bajadas de aguas lluvias de los techos con tuberías y cámaras en sus extremos. (Zanja tipo B). Cada una de estas será de 21 m de largo.

Tubería de reparto. Para las zanjas tipo B. Se diseñará para un caudal de la lluvia de 5 minutos de duración, que equivalen a 3,4 mm y generan un volumen afluente de $7,1$ m³, que se traducen en $7,1/122$ m³ por metro de zanja en 5 minutos. Esto es un gasto para cada zanja tipo B de:

$$Q = \frac{7,1 * 21}{122} \frac{1}{5 * 60} = 0,0039 \text{ m}^3/\text{s} = 3,9 \text{ l/s.}$$

El diámetro necesario de la tubería es, según la ec. (4.2.2.9):

$$D = 0,286 * 20^{1/6} * (0,0039)^{1/3} = 0,074 \text{ m} = 74 \text{ mm.}$$

Se colocará una tubería de 150 mm. de diámetro.

Detalles. El plano adjunto muestra los detalles para la materialización de la zanja propuesta. El diseño se complementa con los detalles que se indican a continuación.

Cubierta. Se construirán dos tipos de zanjas, separando la longitud total en partes iguales. Las que reciben el agua directamente de los techos se alimentarán por tubos e irán cubiertas por las veredas. Las que reciben el agua de los jardines se cubrirán con filtro y una capa de piedras tipo huevillo.

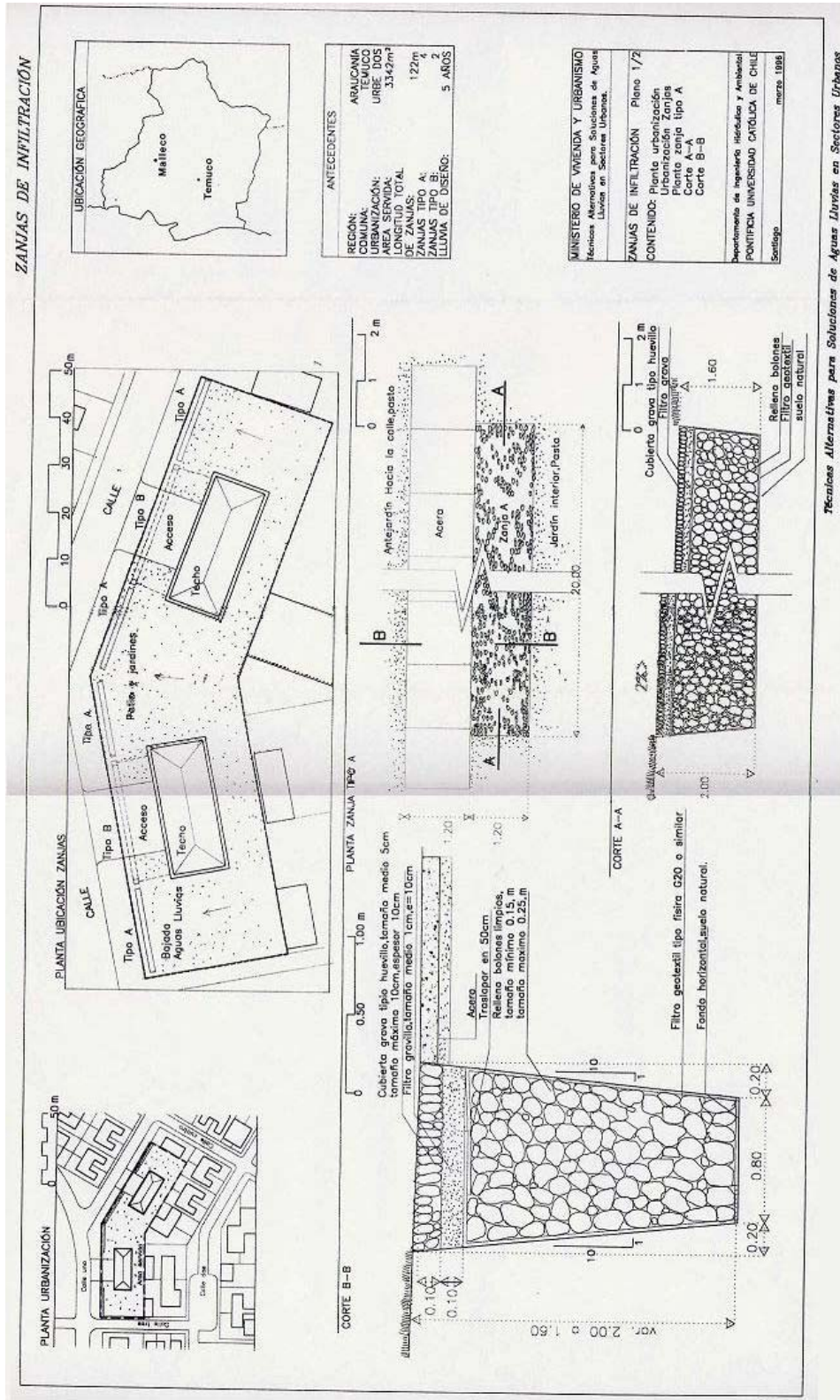
Rebase. Las zanjas que se alimentan por la superficie rebasarán directamente a la calle los gastos que no sea capaz de infiltrar, vertiéndolos a lo ancho de toda la vereda. Esto no debiera cursar problemas ya que la altura de agua sería despreciable en los más de 20 m de zanja. Las otras rebasarán desde las cámaras de alimentación y salida mediante un tubo que se conectará directamente a la cuneta de la calle. Este gasto sería como máximo de 3,9 l/s por cada zanja, el que no debiera generar problemas en la calle. Debe tenerse en cuenta que dadas las condiciones de diseño, las zanjas generarían caudales de rebase una vez cada 5 años.

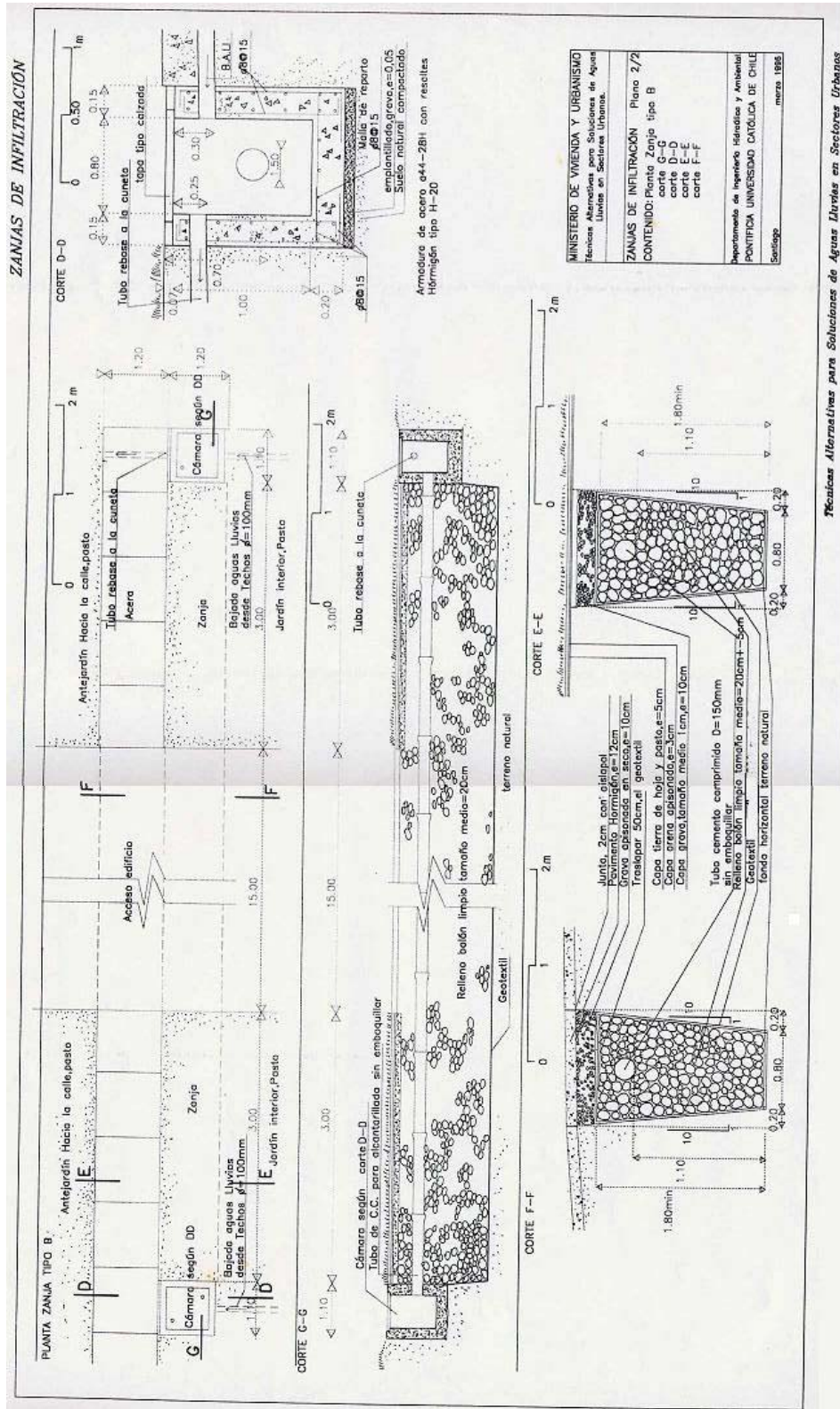
Cubicación y presupuesto. A continuación se presenta una cubicación y presupuesto para la construcción de las zanjas de infiltración del ejemplo incluyendo el total de ellas de ambos tipos con 122 m. de largo en total.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	(UF)
					Unitario Subtotal
1	Excavación, en terreno blando, hecha a mano, sin agotamiento ni entibación, incluye el descepe y limpieza del terreno, así como el emparejamiento, nivelación y limpieza de fondo.	m ³	220,8	0,252	55,642
2	Transporte de excedentes de la excavación incluyendo carguío y depósito, a distancia menor a 10 km.	m ³	220,8	0,063	13,910
3	Suministro y colocación de geotextil colocado según las especificaciones del proyecto.	m ²	768,2	0,096	73,747
4	Suministro y colocación de bolones para relleno. Tamaño medio 20 cm, limpio, sin material fino. Colocado en el interior de				

	la zanja.	m ³	182,4	0,295
	53,808			
5	Suministro y colocación de material de filtro granular de grava, tamaño medio 1 cm, colocado en una capa de 10 cm sobre el filtro geotextil de la cubierta superior y compactado en seco con placa.	m ³	13,7	0,1181,652
6	Suministro y colocación de césped para jardín, incluye semilla, siembra y riego hasta el primer corte.	m ²	14,0	0,1041,456
7	Suministro y colocación de capa de arena sin contenido de arcilla de 3 cm de espesor para jardín.	m ³	0,8	1,081
	14,810			
8	Suministro y colocación de una capa de tierra de hoja de 5 cm.	m ³	1,3	1,0191,325
9	Suministro y colocación de grava tipo huevillo y rocas para jardín, de tamaño medio 5 cm, colocados en capas sobre el filtro de grava en las zanjas tipo A.	m ³	8,8	0,1881,654
10	Hormigón grado H-20 con una dosificación mínima de 255 kg. de cem. por metro cúbico, colocado con moldaje en cámaras laterales de las zanjas tipo B.	m ³	3,26	3,975
	12,959			
11	Acero tipo A44-28H con resaltes para hormigón armado, en barras, doblado y colocado según los planos. D = 8mm	Kg.	109,0	0,0161,754
12	Tubos tipo alcantarillado para distribución en zanjas tipo B. Suministro y colocación sin emboquillar. D=150mm.m		44	0,363
	15,972			
13	Tapas de cámaras de hormigón armado de 0,8x0,8 con marco y colocadas.	N	4	2,3989,592
Total				258,281

Nota: Precios de referencia en UF (Unidades de Fomento, 1 UF=\$13.081,89 al 7 de Octubre de 1996), según "Lista Oficial de Precios de Obras de Pavimentación para Cobro por Gastos de Inspección año 1995", MINVU y el "Boletín de Precios N° 276 de Mayo-Junio de 1996" del SERVIU Metropolitano.





Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos

4.2.3. POZOS DE INFILTRACIÓN

a. Descripción. Los pozos de infiltración consisten en excavaciones normalmente cilíndricas de profundidad variable, que pueden estar rellenas o no de material, y permiten infiltrar el agua de lluvia directamente al suelo en espacios reducidos. Esta técnica tiene la ventaja de poder ser aplicada en zonas en las cuales el estrato superior de suelo es poco permeable, como es el caso de zonas altamente urbanizadas, o de superficies del terreno impermeabilizadas, pero que tienen capacidades importantes de infiltración en las capas profundas del suelo.

El funcionamiento hidráulico de estas obras puede resumirse en tres etapas: la primera es el ingreso del agua proveniente de la tormenta al pozo de infiltración, la que se puede efectuar a través de la superficie o desde redes de conductos. Una vez que ingresa al pozo, el agua se almacena temporalmente, dependiendo de las características de la tormenta y del suelo, para posteriormente ser evacuada mediante infiltración.

Frente a los objetivos perseguidos por las técnicas alternativas los pozos de infiltración se encuentran en la siguiente situación:

- ✓ Disminuyen el caudal máximo
- ✓ Disminuyen el volumen escurrido
- ✓ Permiten otros usos alternativos
- ✓ Recargan la napa de agua subterránea
- ✗ Mejoran la calidad del efluente

Para ello en general se ubican en pequeños espacios, abiertos o cubiertos, cerca de las superficies impermeables que drenan a ellos, para operar preferentemente con agua limpia. Es posible combinar los pozos de infiltración con otras alternativas, tales como estanques de retención, zanjas de infiltración y estanques de infiltración, lo que permite obtener la capacidad de almacenamiento suficiente y aumentar la infiltración. El esquema siguiente muestra ubicaciones típicas de pozos de infiltración de aguas lluvias en zonas urbanas.

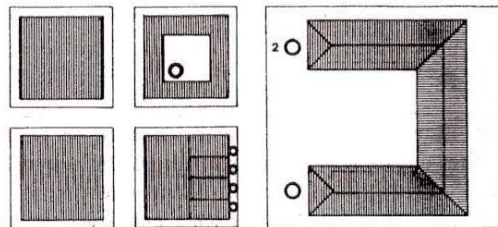


Figura 4.2.3.1: 1.- Manzanas de la zona urbanizada, 2.- Pozo para drenaje de techos, 3.- En el interior de manzana, 4.- Individuales en terrenos menores.

Además del pozo de infiltración propiamente tal la obra completa presenta diferentes elementos adicionales alternativos y opcionales, con un esquema de relaciones entre ellos como se ilustra a continuación

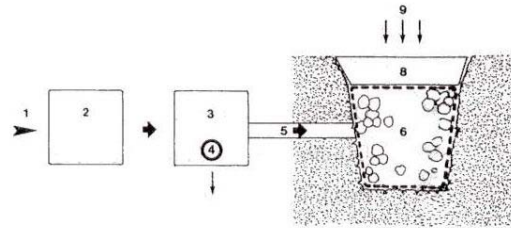


Figura 4.2.3.2: Esquema de los elementos principales de un pozo de infiltración. 1.- Alimentación, 2.- Decantador (opcional), 3.- Cámara de rebase (opcional), 4.- Rebase, 5.- Tubería de conexión, 6.- Pozo, 7.- Geotextil, 8.- Cubierta, 9.- Alimentación superficial (opcional).

Desde el punto de vista de la forma en que evacúan el agua se denomina pozo de infiltración cuando el agua sale del pozo a través de estratos no saturados del suelo, es decir cuando la superficie del agua subterránea se ubica bajo la base del pozo, de manera que las aguas lluvias se filtran en el suelo antes de llegar al nivel del agua subterránea. Si la napa de agua subterránea se ubica sobre el nivel del fondo del pozo, de manera que la evacuación de las aguas lluvias se realiza directamente al agua subterránea, se denomina pozo de inyección.

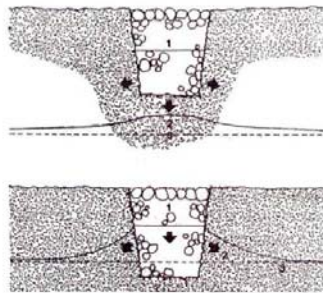


Figura 4.2.3.3: Pozos de infiltración (arriba) y de inyección (abajo). 1.- Pozo, 2.- Agua subterránea, 3.- Nivel estático.

Las figuras siguientes muestran algunas disposiciones empleadas para pozos de infiltración, considerando casos sencillos de pozos relativamente pequeños y otros más complejos.

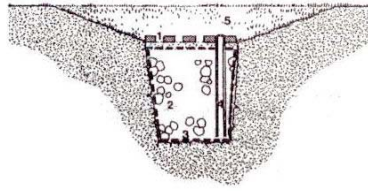


Figura 4.2.3.4a: Pozo de infiltración simple alimentado desde la superficie. 1.- Cubierta permeable, 2.- Relleno, 3.- Geotextil, 4.- Piezómetro, 5.- Almacenamiento superficial.

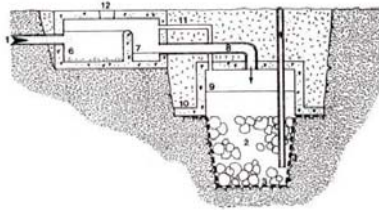


Figura 4.2.3.4b: Pozo de infiltración con decantador y volumen parcial sin relleno. 6.- Decantador, 7.- Cámara rebase, 8.- Tubería alimentación, 9.- Volumen sin relleno, 10.- Antepozo de hormigón armado, 11.- Tubo ventilación, 12.- Tapa cámara. 1 a 5 como en a.

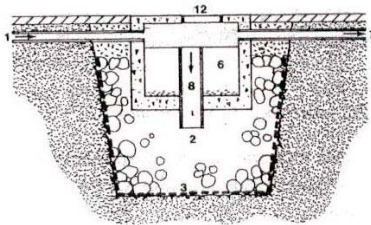


Figura 4.2.3.4c: Pozo de infiltración con decantador y rebase sobre el mismo pozo. 1 a 12 como en a y b.

b. Ventajas y desventajas. Además de las ventajas comunes a todas las obras de infiltración, su principal ventaja es su integración a condiciones urbanas restringidas, ya que son poco visibles, no tienen restricciones topográficas para su instalación y comprometen sólo una pequeña parte del suelo, economizando terreno. Sin embargo, es recomendable su instalación sólo en lugares en los cuales no es posible ubicar otros sistemas, ya que tienen una capacidad de almacenamiento reducida en comparación con otras obras.

Una de sus principales desventajas es que pueden presentar problemas de colmatación al retener las partículas finas presentes en el agua, para lo cual se

requiere una mantención durante la vida útil de la obra. Una alternativa para reducir este problema previamente es instalar un filtro en la parte superior haciendo pasar el agua a través de él antes de que pase al pozo o instalar un decantador previamente. En casos extremos se puede recurrir a un filtro de arena similares a los empleados en las piscinas.

Otra desventaja es el riesgo de contaminación de la napa, para lo cual es muy importante conocer las características de las aguas que se van a infiltrar (origen de las aguas, naturaleza de las superficies drenadas). Cuando exista riesgo de contaminación, no son aconsejables los pozos de inyección, ya que drenan directamente a la napa y no existe una capa de suelo que ayude a reducir la contaminación.

Los pozos de infiltración tienen una capacidad de almacenamiento limitada, dependiendo del nivel de la napa. Las napas poco profundas pueden limitar el uso de los pozos, ya que disminuyen el volumen de almacenamiento y reducen sus capacidades hidráulicas.

c. Procedimiento de diseño. El procedimiento de diseño que se debe seguir para lograr un adecuado funcionamiento de los pozos de infiltración debe considerar un análisis de factibilidad, una recopilación de antecedentes, la elección de materiales y el equipamiento necesario, un dimensionamiento de los elementos principales y finalmente el diseño de los detalles.

Factibilidad. El estudio de factibilidad permite determinar, en base a los antecedentes disponibles sobre las características del suelo y del agua subterránea, si se puede infiltrar o no las aguas lluvias superficiales hacia el suelo y si es conveniente o no utilizar un pozo de infiltración. El estudio de factibilidad analiza condiciones que hacen apto el sitio para la instalación de un pozo de infiltración, tales como permeabilidad del suelo, riesgo de contaminación, capacidad de infiltración, profundidad de la napa y zonas que serán drenadas.

Para decidir la factibilidad de un pozo es conveniente que el proyectista reúna los siguientes antecedentes:

Plano de ubicación de la obra, en el cual se indiquen la comuna, calle y número si corresponde o su relación a calles cercanas. Delimitación de las superficies que drenarán hacia el pozo, ubicación del mismo y sector al cual rebasarán los excesos en caso de producirse.

Certificado de la Dirección General de Aguas, o de su oficina en Región, que indique la profundidad más alta de la napa de agua subterránea en el lugar y la autorización a infiltrar aguas lluvias.

Certificado emitido por un laboratorio autorizado con los resultados de ensayos de infiltración en terreno, según el método del cilindro excavado (ver 3.2.2.b).

Si el agua a infiltrar no proviene directamente desde los techos, sino que de otras áreas ya desarrolladas, en urbanizaciones consolidadas, se recomienda efectuar un análisis de calidad de una muestra de agua por parte de un laboratorio autorizado en el que se verifique que cumple con la Norma NCh 1333 Calidad del Agua para Diferentes Usos, en relación a usos recreacionales.

Como toda obra de infraestructura el emplazamiento del pozo requerirá de los espacios necesarios para su construcción. La autorización para el uso del suelo con estos fines deberá requerirse del propietario respectivo cuando éste no sea el ejecutor de las obra. El permiso deberá gestionarse según el caso ante el particular o la entidad pública fiscal o municipal correspondiente.

Dimensionamiento. El dimensionamiento de los pozos de infiltración y de sus elementos principales requiere disponer de las características del terreno y del suelo base, así como también de estudios hidrológicos e hidrogeológicos. Para el dimensionamiento el proyectista reunirá los siguientes antecedentes adicionales:

Plano a una escala adecuada en el que se muestren las superficies que drenan al pozo y la naturaleza de cada una.

Cuadro de superficies, con indicación del área aportante y coeficiente de escorrentía de cada una, (techos, pavimentos impermeables, porosos, áreas verdes con y sin vegetación, calles, veredas y otros).

Precipitación máxima de 24 hrs. de duración y 10 años de período de retorno según la D.G.A. (1991).

Con los antecedentes mencionados se abordarán los siguientes aspectos:

Terreno. Se deberán determinar las características de ocupación y de ordenamiento del terreno donde será implantado el pozo de infiltración. Específicamente, la presencia de espacios con o sin vegetación y la topografía del terreno. Con los antecedentes recopilados, se procede a determinar el volumen de almacenamiento que puede recibir el suelo y la naturaleza de las aguas que van a ser drenadas.

Características del suelo soportante. Se deberá estimar la capacidad de absorción del suelo soportante así como su comportamiento en presencia del agua. La capacidad de absorción del suelo deberá ser estimada a partir de ensayos de infiltración a diferentes

profundidades en varios lugares del terreno y su duración debe ser suficiente como para poder apreciar de manera certera la capacidad de infiltración en régimen permanente y condiciones de saturación. Se recomienda el método del cilindro excavado. Para el caso de pozos de inyección es necesario conocer la permeabilidad el suelo.

Hidrogeología e hidrología. Se deberá determinar la presencia, el uso, las fluctuaciones estacionales, la cota más alta de las napas subterráneas y, eventualmente, sus características cualitativas y su vulnerabilidad. Se determinará la naturaleza de las aguas y su potencialidad de contaminación del agua subterránea y el gasto máximo admisible de evacuación del proyecto, en base a las capacidades del acuífero o a la permeabilidad del suelo. El conocimiento del sentido del flujo permite elegir con mayor seguridad la ubicación más adecuada de los pozos de infiltración en lugares alejados de zonas de captación.

Dimensiones del pozo. Escoger los materiales que componen el pozo de infiltración, es decir, los materiales que se instalarán entre la superficie drenada y el pozo de infiltración, al interior de los pozos, entre el pozo y el suelo adyacente, y entre el pozo y la red de alcantarillado de aguas lluvias. La elección del tipo de materiales utilizados y la capacidad de absorción del suelo son las principales características que se consideran en el diseño. Se puede trabajar en dos etapas: i) un predimensionamiento, que tiene como objetivo atribuir una profundidad al pozo y determinar la capacidad de evacuación del suelo in situ y ii) un dimensionamiento definitivo, para determinar el radio del pozo y el volumen de almacenamiento.

Verificar el comportamiento estructural del pozo en relación a las edificaciones o calzadas vehiculares cercanas

Diseño de detalle. El diseño de detalle se traduce en los planos de la obra y sus especificaciones técnicas generales y especiales. Agregar los elementos necesarios para conectar el rebase del pozo a la red de drenaje local hacia aguas abajo y lo necesario para que sea alimentado correctamente.

d. Factibilidad y Condiciones Generales. A continuación se presentan algunos criterios que deben ser considerados en el diseño de pozos de infiltración:

No son aptos para la instalación de pozos de infiltración los terrenos con suelos con una permeabilidad menor que 10^{-5} m/s, o con una tasa de infiltración inferior a 20 mm/hora o si existe algún estrato impermeable a menos de un metro bajo el fondo del pozo. Si el nivel máximo estacional de la napa o algún estrato impermeable se ubica a menos de 1m bajo la base del pozo se cataloga como pozo de inyección. En este caso no deben infiltrarse aguas de mala calidad, entendiendo por tales las que no satisfacen los requisitos de agua para

finos recreacionales o de agua para riego de acuerdo a las Normas NCh 1333 Requisitos de Calidad del Agua para Diferentes Usos.

e. Dimensionamiento. El esquema siguiente muestra los elementos que deben incluirse en el diseño de un pozo de infiltración.

Área aportante y coeficiente de escurrimiento. El área aportante se estima como la suma de las superficies impermeables que drenan hacia el pozo de infiltración. Para las áreas impermeables, como techos, pavimentos y similares, se pueden adoptar coeficientes de escurrimiento superficial según se indican en el Capítulo de Hidrología (Tabla 3.1.2.7). Si el pozo se ubica en el interior de un estanque de infiltración el área de este se considera con un coeficiente 1. Se pueden considerar aportes de jardines siempre que estén cubiertos con pasto u otro material que no aporte finos. Se determina un coeficiente del conjunto como la suma ponderada de los coeficientes respectivos por el área de cada uno.

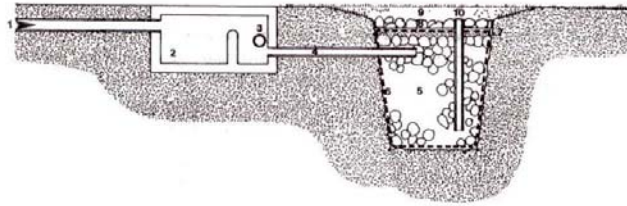


Figura 4.2.3.5: Elementos típicos de un pozo de infiltración. 1.- Alimentación por tubo (opcional), 2.- Decantador (opcional), 3.- Rebase (opcional), 4.- Tubería de conexión, 5.- Relleno, 6.- Geotextil, 7.- Filtro superficial (opcional), 8.- Cubierta superior, 9.- Alimentación superficial (opcional), 10.- Piezómetro.

Tasa de infiltración. Una estimación preliminar de la tasa de infiltración del terreno en el cual se construirá el estanque, se puede hacer en base a la clasificación del suelo, como se muestra en el Capítulo de Suelos y Agua Subterránea. Sin embargo, se recomienda realizar ensayos y medidas de infiltración en el terreno, utilizando el método del cilindro excavado (3.2.2.b). Los ensayos deben hacerse a una profundidad igual al fondo de la obra, por lo tanto se recomienda efectuarlos en la medida en que avance la excavación del pozo.

Selección de una lluvia de diseño. Para seleccionar la lluvia de diseño se recomienda emplear el siguiente criterio:

T = 5 años si hacia aguas abajo del lugar existe una red de drenaje desarrollada.

T = 10 años si hacia aguas abajo no existe una red de drenaje desarrollada.

La autoridad municipal o el SERVIU podrán requerir períodos diferentes de acuerdo a las condiciones del lugar.

Si se dispone de curvas IDF para el lugar, se selecciona la curva del período de retorno de diseño. Si no están las curvas disponibles, y no existe información suficiente para construirlas, se puede recurrir a los coeficientes de duración generalizados para el lugar de acuerdo a lo indicado en el Capítulo e Hidrología (3.1.2), seleccionando valores de intensidad I_t (mm por hora) para varias duraciones t (horas).

Volumen afluente acumulado. Se recomienda determinar el volumen a infiltrar acumulado para una lluvia de período de retorno de diseño como aquel generado por las intensidades medias, de acuerdo a la curva IDF correspondiente. Es decir, el volumen acumulado de agua lluvia (en metros cúbicos) para un tiempo t (horas), se calcula como:

$$V_{afl}(t) = 1,25 * 0,001 C I_t A t = 0,00125 * C * A * P_t^T \quad (4.2.3.1)$$

donde C es el coeficiente de escurrimiento superficial del área total aportante A (metros cuadrados), I_t es la intensidad de la lluvia (mm/hora) del período de retorno de diseño y duración t que es el tiempo acumulado en horas. El producto de la intensidad I_t por el tiempo t equivale a la precipitación total en el intervalo para el periodo de retorno de diseño, P_t^T , en mm. El valor de V_{afl} en función de t se denomina “curva de recarga”. Se recomienda multiplicar este volumen acumulado por un factor de seguridad de 1,25 para considerar la porción de lluvia que cae antes y después de la porción más intensa de la tormenta, no incluida en las curvas IDF.

Profundidad del pozo. La profundidad del pozo se determina en función del espacio disponible, los métodos constructivos, la profundidad de la napa, la naturaleza del suelo y las formaciones geológicas transversales, procurando que exista una distancia mínima de 1m entre la base del pozo y la altura máxima estacional de la napa. Las profundidades habituales están entre 2 y 6 metros.

Volumen geométrico del pozo. El volumen geométrico V_g (m³) se determina en función de las dimensiones del pozo. Para pozos de forma cilíndrica:

$$V_g = \pi R^2 h \quad (4.2.3.2)$$

siendo R es el radio medio de la sección transversal (m) y h es la profundidad útil del pozo (m)

Material de relleno de los pozos. Los pozos pueden estar o no rellenos de material. Los materiales normalmente utilizados para el relleno son piedras partidas, ya sea bolones, ripios o gravas, de granulometría uniforme y una porosidad mayor que un 30%. Es conveniente evitar los materiales finos, que

pueden producir colmatación, para lo cual se utiliza un filtro geotextil de una permeabilidad igual o superior a 10 veces la del terreno. Los pozos vacíos poseen un mayor volumen de almacenamiento, pero es necesario reforzarlos para evitar que las paredes se desmoronen cuando ingresa el agua por los lados. En situaciones como ésta es recomendable usar relleno.

Caudal de infiltración. Para un pozo de infiltración se estima el caudal de infiltración Q_i para un pozo de profundidad h como:

$$Q_i = 0,001 C_s f S \quad (4.2.3.3)$$

donde Q_i es el caudal infiltrado en (m³/hr.); C_s un factor de seguridad, f es la capacidad de infiltración por unidad de superficie infiltrante, o tasa de infiltración, en (mm/hora), y S es la superficie interior del pozo en la cual se produce infiltración (m²). Se recomienda no incluir la base del pozo en la determinación de la superficie interior S , ya que ésta se colmata tempranamente por la llegada de finos. Cuando existan mallas perforadas se considerarán sólo las zonas perforadas, y si hay zonas impermeables, sólo las superficies de intercambio en zonas permeables. En estas condiciones la superficie máxima de infiltración se puede estimar como:

$$S = \pi D H \quad (4.2.3.4)$$

Siendo D el diámetro medio del pozo, en metros, y H la altura de agua en su interior, también en metros. Considerando el pozo lleno hasta una altura H , el caudal infiltrado está dado por:

$$Q_i = 0,001 C_s f \pi D H \quad (4.2.3.5)$$

En el caso de un pozo de inyección, cuyo fondo está bajo el nivel de la napa, el caudal infiltrado depende de la altura de agua en el pozo sobre el nivel de la napa, o desnivel, y la permeabilidad del terreno de acuerdo a la expresión:

$$Q_i = C_s \pi K D' H' \quad (4.2.3.6)$$

donde K es la permeabilidad del terreno en m/hr., D' el diámetro medio del pozo en la parte con agua y H' el desnivel del agua, ambos en metros.

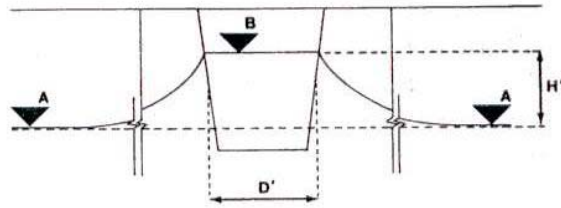
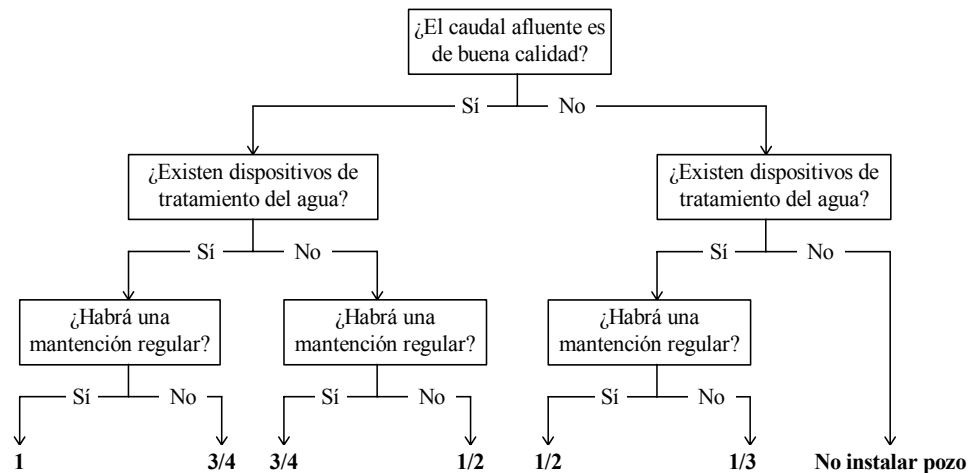


Figura 4.2.3.6: Variables para estimar el caudal de infiltración de un pozo. A.- Nivel estático del agua subterránea, B.- Nivel máximo del agua en el pozo, H'.- Desnivel, D'.- Diámetro medio.

En cualquier caso el valor de Q_i puede disminuir por colmatación, para lo cual, Azzout y otros (1994) recomiendan considerar un factor de seguridad variable, que depende de la naturaleza de las aguas lluvias, la existencia de dispositivos de tratamiento de las aguas y la mantención prevista. El factor de seguridad, C_s , se puede estimar siguiendo el procedimiento que se muestra a continuación:



Tiempo de llenado del pozo. El caudal que se infiltra desde el pozo depende de la altura de agua en su interior, por lo tanto es variable en el tiempo a medida que el pozo se llena. El volumen de agua acumulado al interior del pozo aumenta mientras el gasto de entrada, Q_e , es mayor que el que se infiltra, Q_i . El volumen de almacenamiento necesario del pozo se determina imponiendo la condición de que para la lluvia de diseño el pozo se llena en el instante en que el caudal de entrada es igual al de infiltración. Antes de ese momento se sigue acumulando agua en el pozo y a partir de él en adelante el pozo comienza a vaciarse. El tiempo de llenado del pozo se calcula entonces como el tiempo transcurrido desde el inicio de la lluvia, para el cual $Q_e = Q_{i\max}$, donde:

$$Q_{i\max} = 0,001 C_s \pi f D H_{\max} \quad (4.2.3.7)$$

En un pozo de inyección se reemplaza (0,001 f) por K.

El caudal promedio de entrada al pozo en el instante t se puede estimar en base al volumen afluente como:

$$Q_e(t) = \frac{V_{afl}(t + \Delta t) - V_{afl}(t)}{\Delta t} \quad (4.2.3.8)$$

Para calcularlo es conveniente construir una tabla para diferentes tiempos desde el inicio de la lluvia, con los valores de V_{afl} y obtener en cada fila el valor de $Q_e(t)$. EL tiempo de llenado se selecciona de esa tabla como aquel para el cual

$$Q_e(t_{ll}) = Q_{imax} \quad (4.2.3.9)$$

Volumen de almacenamiento. El volumen de almacenamiento necesario corresponde a la máxima diferencia entre el volumen aportado por la lluvia y el infiltrado por el pozo, ambos acumulados hasta el instante t. Ello ocurre para la lluvia de diseño en el instante en que el pozo se llena, por lo tanto:

$$V_{alm} = V_{afl}(t_{ll}) - 0,5Q_{imax} t_{ll} \quad (4.2.3.10)$$

Si el pozo se llena con material de porosidad p, el volumen total del pozo debe ser:

$$V_{pozo} = V_{alm}/p \quad (4.2.3.11)$$

El procedimiento propuesto supone que la lluvia de diseño tiene su máxima intensidad al inicio, lo que ocurre si éste se selecciona a partir de las curvas IDF estándar. .

Rebase. No es conveniente entregar al pozo más agua que la que éste puede almacenar ya que al actuar el volumen de almacenamiento del pozo como decantador se produce una mayor colmatación. Es por ello que se recomienda poner antes del pozo una cámara que evacue los excesos. En ella se debe evitar que el agua de la red se introduzca al pozo por reflujó. Algunas alternativas de diseño para esta cámara se ilustran en los siguientes esquemas.

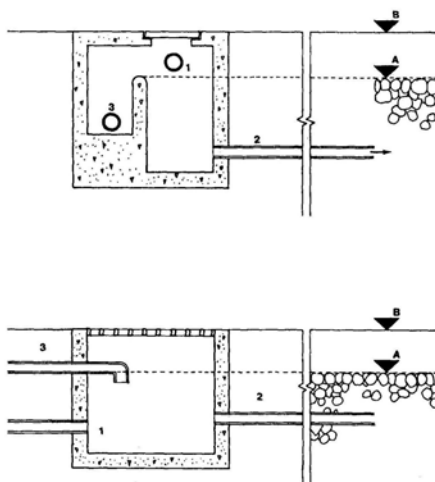


Figura 4.2.3.7: Ejemplos de cámaras de rebase. 1.- Alimentación, 2.- Tubería de conexión al pozo, 3.- Rebase a la red de drenaje, A.- Nivel máximo de agua en el pozo, B.- Superficie del terreno.

Filtros y sedimentadores. Se recomienda encarecidamente que los pozos infiltren aguas limpias, es decir aguas lluvias que escurren sobre techos limpios, zonas con pasto, patios impermeables, también limpios, en los que no se produzca erosión ni contaminación. Sin embargo si el agua que llega al pozo contiene cantidades no despreciables de materiales en suspensión es necesario removerlos antes de llegar al pozo, disponiendo para ello de un sedimentador o filtros en la entrada. Estos elementos encarecen la mantención del pozo ya que requieren limpieza y extracción de los lodos periódicamente.

El volumen del decantador depende de la composición granulométrica de los materiales en suspensión y de la proporción de ellos que se necesite remover. Como una primera aproximación puede estimarse un volumen del sedimentador igual a la mitad del volumen de almacenamiento neto del pozo. Debe considerarse un método de limpieza y extracción de lodos.

f. Detalles. El dimensionamiento debe completarse con el diseño de otros elementos adicionales. Los principales se indican a continuación.

Control de vegetación Si existe una vegetación de raíces profundas cercana al pozo será necesario colocar un sistema antiraíces.

Cubierta. Dependiendo de la forma en que se alimente el pozo, su parte superior, entre el volumen útil y la superficie del suelo, puede cubrirse de diferentes formas. Si el pozo se alimenta directamente por su parte superior, se colocará una capa de filtro formada por ripio, grava y arena gruesa. La capa más superficial puede ser un pavimento celular o una cubierta de pasto. Si el pozo debe quedar enterrado se instala una losa de cubierta con una tapa de cámara para el acceso. Algunos ejemplos se ilustran en la Figura 4.2.3.8.

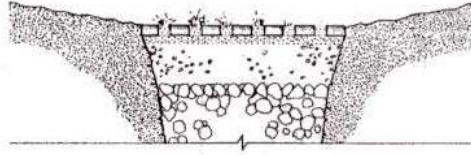


Figura 4.2.3.8.a: Alternativas de cubiertas. Pavimento celular con capas filtrantes.

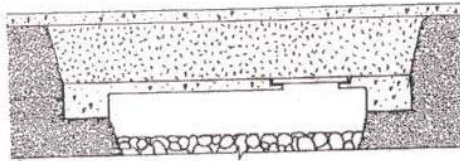


Figura 4.2.3.8.b: Alternativas de cubiertas. Losa con tapa bajo superficie impermeable.

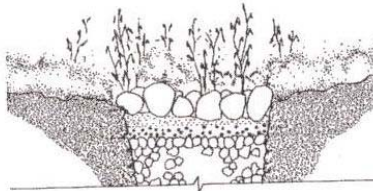


Figura 4.2.3.8.c: Alternativas de cubiertas. Piedras y rocas en jardín de plantas con capas filtrantes.

Piezómetro. Es conveniente colocar un tubo piezométrico para medir el nivel de agua en el interior del pozo. Este consiste en un tubo vertical de acero de 50 mm de diámetro, perforado y abierto en la base rodeado con un filtro geotextil, con su parte superior en el exterior, y una tapa para evitar que se introduzcan por él elementos no deseados.

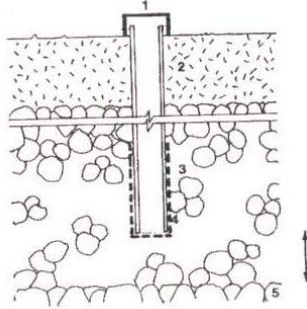


Figura 4.2.3.9: Elementos de un piezómetro. 1.- Tapa, 2.- Cubierta del pozo, 3.- Relleno, 4.- Geotextil, 5.- Fondo del pozo.

g. Construcción. Los pozos de infiltración no demandan técnicas especiales, sin embargo, ciertos aspectos deben ser examinados con precaución.

Aportes de suelo de las zonas cercanas. Se recomienda evitar todo aporte de tierra hacia el pozo durante la construcción con el fin de limitar la colmatación en superficie o en profundidad. Para ello se procurará poner en servicio el pozo dentro de las últimas etapas de la construcción de la obra si forma parte de una faena de mayor envergadura. Si es necesario se debe instalar una solución transitoria en el lugar para recoger y evacuar las aguas lluvias. También es conveniente separar las superficies que producen los finos de las superficies impermeables drenadas por los pozos.

Control de las dimensiones. Es importante respetar las dimensiones estimadas a partir del estudio hidráulico, con la finalidad de responder a los objetivos fijados. Se examinarán particularmente la profundidad y la sección transversal.

Calidad de los materiales. Se recomienda verificar la porosidad eficaz del material antes de comenzar el relleno, con el fin de evitar una reducción del volumen de almacenamiento. Para el relleno se requieren materiales limpios y en lo posible previamente lavados.

Control durante la realización. La construcción de los pozos no demanda una atención particular. Los pozos pueden ser realizados manualmente o mecánicamente por medio de palas mecánicas dependiendo de sus dimensiones. Deben tomarse precauciones para evitar los derrumbes y en caso necesario considerar la entibación.

El diámetro y la profundidad de los pozos deben ser controlados para asegurar las capacidades de almacenamiento e infiltración previstas en el diseño.

La colocación en las paredes y fondo del pozo de filtros geotextiles requiere algunos cuidados especiales. Entre otros se debe verificar el correcto recubrimiento de las telas de geotextil y su instalación en la obra, evitar los desgarros del material debidos a enganches en máquinas de la construcción o

asperezas en el terreno. Evitar la presencia de finos que provoquen una colmatación prematura del geotextil. El geotextil puede sujetarse con el mismo material de relleno del pozo y colocarse a medida que avanza éste.

Control al final de la realización. Una vez finalizada la construcción se debe constatar el buen funcionamiento hidráulico del pozo y de sus elementos anexos, para lo cual se puede verificar la capacidad de almacenamiento y vaciamiento simultáneamente llenándolo controladamente de agua y midiendo los tiempos en que baja el nivel del agua entre dos marcas preestablecidas, empleando para ello el tubo piezométrico.

h. Mantención. Los pozos de infiltración requieren una mantención regular para asegurar un adecuado funcionamiento hidráulico.

La responsabilidad por estas funciones, de acuerdo con las reglas generales de la legislación, recae sobre el propietario de las obras, el cual será una persona particular o pública según sea el dominio del terreno en el cual se encuentran emplazadas. Conviene distinguir los problemas de mantención derivados del aseo y ornato de las obras, en cuyo caso implican una responsabilidad municipal, de aquellos que significan una conservación técnica propiamente tal. En este último caso tratándose de vías públicas, como calles, avenidas, veredas, pasajes y similares, la responsabilidad por esta mantención técnica es del SERVIU o de la empresa a cargo del servicio. Algo similar podría ocurrir con las obras alternativas de drenaje de aguas lluvias en zonas urbanas. Sin embargo es necesario establecer claramente esta responsabilidad legalmente. Si las obras se encuentran en recintos privados, la responsabilidad por su mantención es del propietario o de quienes detenten legalmente el recinto.

Es importante que se realice una vigilancia y mantención en forma periódica, ya que la mantención puede dificultarse significativamente una vez que el pozo se ha colmatado y se encuentra lleno de agua. La frecuencia de la mantención dependerá de la calidad de las aguas lluvias recogidas y de los sistemas anexos a los pozos colocados en el lugar. Se puede efectuar una mantención preventiva, que debe ser realizada a intervalos de tiempo reducidos y con una frecuencia regular, permitiendo mantener un adecuado funcionamiento hidráulico de la estructura y reducir la colmatación. O curativa, que se realiza cuando no existe un adecuado funcionamiento hidráulico de la estructura y consiste en una limpieza o aspiración del pozo. A continuación se presenta una guía de la mantención sugerida para los pozos y la frecuencia con que ésta debe realizarse, considerando aspectos preventivos y curativos.

Mantención preventiva. Considera inspecciones, cuidado de la vegetación y limpieza.

Inspección. Inspeccionar el pozo para verificar la necesidad de una limpieza y el adecuado funcionamiento del sistema de rebase. En pozos de inyección verificar la calidad el agua mediante ensayos de

laboratorio a muestras representativas si existen sospechas de su deficiencia. Observar la limpieza de las superficies drenadas.

Rutinaria. Una vez al año antes de las temporadas de lluvias.

Limpiar los dispositivos filtrantes. En el caso de pozos que se alimentan superficialmente a través de capas filtrantes se deben limpiar los dispositivos filtrantes para asegurar su adecuado funcionamiento.

Rutinaria. De acuerdo a la inspección

Limpiar las superficies drenadas por los pozos. Se deben limpiar las superficies drenadas por los pozos, para evitar la llegada de sedimentos a la obra, los que pueden producir colmatación. Esta labor puede ahorrar la limpieza de decantadores.

Rutinaria. De acuerdo a la inspección o antes de la temporada de lluvias.

Control de vegetación. Cortar el pasto que cubre el pozo ocasionalmente para limitar la vegetación no deseada, especialmente si las raíces generan problemas.

Rutinaria. Cuando se requiera.

Remoción de lodo de las cámaras de decantación. El material acumulado debe ser removido para mantener el funcionamiento hidráulico del pozo.

Rutinaria. Según la inspección o cuando el volumen acumulado alcance el 25% de la cámara.

Mantenimiento curativa. Tiene por objeto resolver problemas de funcionamiento. Considera la limpieza del interior del pozo.

Limpiar o aspirar el fondo del pozo. Remover material que produce colmatación. Se trata de una reparación mayor que requiere extraer el material de relleno.

No rutinaria. Cuando el escurrimiento superficial no infiltra rápidamente a través de la superficie.

i. Ejemplo de pozos de infiltración. Se considera la posibilidad de construir pozos de infiltración para atender las aguas lluvias en los edificios de una urbanización ubicada en la ciudad de Rancagua, con una superficie total de 0,80 hectáreas. Los pozos de infiltración deberán drenar las aguas lluvias producidas en exceso en techos y jardines del conjunto. Las características del uso del suelo son las siguientes:

Techos:	1954 m ²
Jardines:	<u>5992</u> m ²
Total:	7946 m ²

Los antecedentes del terreno indican que la pendiente es pequeña y se trata de un suelo tipo B, con una tasa de infiltración media obtenida de los ensayos de 50 mm/hora y una permeabilidad de 0,002 m/s. El nivel máximo estacional de la napa se ubica a una profundidad superior a 10 m.

Factibilidad. La instalación de pozos de infiltración en esta urbanización es factible, dado que existe una tasa de infiltración y una permeabilidad elevadas. La profundidad de la napa permite proponer pozos de infiltración.

Dimensionamiento. Consiste fundamentalmente en determinar el número de pozos, su profundidad, y su volumen de almacenamiento disponible para recibir el exceso de agua del sector.

Número de pozos. Se emplearán dos tipos de pozos. Unos para drenar el agua proveniente de los techos, colocando un pozo cada dos edificios, denominados tipo A. Otros, los tipo B, atenderán los sectores de jardines, colocando cuatro de ellos distribuidos en todo el terreno.

Los pozos tipo A se alimentarán desde las bajadas de aguas lluvias de los techos, que llegarán a un decantador y después se conectarán al pozo. En los tipo B la alimentación será directa por la parte superior desde el jardín, con un filtro granular en la cubierta superior.

Área Servida. El área total servida por los pozos tipo A es de 1954 m², de manera que cada pozo drenará un área de 489 m², con un coeficiente de escorrentía de 0,9. El área total de jardines, para los pozos tipo B, es de 5992 m², de manera que a cada pozo le corresponden 1498 m², con un coeficiente de escorrentía de 0,22.

Profundidad de los pozos. Considerando los métodos constructivos disponibles en este caso, y las condiciones del lugar, la profundidad total de los pozos será de 5 metros, de manera que la altura máxima útil de ellos será de 4m.

Volumen afluente acumulado. Se seleccionará una lluvia de diseño de cinco años de periodo de retorno, en base a los coeficientes de duración y frecuencia para la ciudad de Rancagua, partiendo de la ecuación para el volumen afluente:

$$V_{aft}(t) = 1,25 * 0,001 C I_t A t = 0,00125 C A P_t^5 \quad (4.2.3.12)$$

siendo P_t^5 la precipitación total durante el tiempo t de una lluvia de cinco años de periodo de retorno en Rancagua. Esta se estima con los coeficientes de duración y frecuencia como:

$$P_t^5 = 1,1 C D_t^{24} C F_{10}^5 P_{24}^{10} \quad (4.2.3.13)$$

El coeficiente de frecuencia es de 0,86 y la precipitación diaria de 10 años de periodo de retorno en Rancagua es de 68,5mm. El coeficiente de duración

depende de ella. Entonces, reemplazando en la ecuación (4.2.3.13) se observa que la precipitación de 5 años de periodo de retorno y duración t , para t entre 24 horas y una hora, está dada por:

$$P_t^5 = 1,1 * CD_t^{24} * 0,86 * 68,5 = 64,8 * CD_t^{24} \quad \text{para } 24 \text{ hora} \geq t \geq 1 \text{ hora} \quad (4.2.3.14)$$

En particular para lluvias de una hora de duración el coeficiente en Rancagua es 0,125 según la Tabla 3.1.2.3, con lo cual se obtiene:

$$P_1^5 = 64,8 * 0,125 = 8,1 \text{ mm}$$

Las precipitaciones menores de una hora se obtienen a partir de este valor con los coeficientes de duración de la Tabla 3.1.2.5, de lo cual resulta:

$$P_t^5 = 8,1 * CD_t^1 \quad \text{para } 1 \text{ hora} \geq t \geq 0$$

Con estos valores se calcula el volumen afluente acumulado a los pozos tipo A hasta el tiempo t con la expresión 4.2.3.12 como:

$$V_{aflA}(t) = 0,00125 * 0,90 * 489 * P_t^5 = 0,550 * P_t^5 \quad (4.2.3.15)$$

y similarmente para los pozos tipo B, de los jardines, resulta:

$$V_{aflB}(t) = 0,00125 * 0,22 * 1498 * P_t^5 = 0,412 * P_t^5 \quad (4.2.3.16)$$

Caudal de infiltración. Se emplearán pozos cilíndricos de infiltración de diámetro medio D y altura de agua H en ambos tipos de pozos, de manera que el caudal de infiltración, en m^3 por hora, esta dado por:

$$Q_i = 0,001 C_s f \pi D H \quad (4.2.3.17)$$

Para los pozos tipo A se considera agua de buena calidad, con un decantador y una mantención regular, lo que significa un factor de seguridad de 1,0. Para los pozos tipo B el agua es también de buena calidad pero no se considera tratamiento ni decantación, con una mantención regular, de manera que el coeficiente es 0,75. En ambos casos la tasa de infiltración es de 50 mm/hora.

Para estimar el caudal de infiltración debe tenerse una idea preliminar del tamaño de los pozos. Para ello se considerará en una primera aproximación $D=3m$ y $H_{max}=4m$. Con estos valores los caudales máximos de infiltración, en m^3 /hora para cada tipo de pozo serían:

$$Q_{A_{imax}} = 0,001 * 1,0 * 50 * \pi * 3 * 4 = 1,88 \text{ (m}^3\text{/hora)}$$

En los pozos tipo B el caudal de infiltración máximo sería:

$$QB_{\text{imax}} = 0,001 * 0,75 * 50 * \pi * 3 * 4 = 1,41 \text{ (m}^3/\text{hora)}$$

Tiempo de llenado de los pozos. Para estimar el tiempo que tardan los pozos en llenarse con el caudal afluente es necesario conocer el gasto instantáneo de llenado, para lo cual es útil la siguiente tabla, en la que se indica para cada duración, t, los coeficientes de duración correspondientes, que permiten estimar la precipitación acumulada y en base a ella los volúmenes afluentes acumulados a cada pozo. El caudal afluente a cada pozo para cada tiempo se estima como la diferencia entre volúmenes acumulados consecutivos divididos por el intervalo de tiempo.

Tiempo hr min.	Intervalo hr	CD _t (*)	P _t ⁵ mm	V _{afl(t)A} m ³	V _{afl(t)B} m ³	Q _{afl(t)A} m ³ /hr	Q _{afl(t)B} m ³ /hr	
0	5	0,083	0,307	2,5	1,4	1,0	16,80	12,00
0	10	0,083	0,460	3,7	2,0	1,5	7,22	6,02
0	20	0,17	0,642	5,2	2,9	2,1	5,29	3,53
0	30	0,17	0,764	6,2	3,4	2,6	2,84	2,94
0	40	0,17	0,858	6,9	3,8	2,8	2,35	1,18
1	0	0,33	0,125	8,1	4,5	3,3	2,15	1,52
2		1,0	0,19	12,3	6,8	5,1	2,30	1,80
4		2,0	0,31	20,1	11,1	8,3	2,15	1,60
6		2,0	0,42	27,2	15,0	11,2	2,01	1,45
8		2,0	0,51	33,0	18,2	13,6	1,60	1,20
10		2,0	0,59	38,2	21,0	15,7	1,40	1,05
12		2,0	0,66	42,8	23,5	17,6	1,25	0,95
14		2,0	0,73	47,3	26,0	19,5	1,25	0,95
18		4,0	0,85	55,1	30,3	22,7	1,08	0,80
24		6,0	48,2	64,8	35,6	26,7	0,89	0,67

(1) Para valores menores de una hora es el coeficiente en relación a la precipitación horaria. Para valores mayores de una hora el coeficiente es en relación a la precipitación diaria.

Como el caudal máximo infiltrado por el pozo A es de 1,88 m³/hora, se observa que este gasto coincide con el afluente a estos pozos entre las 6 y las 8 horas. Interpolando linealmente se encuentra que lo hace a las 6,63 horas. Por lo tanto ese es el tiempo de llenado de estos pozos. Similarmente en los pozos tipo B el tiempo de llenado estaría también entre las 6 y las 8 ya que su caudal máximo de infiltración es de 1,41 m³/hora. Interpolando en este caso se obtiene un tiempo de llenado de 6,32 horas.

Con estos antecedentes el volumen de almacenamiento necesario en cada pozo es:

$$VA_{\text{alm}} = V_{\text{afl}}(7\text{hr}) - 0,5 QA_{\text{imax}} * 7 = 16 - 0,5 * 1,88 * 7 = 9,42 \text{ m}^3$$

$$VB_{\text{alm}} = V_{\text{afl}}(6\text{hr}) - 0,5 QB_{\text{imax}} * 6 = 11,4 - 0,5 * 1,41 * 6 = 7,17 \text{ m}^3$$

Considerando una porosidad del relleno de 0,3 los volúmenes totales de los pozos serían de

$$VA \text{ total} = 9,42/0,30 = 31,4 \text{ m}^3$$

$$VB \text{ total} = 7,17 / 0,30 = 23,9 \text{ m}^3$$

Si se consideran pozos de 4 m de profundidad útil los diámetros necesarios resultan ser de

$$DA = 3,16 \text{ m}$$

$$DB = 2,76 \text{ m}$$

Ambas medidas resultan muy similares a los 3m supuestos para el diámetro inicial de cálculo de los pozos, por lo tanto se aceptará que la estimación del volumen necesario es correcta. Las dimensiones de los pozos deben ser las siguientes:

Pozos tipo A, para techos: profundidad útil 4m, diámetro medio 3,2m

Pozos tipo B, para jardines: profundidad útil 4m, diámetro medio 2,7m.

Rebase. Los pozos tipo A dispondrán de un rebase en la cámara de llegada, mientras los tipo B no tendrán este elemento.

Filtros y decantadores. En los pozos tipo A se dispondrá de un decantador previo de un volumen igual al 50% del volumen de almacenamiento neto, es decir de 5 m³. El gasto de diseño de este aparato será igual al caudal máximo del afluente, que ocurre en los primeros 5 minutos de la lluvia de diseño, igual a:

$$Q_m = 16,8 \text{ m}^3/\text{hr.} = 4,7 \text{ l/s.}$$

Los pozos tipo B no tendrán decantador pero si dispondrán de un filtro superficial formado por una capa de ripio, otra de gravilla, y un geotextil en la parte superior a través de la cual percolará el agua que entra al pozo. Cuando este filtro se colmate es relativamente sencillo reponer estas capas por otras nuevas y limpias.

Cubierta. Los pozos tipo A se cubrirán con una losa y tierra sobre ellos de manera de emplear la superficie para otros usos. Los pozos tipo B se cubrirán con un pavimento celular y pasto, formando un pequeño estanque de infiltración en la superficie.

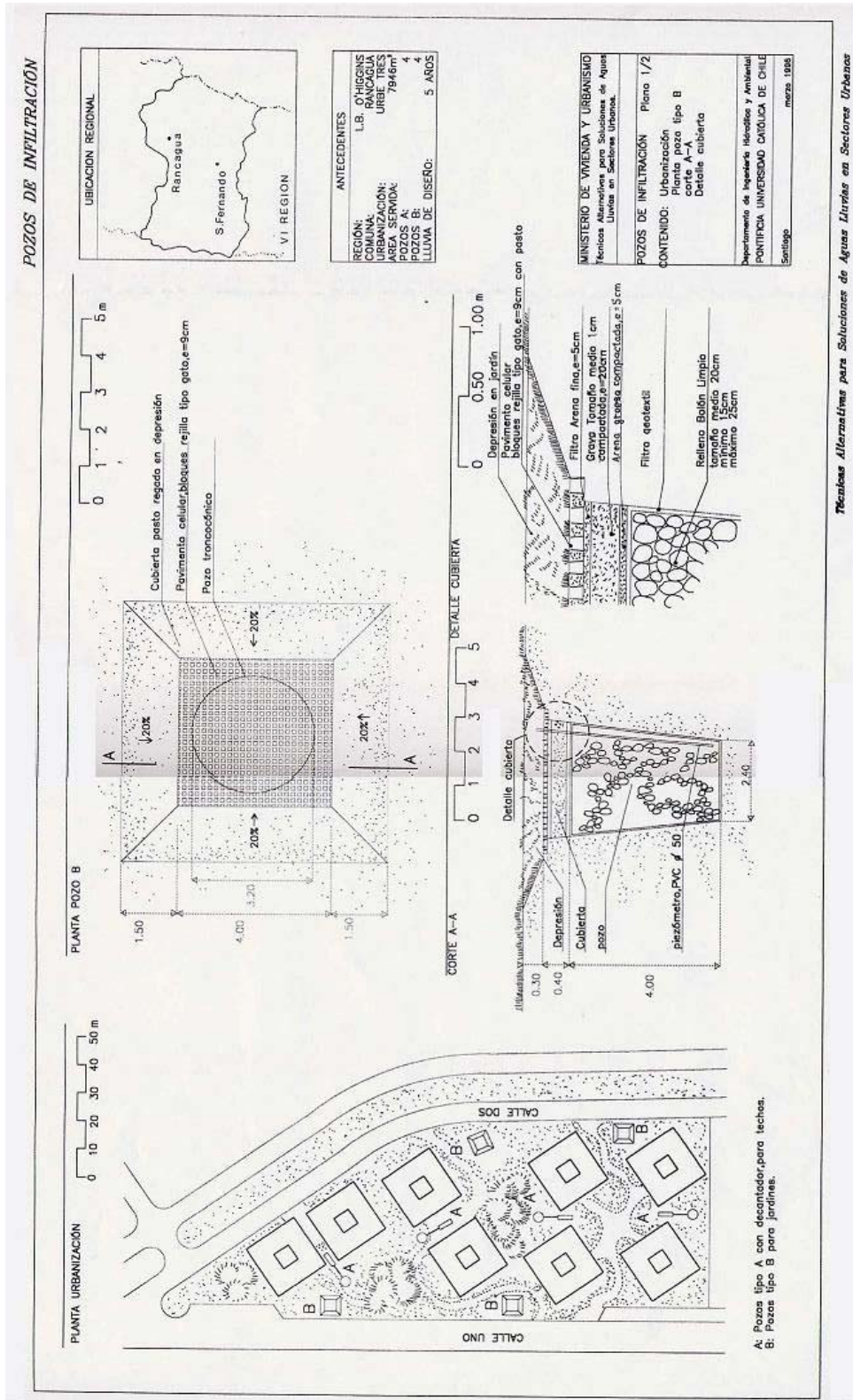
Piezómetros. En ambos casos se consulta colocar un piezómetro consistente en un tubo de acero galvanizado de 50 mm de diámetro, abierto en su extremo inferior y rodeado en un geotextil.

Cubicación y presupuesto. A continuación se presenta una cubicación y presupuesto para la construcción del conjunto de los pozos de infiltración tipo A y B del ejemplo, así como las cámaras y sedimentadores asociados.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio (U.F.) Unitario Subtotal
A	Pozos propiamente tales, tipo A y B.			
1	Excavación, en terreno blando, hecha a mano, sin agotamiento ni entibación, incluye el descepe y limpieza del terreno, a profundidad menor de 2 m.	m ³	218,3	0,252
55,012	2 Excavación, en terreno blando, hecha a mano, incluyendo la nivelación y limpieza del fondo, y extracción del material excavado hasta el borde del pozo. Profundidad entre 2 y 5 m.	m ³	154,4	0,252
38,909				
3	Transporte de excedentes de la excavación incluyendo carguío y depósito, a distancia menor a 10 km.	m ³	348,7	0,063
21,968				
4	Relleno de tierra de 0,5 m compactada, en pozos tipo B.	m ³	23,2	0,435
10,092				
5	Suministro y colocación de tierra de hojas, en 5 cm de espesor, en pozos tipo B.	m ³	2,4	1,0192,446
6	Suministro y colocación de una capa de arena sin contenido de arcilla de 10 cm compactada.	m ³	4,8	1,081
5,188				
7	Suministro y colocación de una capa de arena sin contenido de arcilla de 3 cm para jardín.	m ³	1,4	1,0811,513
8	Suministro y colocación de césped, incluyendo siembra y riego hasta primer corte.	m ²	179	0,104
18,616				
9	Suministro y colocación de pavimento celular tipo gato.	m ²	64	0,446
28,544				
10	Suministro y colocación de geotextil según especificaciones del proyecto.	m ²	487,4	0,096
46,790				
11	Suministro y colocación a mano de bolones para relleno. Tamaño medio 15 cm, limpio, sin material fino.	m ³	245,4	0,294
72,148				
12	Suministro y colocación de material de filtro granular de grava, tamaño medio 1 cm, colocado en una capa de 20 cm sobre el filtro geotextil de la cubierta superior de los pozos tipo B, compactado con placa.	m ³	6,4	0,1881,203

13	Tubo PVC, 50 mm para piezómetro.	m	20	0,1302,600
B Cámaras y sedimentadores para los pozos tipo A				
14	Hormigón grado H-20 con una dosificación mínima de 255 kg. de cem. por metro cúbico, colocado con moldaje.	m ³	16,3	3,975
				64,793
15	Acero tipo A44-28H con resaltes para hormigón armado, en barras, doblado y colocado según los planos.			
	D=8mm	Kg.	961,0	0,016
				15,376
16	Tubos de c.c. tipo alcantarillado para distribución en pozos tipo A. Suministro y colocación emboquillados.	m	28,0	0,1895,292
17	Acero perfil cuadrado 50x50x3 colocado y pintado para apoyo de rejas.	m	36,4	0,0652,366
18	Rejas, con acero PL 40x3 soldada y pintada, para todos los sedimentadores.	Kg.	458,9	0,05022,91
Total				415,811

Nota: Precios de referencia en UF (Unidades de Fomento, 1 UF= \$13.081,89 al 7 de Octubre de 1996), según "Lista Oficial de Precios de Obras de Pavimentación para Cobro por Gastos de Inspección año 1995", MINVU y el "Boletín de Precios N° 276 de Mayo-Junio de 1996" del SERVIU Metropolitano.



4.2.4. PAVIMENTOS POROSOS

a. Descripción. Los pavimentos porosos en general consisten en un pavimento continuo de asfalto o concreto poroso, similar al pavimento convencional, pero con dos diferencias básicas: la carpeta de rodado contiene poca arena y fracción fina, lo cual le otorga mayor permeabilidad, y la subbase granular es de mayor espesor, y también con poca arena y fracción fina, con lo que se consigue un mayor porcentaje de huecos. Tienen por función reducir el flujo superficial proveniente de una tormenta mediante su infiltración a través de la carpeta de rodado, logrando así disponer de una zona pavimentada permeable. La experiencia internacional en la materia se basa fundamentalmente en pavimentos porosos con capa de rodado asfáltica en zonas de bajo tránsito.

Los pavimentos porosos son un tipo especial de pavimentos, en los cuales la carpeta de rodado permite la infiltración del agua y la subbase su almacenamiento temporal. Como tales, deben dimensionarse y construirse de acuerdo a las normas y recomendaciones para obras de pavimentación contenidas en el “Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación” (MINVU, 1994) y el “Manual de Vialidad Urbana” (MINVU, 1984). En este capítulo se indican las recomendaciones adicionales para lograr que estos pavimentos porosos puedan ser empleados como elementos de un sistema de aguas lluvias urbanas.

Frente a los cinco objetivos básicos que se persiguen con las técnicas alternativas de drenaje urbano, los pavimentos porosos están en la siguiente situación:

- ✓ Disminuyen el caudal máximo
- ✓ Disminuyen el volumen escurrido
- ✓ Permiten otros usos alternativos
- ✓ Recarga la napa de agua subterránea
- ✓ Mejora la calidad del efluente

El principal efecto corresponde a la disminución del caudal máximo y del volumen de escorrentía. Para lograrlo los pavimentos porosos pueden emplearse en calles de poco tránsito, pasajes, veredas, estacionamientos o canchas de uso múltiple, ciclovías, veredas y senderos en áreas verdes, como se ilustra en el esquema siguiente:

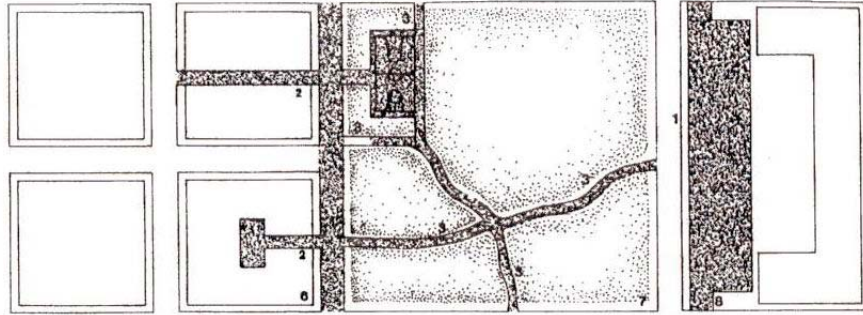


Figura 4.2.4.1: 1.- Estacionamientos, 2.- Pasajes, 3.- Veredas o ciclovías y senderos 4.- Canchas de uso múltiple, 5.- Calles de bajo tránsito, 6.- Manzanas de la zona urbanizada, 7.- Áreas verdes, 8.- Sector comercial.

En la Figura 4.2.4.2 se pueden distinguir los diferentes estratos que componen un pavimento poroso de abajo hacia arriba: una subrasante formada por el suelo existente inalterado, un filtro geotextil, filtro granular o membrana impermeable sobre la subrasante, una subbase de material granular grueso, sobre ésta un filtro granular o base y en la superficie la carpeta de rodado o pavimento poroso propiamente tal.

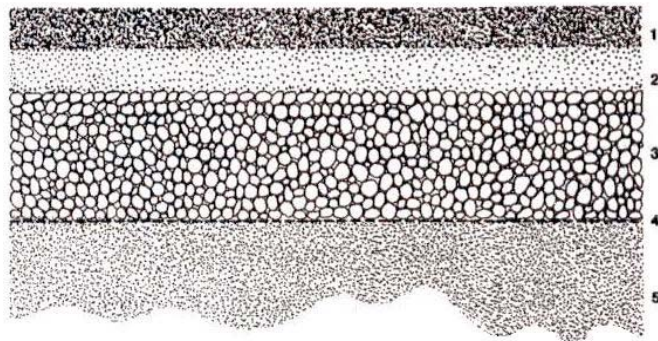


Figura 4.2.4.2: Elementos de un pavimento poroso: 1.- Carpeta de rodado de asfalto poroso, 2.- Base o filtro granular graduado, 3.- Subbase de grava, uniformemente graduada, 4.- Filtro geotextil, o filtro granular, o membrana impermeable, 5.- Subrasante de suelo nativo..

Una vez que el agua filtra a través de la superficie de la carpeta de rodado, existen dos procedimientos alternativos para su disposición final. Uno es continuar la infiltración hacia el suelo bajo el pavimento y el otro es recogerla mediante drenes y disponer de ella en otro lugar. Ambos esquemas se muestran a continuación:

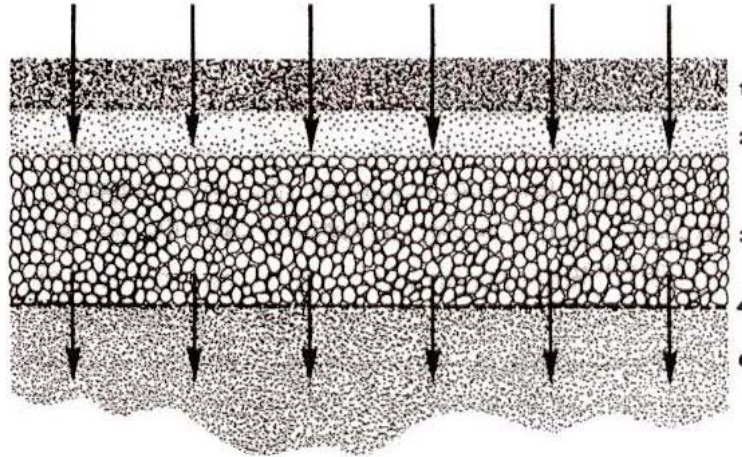


Figura 4.2.4.3: Disposición difusa local. El pavimento infiltra en el mismo terreno hacia la subrasante. El filtro geotextil es altamente permeable.

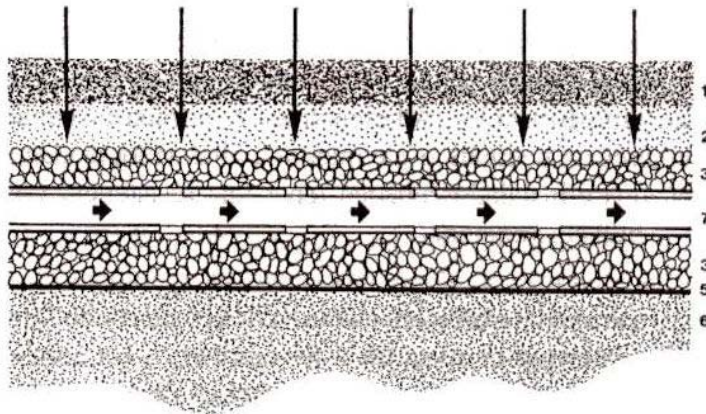


Figura 4.2.4.4: Disposición concentrada aparte. El agua que ingresa a la subbase se drena con tubos hacia afuera. 5.- Membrana impermeable, 6.- Subrasante de suelo nativo, 7.- Tubos de drenaje.

También es posible emplear una combinación de ambos sistemas en la cual, para lluvias poco intensas, se infiltra todo localmente, y para lluvias más intensas pero menos frecuentes, además de infiltrarse localmente parte se drena a otros elementos hacia aguas abajo, evitando así que el agua aflore en la superficie. Las aguas lluvias que se acumulan en la subbase se drenan lateralmente hacia los bordes de la calzada a obras de evacuación de las aguas lluvias superficiales.

Si bien en Chile no existe experiencia sobre este tipo de pavimentos, se cuenta con una gran cantidad de referencias y recomendaciones basadas en

experiencias norteamericanas y europeas, en base a las cuales se han confeccionado las proposiciones de este capítulo, en espera de reunir información empírica de su comportamiento en las condiciones típicas del medio nacional.

b. Ventajas y desventajas. La principal ventaja que presentan los pavimentos porosos es que reducen el flujo superficial proveniente de una tormenta mediante la infiltración, al evitar que la zona pavimentada sea totalmente impermeable. Además, pueden remover elementos contaminantes del agua tales como metales, aceite, grasa y sólidos suspendidos, al filtrarlos a través de las capas de arena y grava ubicadas bajo la carpeta de rodado.

Desde el punto de vista del tránsito se ha comprobado que hacen más segura la superficie para los automóviles durante las tormentas, reduciendo el patinaje y mejorando la visibilidad al disminuir la frecuencia con que aparecen láminas de agua en la superficie, en comparación con lo que ocurre con una carpeta de rodado impermeable. Adicionalmente, poseen una macrotextura que favorece la adherencia neumático-pavimento a altas velocidades. Si están correctamente diseñados e instalados pueden tener una resistencia y duración similar a la de pavimento convencional.

Estos pavimentos ofrecen claras ventajas para condiciones de bajo tránsito y suelos altamente permeables. Su empleo en las condiciones locales permitirá adquirir experiencia y mejorar los criterios de diseño.

Un inconveniente del uso de los pavimentos porosos es que necesitan un mantenimiento desde la construcción que evite la llegada de sedimentos a la superficie, ya que éstos pueden obstruir sus poros. Una vez que la superficie del pavimento está sellada, la única forma de restaurarla es reemplazando completamente la carpeta de rodado, lo que tiene un elevado costo. En lugares con climas fríos, en los cuales existen ciclos de congelamiento y descongelamiento, el proceso de impermeabilización de la superficie puede ocurrir con mayor velocidad si no existe una adecuada mantención, y las superficies del pavimento pueden obstruirse en 1 a 3 años. La mantención puede ser reducida si se realiza un pretratamiento a las aguas superficiales que elimine los sedimentos.

c. Procedimiento de diseño. El procedimiento de diseño que se debe seguir para lograr un adecuado funcionamiento de los pavimentos porosos debe considerar criterios físicos, ambientales, económicos y reglamentarios. Los criterios físicos consisten en tomar ciertas precauciones y ejecutar ciertos procedimientos: estudio de factibilidad, estudios complementarios, elección de materiales de los pavimentos, dimensionamiento mecánico, elección de diversos equipos, estudio hidráulico. Los criterios ambientales dicen relación principalmente con el impacto sobre la calidad de las aguas y la valoración del espacio. Los criterios económicos permitirán en seguida la elección entre las diferentes soluciones. Se consideran tres etapas en el procedimiento de diseño:

un análisis de factibilidad, un dimensionamiento de los elementos principales y finalmente el diseño de los elementos de detalle.

Factibilidad. El estudio de factibilidad permite determinar, en base a los antecedentes disponibles sobre las características del suelo y del agua subterránea, si se pueden infiltrar o no las aguas lluvias superficiales hacia el suelo bajo el pavimento, y si es conveniente o no utilizar un pavimento poroso.

Para decidir la factibilidad es conveniente que el proyectista reúna los siguientes antecedentes:

Plano de ubicación de la obra, en el cual se indique claramente la superficie a pavimentar y su naturaleza (calle, estacionamiento, cancha, etc.), con identificación de la comuna y dirección. Agregar los límites de la cuenca o zona aportante de aguas lluvias que recibirá y el sistema de drenaje al cual se evacúan naturalmente los excesos.

Certificado de la Dirección General de Aguas, o de su oficina en Región, que indique la profundidad estacional más alta estimada para la napa del agua subterránea en el lugar y que no existan impedimentos para infiltrar aguas lluvias.

Certificado emitido por un laboratorio autorizado con los resultados de ensayos de infiltración en terreno, hechos a la profundidad de la subrasante y según el método de Muntz o el método estándar (ver 3.2.2.b).

Como toda obra de infraestructura el emplazamiento del pavimento poroso requerirá de los espacios necesarios para su construcción. La autorización para el uso del suelo con estos fines deberá requerirse del propietario respectivo cuando éste no sea el ejecutor de las obra. El permiso deberá gestionarse según el caso ante el particular o la entidad pública fiscal o municipal.

Para poder infiltrar las aguas lluvias superficiales en el suelo, se debe verificar simultáneamente lo siguiente: el suelo debe ser permeable; el nivel más alto de la napa debe estar alejado del pavimento al menos 1 metro; el suelo debe permitir la presencia de agua; el pavimento no debe estar en una zona de infiltración reglamentada y la polución en finos y en contaminantes no debe ser importante.

Además, para poder utilizar un pavimento poroso, se debe verificar simultáneamente que el aporte de finos que llega a la superficie no sea importante, que la superficie del pavimento no esté sometida a esfuerzos de corte importantes y que el tráfico de vehículos pesados no sea relevante.

Dimensionamiento. El dimensionamiento de los pavimentos porosos y de sus elementos principales requiere disponer de las características del terreno y del suelo base, así como también de estudios hidrológicos e hidrogeológicos. Además de los antecedentes mencionados en la Factibilidad, para el dimensionamiento el proyectista reunirá los siguientes:

Plano a una escala adecuada en el que se muestren las superficies que drenan sobre el pavimento y la naturaleza de cada una.

Cuadro de superficies, con indicación de área y coeficiente de escorrentía de cada tipo, (techos, calles, áreas verdes, veredas y otros).

Precipitación máxima de 24 hrs. de duración y 10 años de período de retorno según la D.G.A. (1991).

Con los antecedentes mencionados se abordan los siguientes aspectos de diseño:

Terreno. Se deberán analizar las características de ocupación y de ordenamiento del terreno donde será implantado el pavimento poroso. Específicamente, se determinará la superficie y la tasa de impermeabilización de los espacios drenados, sus usos, la presencia de espacios verdes, la topografía del terreno, la existencia de redes de drenaje y el tráfico. Con los antecedentes recopilados, se procede a determinar el volumen de almacenamiento que puede recibir el suelo, la naturaleza de las aguas que van a ser drenadas, las superficies que van a ser destinadas a espacios verdes, la pendiente de los terrenos, la posibilidad de conexión con las redes de drenaje existentes y el dimensionamiento estructural de los pavimentos porosos en función del tráfico previsto.

Características del suelo soportante. Se deberá estimar la capacidad de absorción del suelo soportante, así como su comportamiento en presencia del agua. La capacidad de absorción del suelo deberá ser estimada a partir de ensayos en varios lugares del terreno, cuya duración debe ser suficiente como para poder apreciar de manera certera las condiciones de infiltración en régimen permanente y con el suelo saturado. Se deberá determinar el tipo de suelo soportante que recibirá las aguas, de manera de evitar riesgos de contaminación de la napa o de deslizamientos de terreno bajo el pavimento. Se identificará la capacidad de soporte del suelo y la sensibilidad a la presencia del agua.

Hidrogeología e hidrología. Se deberá analizar la presencia, el uso, las fluctuaciones estacionales, la cota más alta de las napas subterráneas y, eventualmente, sus características cualitativas y su vulnerabilidad. Se determinará el gasto máximo admisible de evacuación del proyecto, en base a las capacidades de la red aguas abajo o a la permeabilidad del suelo. Además, es necesario conocer la pluviometría, la posición y características de la salida, las zonas potenciales de almacenamiento y la impermeabilización de las superficies relacionadas con el pavimento.

Espesor y composición de las capas. Determinar el espesor y escoger los materiales que componen el pavimento poroso, es decir, la carpeta de

rodado (concreto o asfalto), el filtro granular graduado o base, la subbase de grava y el filtro inferior o membrana impermeable. Los materiales deben elegirse en función del espesor máximo aceptado por la estructura y por las restricciones mecánicas que el pavimento deberá soportar. Se recomienda utilizar los materiales disponibles respetando los parámetros hidráulicos (porosidad) y mecánicos (dureza de los granos).

Diseño de detalle. Una vez determinados los espesores de las capas del pavimento es necesario abordar el diseño de detalle, que se traduce en los planos de la obra y sus especificaciones técnicas generales y especiales. En esta etapa se deberán dimensionar las cunetas, soleras y bermas, y demás elementos laterales necesarios, así como solucionar las condiciones de empalme y unión con los otros pavimentos conectados.

d. Factibilidad y condiciones generales. La primera etapa del diseño consiste en verificar la factibilidad de la obra, para lo cual el terreno debe tener una tasa de infiltración mayor que 13 mm/hr, una capacidad de soporte con CBR mayor que 6, un contenido de arcilla menor que un 30%, una pendiente moderada, menor que 5%, y la distancia entre el nivel de la base y la napa freática o los estratos impermeables deberá ser al menos de 60 a 120 cm. Adicionalmente sólo deben emplearse en zonas con bajo tránsito, en las cuales éste sea menor que 150.000 E.E. en 20 años. Se recomienda que el área impermeable aportante al pavimento no sea más del doble del área del pavimento. Las áreas a drenar a través del pavimento poroso pueden variar entre 1000 y 40000 m².

En general, se recomienda el uso de asfalto poroso dada la experiencia internacional en este tipo de material. El diseño geométrico, estructural y de las mezclas de los pavimentos, así como el estudio de tránsito, se pueden realizar basándose en las secciones 13, 14, 16 y 17 del “Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación” (MINVU, 1994), tomando en cuenta adicionalmente las recomendaciones pertinentes de esta guía.

e. Dimensionamiento. Determinación del espesor de cada capa y los materiales que la componen.

La Figura 4.2.4.5 muestra el esquema de la sección transversal típica de un pavimento poroso, incluyendo todos los elementos que deben considerarse en el diseño, y la relación funcional existente entre ellos.

Espesor total del pavimento. El valor mínimo del espesor total que debe tener el pavimento (desde la parte superior de la carpeta de rodado hasta la parte superior de la subrasante), está condicionado por las características de capacidad de soporte de la subrasante y por el tráfico. En el caso de pavimentos porosos debe considerarse además las necesidades de almacenamiento de la subbase. La capacidad de soporte del suelo se puede medir mediante el valor

del CBR y el tráfico mediante la estimación de ejes equivalente (EE) que pasarán durante la vida útil de la obra. Para determinar entonces el espesor se deben considerar las normas y recomendaciones para el diseño de pavimentos urbanos contenidas en la Publicación N° 291 del MINVU (1994).

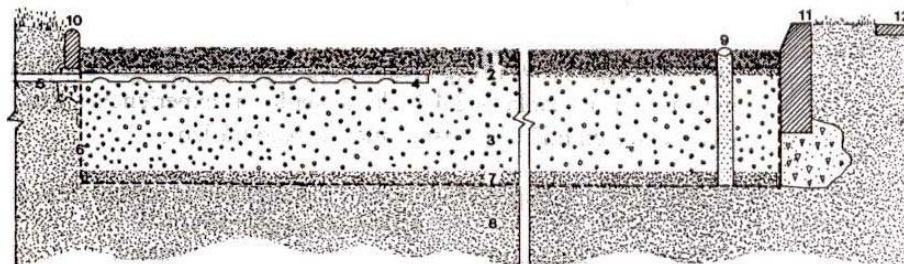


Figura 4.2.4.5: 1.- Carpeta de rodado de asfalto o concreto poroso, 2.- Base o filtro granular graduado, 3.- Subbase de grava o ripio uniforme, 4.- Tubería de drenaje (opcional), 5.- Tubería exterior, 6.- Filtro geotextil, 7.- Filtro granular (opcional), 8.- Subrasante, 9.- Tubo piezométrico (opcional), 10.- Solerilla, 11.- Solera, 12, Vereda.

Los pavimentos porosos de asfalto, debido a la menor estabilidad de la capa de rodado, están orientados para ser utilizados en vías de bajo tránsito: calles locales o de servicio, pasajes, estacionamientos, o en general superficies sin tránsito vehicular como multicanchas, veredas, ciclovías y similares. El método AASHTO 1986, 1993, puede ser empleado para el diseño de pavimentos asfálticos en cualquier vía que tenga tránsito vehicular, sin descartar la posibilidad de utilizar otros métodos de cálculo estructural recomendados.

Por efectos constructivos resulta recomendable establecer espesores mínimos para la carpeta de rodadura, base y subbase granular. De acuerdo a la experiencia del SERVIU, considerando lo que aparece en el punto 16.4.8.1 del mencionado Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación, versión 1994, los espesores mínimos constructivos serían los siguientes:

Capa	Espesor mínimo (cm)
Carpeta de rodado	
Pasajes y sólo peatones	4,0
Calles de bajo tránsito	5,0

Capa de base	15,0
Subbase granular	15,0

Estos espesores mínimos se aplican sólo en el caso en que por condiciones estructurales o hidráulicas se requiera espesores menores a los indicados.

Debo y Reese (1995) recomiendan los espesores totales del pavimento que se indican en la tabla 4.2.4.1 de acuerdo a experiencias con este tipo de pavimentos en E.E. U.U. para calles de bajo tráfico.

Tabla 4.2.4.1.- Espesores mínimos recomendados para el total del pavimento. (Debo y Reese, 1995).

CBR Subrasante	Espesor mínimo, cm.
menos de 6	no usar pavimento poroso
6 a 9	22,5
10 a 14	17,5
15 ó más	12,5

Las características estructurales de los materiales que componen las capas de rodado, base y subbase que normalmente exigen los SERVIU en Chile son las siguientes:

Capa	Características estructurales
Carpeta de rodado	Sobre 8.000N según ensayo de estabilidad Marshall
en pasajes	espesor $\geq 4,0$ cm
en calles	espesor $\geq 5,0$ cm
Base chancada	C.B.R. $\geq 80\%$ y espesor $\geq 15,0$ cm
Subbase estabilizada	C.B.R. $\geq 40\%$ y espesor $\geq 10,0$ cm

En todo caso se deben tener en cuenta las recomendaciones que aparecen en el Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación, versión 1994 y las que entregue el SERVIU respectivo en relación a cada proyecto. Entre ellas es importante considerar las siguientes:

Para poder realizar el diseño de pavimentos porosos es imprescindible conocer el coeficiente estructural de las capas que conforman este tipo de pavimento. Estos se pueden obtener con los resultados de ensayos de Estabilidad Marshall para la carpeta de rodado y de C.B.R para la base y subbase, ingresando con estos datos a las Tablas 16.46 (A), (C) y (D) del Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación, versión 1994

Se debe cumplir una relación mínima entre las capas base, subbase y la subrasante, en cuanto al valor del C.B.R. se refiere, de manera tal de lograr una armonía entre ellas, con el objeto de asegurar una estabilidad estructural al mediano y largo plazo en el pavimento.

Al comparar los espesores mínimos recomendados por razones constructivas con los obtenidos del cálculo estructural e hidráulico del pavimento poroso, se deben adoptar los más exigentes para cada capa, es decir los que entreguen un mayor número estructural para el pavimento.

En el caso en que se utilice pavimento poroso en vías de mayores solicitaciones de tránsito, con el objeto de evitar la proyección de aguas lluvias por parte de los vehículos, se recomienda utilizar para el diseño estructural del pavimento el método AASHTO 1986 y 1993, de acuerdo al Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación (versión 1994), teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones adicionales: a) utilizar para la capa de rodado asfáltica un valor de coeficiente estructural correspondiente a mezclas de graduación abierta (entre 0,28 y 0,33). El espesor recomendado para este caso es de 4 cm de acuerdo a la experiencia internacional. b) Disponer bajo la capa de rodado porosa, de una base asfáltica impermeable, de modo de otorgar una mayor resistencia estructural al pavimento, y de manera que el agua sea conducida con facilidad a través de la capa de mezcla porosa hasta los bordes de la calzada. Para que en estas condiciones se logre una disposición local de las aguas lluvias, estas deberán recogerse en los bordes de la calzada y disponer de ellas mediante alguna obra de alternativa de drenaje urbano, ya sea en base a infiltración o almacenamiento temporal.

Carpeta de rodado. Debo y Reese (1995) mencionan que, de acuerdo a la experiencia norteamericana, la superficie de los pavimentos porosos está formada por una capa de asfalto poroso con un volumen de poros de un 16%, y un espesor variable entre 6 cm y 10 cm, el cual se estima de acuerdo con la resistencia que requerirá durante su uso por condiciones de tránsito. Para lograr la porosidad adecuada es importante considerar las proporciones de los agregados pétreos de la mezcla. Como referencia la Tabla 4.2.4.2 presenta las proporciones de agregados empleadas en el estado de Maryland, EE.UU., según Debo y Reese (1995).

Tabla 4.2.4.2: Proporciones de agregados utilizados en Maryland EE.UU. (1)

Material	Pasante		Peso (%)	Volumen (%)	Partículas probables	
	Malla	(mm)			Diámetro (mm)	Peso (gr)
Agregado	1/2	12,7	2,8	2,2	10,7	1,67
	3/8	9,5	59,6	46,3	8,0	0,70
	# 4	4,7	17,0	13,3	4,0	0,087
	# 8	2,36	2,8	2,2	2,0	0,011
	#16	0,99	10,4	8,0	1,0	0,0014
	#200	0,074	1,9	1,5	0,06	0,00029
Asfalto			5,5	10,5		
Aire			0	16,0		
Total			100	100		

(1) Debo y Reese (1995)

Otros autores proponen composiciones ligeramente diferentes, como puede apreciarse en las recomendaciones de Diniz (1980), Thelen y Howe (1978), del Franklin Institute, y Puget Sound (1992), que se presentan en la Tabla 4.2.4.3.

Tabla 4.2.4.3: Agregados según diferentes autores.

Abertura tamiz (mm)		% que pasa en peso		
#	Puget Sound	Thelen y Howe	Diniz	
12,7	1/2	100	100	100
9,5	3/8	95-100	90-100	90-100
4,7	# 4	30-50	35-50	35-50
2,36	# 8	5-15	15-32	15-32
0,99	# 16	-	0-15	2-15
0,074	# 200	2-5	0-3	2-15

Finalmente la Tabla 4.2.4.4 siguiente muestra una recopilación de diferentes recomendaciones empleadas en distintos países, realizada por el Ministerio de Obras Públicas de España, (Revista Técnica del Asfalto, 1990) que pueden emplearse como referencia:

Tabla 4.2.4.4: Recomendaciones de agregados empleados en diferentes países. (1)

Características	Bélgica		EE.UU.		Francia	Holanda	Italia	Japón	Noruega	Sudáfrica	
	0/16	0/22	FHWA	FAA						Gruesa	Fina
Espesor (cm)	>4	>5	1,3-2,5	1,9	4	3,2-4,5	2,5	3,4	2,5	1,9-2,5	1,9-2,5
Tamiz (mm)	Porcentaje que pasa (%)										
25											
19						100	100	100			
	22	100	98-100								
	16	98-100	68-82								
13				100	100	100	98	95-100	100	100	
10				95-100	80-100	97	81		90		
	12	70-88	65-90							75-90	100
	8	40-65	35-95								
6,3						50	48				
4,75				30-50	25-70	40	37	23-45	37	25-50	30-50
3,35						27					
2,36				5-15	12-20	22	17-26		15-30	19	5-15
2						20			20		
	2	15-19	16-20								
%lleno	4-6	4-6	2-5	3-9	5	4,6-8	7	2-7	5	2-5	2-5
Betún %	4,5-5,5	4-5	5-6,5	5-2,7	4,6	4,5-4,7	4,2-4,5	3,5-5,5	4-5	4,5-6,5	4,5-6,5
Penetración	180-220	180-220	40-100	60-100	80-100	80-100	60-80	60-80		60-70	60-70
	80-100	80-100						80-100			
% huecos	10-20	10-20	>15	30	22-25		17				

(1) Revista Técnica del Asfalto (1990).

Filtro granular superior o base. Se puede realizar siguiendo las especificaciones del artículo 3.4 del “Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación” (MINVU, 1994), considerando un espesor variable entre 2,5 cm y 5 cm, compuesto por gravilla de un diámetro

medio de 1,3 cm de acuerdo a recomendaciones de Debo y Reese, 1995. No se recomienda reemplazarlo por un geotextil.

Subbase. Normalmente la subbase está formada por grava de un diámetro variable entre 2,5 cm y 7,5 cm y tiene un espesor que depende del volumen de almacenamiento requerido. Si bien el volumen de huecos generalmente varía entre 38% a 46% para gravas uniformes, para fines de diseño hidráulico se recomienda adoptar sólo un 30%.

Existen dos tipos de subbases que pueden ser utilizadas en los pavimentos porosos: las subbases tratadas y las no tratadas. Las subbases tratadas tienen un contenido de cemento (120-170 kg. por m³) o asfalto (2-2,5 % en peso) que les proporciona estabilidad, permitiendo reducir su contenido de finos.

Tabla 4.2.4.5: Composición de subbases no tratadas recomendadas por la Portland Cement Asociation de EE.UU. (1)

Abertura tamiz mm	Porcentaje pasante en peso							
	Iowa	Kent.	Michig.	Miniap.	New Jersey	Pensilv.	Wisc.	
2"	50,8	—	—	—	—	—	100	—
1 1/2"	38,1	—	100	100	—	100	—	—
1"	25,4	100	95-100	—	100	95-100	—	100
3/4"	19,1	—	—	—	65-100	—	52-100	90-100
1/2"	12,7	—	25-60	0-90	—	60-80	—	—
3/8"	9,52	—	—	—	35-70	—	35-65	20-55
#4	4,76	—	0-10	0-8	20-45	40-55	8-40	0-10
#8	2,38	10-35	0-5	—	—	5-25	—	0-5
#10	2,00	—	—	—	8-25	—	—	—
#16	1,19	—	—	—	—	0-8	0-12	—
#30	0,595	—	—	—	—	—	0-8	—
#40	0,420	—	—	—	2-10	—	—	—
#50	0,2970-15	—	—	—	—	0-5	—	—
#200	0,0740-6	—	0-2	—	0-3	—	0-5	—
k (m/día)	150	6100	300	60	600	300	300	5500

(1) "Concrete paving technology", Portland Cement Asociation, 1991.

Tabla 4.2.4.6: Composición de subbases tratadas recomendadas por la Portland Cement Asociation de EE.UU.

Abertura tamiz mm	Porcentaje pasante en peso					
	AASHTO AS/CE ¹	Nº57 AS ¹	California CE ¹	Wisc. CE ¹	New Jersey AS ¹	
1 1/2"	38,1	100	—	100	—	—
1"	25,4	95-100	100	86-100	—	100

3/4"	19,1	—	90-100	—	90-100	95-100
1/2"	12,7	25-60	35-65	—	—	85-100
3/8"	9,52	—	20-45	—	20-55	60-90
#4	4,76	0-10	0-10	0-18	0-10	15-25
#8	2,38	0-5	0-5	0-7	0-5	2-10
#10	2,00	—	—	—	0-5	—
#16	1,19	—	—	—	—	2-5
#200	0,074	0-2	0-2	—	—	*
k (m/día)		6100	4500	1200	3000	300

¹ AS: Asfalto; CE Cemento.

Fuente: "Concrete paving technology", Portland Cement Association, 1991.

Las subbases no tratadas contienen una mayor proporción de finos para lograr una adecuada estabilidad, lo que reduce la permeabilidad del estrato. La Portland Cement Association de EE.UU. recomienda para subbases no tratadas las granulometrías que se indican en la Tabla 4.2.4.5, de acuerdo a lo empleado en algunos estados de EE.UU. Se indica también el coeficiente de permeabilidad, k en metros por día, que se logra de acuerdo a medidas en terreno. Similarmente, para el caso de subbases tratadas, se proponen los valores que se muestran en la Tabla 4.2.4.6.

Selección de una lluvia de diseño. Se recomienda dimensionar el volumen de almacenamiento de la subbase seleccionando una lluvia de diseño del mayor periodo de retorno entre los siguientes:

T = 5 años, si hacia aguas abajo existe una red de drenaje bien desarrollada.

T = 10 años, si no existe una red de drenaje bien desarrollada.

Sin perjuicio de lo anterior, la Municipalidad donde se ubique la obra, o el SERVIU correspondiente, podrán proponer periodos de retorno mayores a los indicados, de acuerdo a las condiciones del lugar o de servicio de la obra.

Dada una lluvia de diseño el volumen de almacenamiento se estima como la máxima diferencia entre el volumen acumulado de aguas lluvias que recibe la subbase y el volumen acumulado infiltrado.

Tasa de infiltración. La tasa de infiltración del terreno debe estimarse en base a ensayos en terreno realizados por un laboratorio autorizado, tomando el promedio de los valores obtenidos en diferentes lugares representativos, de ensayos realizados al nivel de la subrasante de acuerdo al método estándar (ver 3.2.2b).

Volumen afluente acumulado. Se recomienda determinar el volumen a infiltrar acumulado para una lluvia de periodo de retorno de T años como el generado por las intensidades medias, de acuerdo a la curva IDF

correspondiente. Es decir, el volumen acumulado de agua lluvia, V_{afl} , en metros cúbicos, para un tiempo t , en horas, se calcula como:

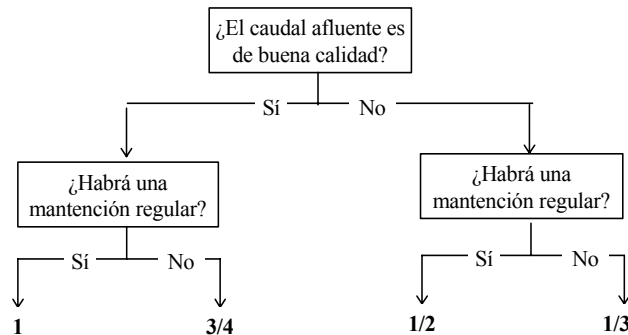
$$V_{afl}(t) = 1,25 * 0,001 C I_t A t = 0,00125 C A P_t^T \quad (4.2.4.1)$$

donde C es el coeficiente de escurrimiento superficial del área total aportante A (metros cuadrados), I_t es la intensidad de la lluvia de período de retorno T y duración t , en mm por hora, y t es el tiempo acumulado en horas. Además P_t^T corresponde a la precipitación acumulada en el tiempo t para la lluvia de periodo de retorno de T años. El valor de V_{afl} en función de t se denomina “curva de recarga”. Se recomienda multiplicar por un factor de seguridad de 1,25 el volumen acumulado para considerar la porción de lluvia que cae antes y después de la porción más intensa de la tormenta, no incluida en las curvas IDF.

Volumen de almacenamiento. Para calcular el volumen de almacenamiento, V_{alm} , necesario del pavimento poroso se estima el volumen acumulado que puede ser drenado con la tasa de infiltración estimada en función del tiempo. Se puede determinar gráficamente como la máxima diferencia entre el volumen afluente acumulado de agua lluvia o volumen de recarga $V_{afl}(t)$ y el volumen acumulado infiltrado $V_{inf}(t)$, ambos en función del tiempo. Este último, en metros cúbicos, esta dado por:

$$V_{inf}(t) = 0,001 f C_s A_e t \quad (4.2.4.2)$$

donde f es la capacidad de infiltración del suelo en mm por hora, A_e el área del pavimento poroso, en metros cuadrados, y t el tiempo acumulado, en horas. C_s es un coeficiente de seguridad que afecta la capacidad de infiltración dependiendo de las propiedades del agua y las condiciones de mantenimiento, que toma en cuenta los efectos de la colmatación en el tiempo que experimenta el suelo. Se recomienda calcularlo según el siguiente procedimiento:



El volumen de almacenamiento necesario se calcula como:

$$V_{alm} = \text{Max} (V_{afl}(t) - V_{inf}(t)) \quad (4.2.4.3)$$

Si la tasa de infiltración del terreno es siempre mayor que la intensidad de la lluvia, incluso que la de menor duración, entonces no se requiere un volumen de acumulación en la subbase, sino que bastará con la superficie de contacto con la subrasante para la infiltración.

El espesor necesario de la subbase es:

$$e = V_{alm} / (pA_e) \quad (4.2.4.4)$$

donde p es la porosidad del material de la subbase, considerado como 0,3 para efectos de diseño.

Tiempo de vaciado. Se recomienda que el tiempo máximo de vaciado del volumen almacenado en la subbase, sea inferior a 48 horas. Este tiempo máximo (en horas) se puede estimar como:

$$t_m = \frac{p e_s}{C_s f} \quad (4.2.5.5)$$

donde e_s es el espesor definitivo asignado a la subbase en milímetros, f es la tasa de infiltración del suelo o de la subrasante (en mm/hora), C_s es el coeficiente de seguridad adoptado, y p es la porosidad del relleno de la subbase, normalmente igual a 0,3.

Drenes. En el caso de pavimentos que no infiltran las aguas lluvias en el lugar es necesario instalar drenes en el fondo de la subbase. Estos drenes, normalmente tuberías de PVC, se colocan en una zanja rodeada de un filtro geotextil, para prevenir el ingreso de partículas, tal como se muestra en el esquema de la Figura 4.2.4.7.

También se pueden instalar drenes para mejorar la evacuación en un pavimento que infiltra. En este caso los drenes se ubican en la parte superior de la subbase, inmediatamente bajo el filtro granular, rodeados de geotextil, como se ilustra en la Figura 4.2.4.8.

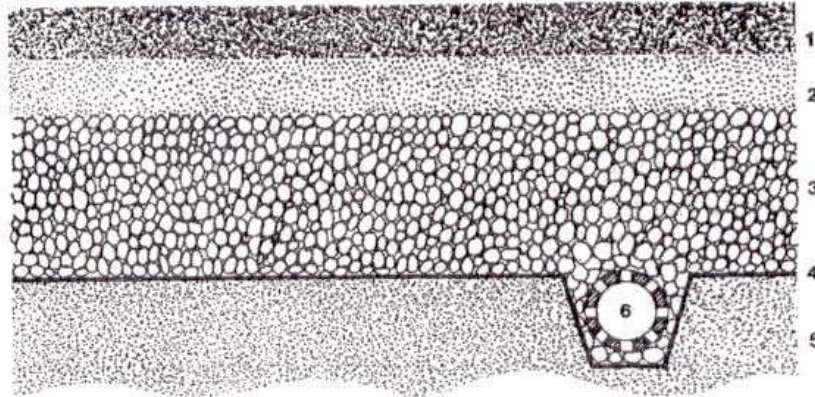


Figura 4.2.4.7: 1.- Carpeta de rodado, 2.- Filtro granular, 3.- Base granular, 4.- Membrana impermeable, 5.- Subrasante, 6.- Tubo perforado o sin emboquillar.

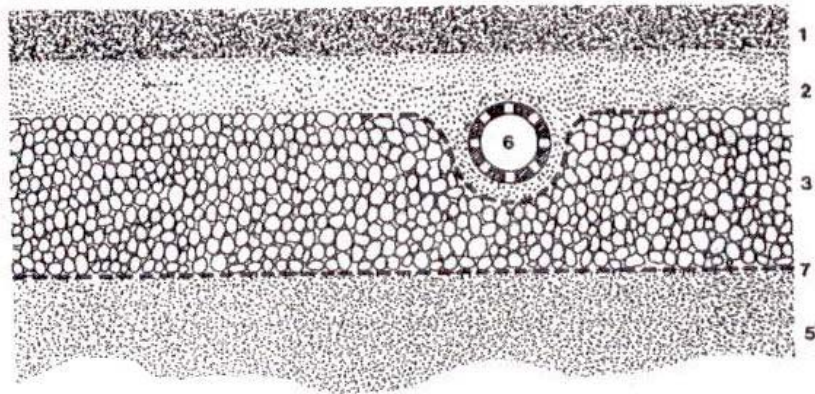


Figura 4.2.4.8: 1.- Carpeta de rodado, 2.- Filtro granular, 3.- Base granular, 5.- Subrasante, 6.- Tubo perforado o sin emboquillar, 7.- Filtro geotextil

Filtro granular inferior o filtro geotextil. Este estrato tiene la función de evitar el paso de materiales finos desde el suelo de la subrasante hacia la subbase. Se puede utilizar un filtro geotextil o un filtro granular, que se diseñará de manera similar al filtro granular superior. Se recomienda emplear geotextiles de materiales sintéticos, no tejidos, de permeabilidad al menos igual a 10 veces la permeabilidad de la subrasante para pavimentos que filtran. Si la obra no ha sido diseñada para la percolación, este filtro se reemplaza por una membrana impermeable.

Subrasante. La subrasante de suelo nativo se deberá excavar evitando que el suelo original sea compactado, para conservar su capacidad de infiltración. Si la subrasante presenta una capacidad de soporte con un CBR menor de 6 no es recomendable la materialización de un pavimento poroso.

f. Detalles. El diseño de detalles considera todos los elementos adicionales para que la obra opere adecuadamente según las condiciones del lugar y los otros usos que se le han asignado.

Zarpas o separadores. En los pavimentos porosos que presentan pendientes longitudinales se debe colocar separadores en la subbase para evitar que en esta se genere un flujo en la dirección de la pendiente distorsionando la capacidad de almacenamiento. Estos separadores consisten en paredes o zarpas verticales de hormigón o asfalto, espaciadas en la dirección de máxima pendiente a distancias máximas dadas por:

$$L_{\max} = \frac{e_s}{2S_0} \quad (4.2.4.6)$$

donde e_s es el espesor de la subbase en metros y S_0 la pendiente longitudinal en tanto por uno.

Cunetas, soleras y bermas. Debe completarse el diseño de la sección transversal con las cunetas, soleras y bermas de acuerdo a las condiciones de servicio. En el caso de pavimentos porosos debe considerarse la forma en que se alimenta de agua el pavimento, de manera que ésta escurra sobre toda la superficie de manera pareja, y pueda recibir el flujo desde las superficies laterales que drena. Para ello es posible considerar soleras discontinuas.

Límites de la zona drenada. Es conveniente limitar la zona drenada por el pavimento poroso de manera que no lleguen a él flujos excesivos desde otras zonas no consideradas en el diseño, o flujo de agua de mala calidad, con sedimentos y aceites. Para ello lo ideal es que los límites de la cuenca aportante correspondan a la divisoria de aguas del sector de manera natural, sin que sea necesario entonces la materialización de ello mediante obras especiales. Si es necesario se puede recurrir a soleras, solerillas y terraplenes, o también a levantar el eje de las calzadas, levantar las veredas, y asignar pendientes a las superficies que definan claramente la dirección de los escurrimientos hacia el exterior del pavimento poroso.

g. Construcción. Los pavimentos porosos demandan un control y una instalación más rigurosa que los pavimentos tradicionales. En todo caso deben seguirse las recomendaciones de construcción propuestas para los pavimentos normales y agregarse las que se mencionan a continuación de manera de asegurar que adicionalmente satisfagan las condiciones de permeabilidad e infiltración que los hacen útiles para el drenaje urbano. Para ello pueden considerarse las recomendaciones contenidas en la publicación 291 del la División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional del MINVU que reúne un Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación (versión 1994).

Precauciones para evitar la colmatación en la fase de construcción. Los pavimentos porosos son muy sensibles a la colmatación de la carpeta de rodado y de los estratos o capas inferiores. Para evitar este problema es importante impedir todo aporte de tierra, para lo cual se deben aislar del pavimento las superficies que aportan los finos (áreas verdes erosionadas, zonas con tierra) y proteger las entradas de agua durante la construcción, utilizando un relleno y un filtro geotextil, evitando que la obra entre en operación antes que se encuentre totalmente terminada. Es importante que exista una continua vigilancia de posibles fuentes de finos en la misma construcción, tales como almacenamiento de materiales en zonas cercanas, traslado de la tierra, desplazamiento de camiones y construcciones próximas. También es importante evitar el tránsito de personas y materiales sobre la obra misma en sus diferentes etapas.

En el caso de obras ubicadas en un grupo de viviendas que se entregarán terminadas, la colocación de la superficie del pavimento poroso debe ser realizada una vez que la construcción de las viviendas haya finalizado, y en lo posible cuando las áreas verdes de la zona aportante al pavimento se encuentren con vegetación desarrollada. Las zonas impermeables que aportan agua hacia los pavimentos también debieran encontrarse terminadas.

Para obras ubicadas en una urbanización para terrenos de libre construcción, se pueden adoptar varias estrategias aunque en general es poco recomendable iniciar la construcción de pavimentos porosos antes que todos los terrenos se encuentren construidos. Sin embargo, si es necesario, se recomienda la realización de una obra provisoria consistente en una fosa lateral que recibe el escurrimiento superficial e impida que este llegue al pavimento, o la realización de una pista de servicio paralela al pavimento poroso en construcción. No es recomendable que los pavimentos porosos se empleen como pistas para el tránsito de materiales y vehículos pesados de construcción.

En ningún caso debe permitirse la acumulación de materiales sobre los pavimentos porosos terminados, y menos aún la realización de faenas de construcción sobre ellos, como elaboración de morteros u hormigones.

En zonas urbanizadas densas ya construidas debe proveerse de accesos provisorios durante la construcción.

Control de las dimensiones. Además de las condiciones necesarias para que el pavimento se comporte bien desde el punto de vista estructural es importante respetar las dimensiones estimadas a partir del estudio hidráulico para que se satisfagan las condiciones de infiltración y almacenamiento.

Control de la altura o espesor de cada uno de los estratos de diferentes materiales colocados en terreno. Un espesor demasiado débil en algún estrato puede llevar a problemas mecánicos del pavimento, o a una reducción del volumen de almacenamiento, o cambios en las condiciones de infiltración.

Control de las pendientes. Un aumento de la pendiente reducirá el volumen de almacenamiento.

Control de la calidad de los materiales. Adicionalmente a las propiedades de calidad de los materiales de la superficie de rodado, los materiales utilizados para el almacenamiento en un pavimento poroso deben satisfacer diferentes requisitos. En primer lugar debe asegurarse que se encuentran limpios y lavados antes de su colocación de manera que estén libres de material fino que puede formar una capa impermeable una vez que la obra entra en servicio. Además se debe poner atención a la porosidad eficaz, con el fin de evitar una reducción del volumen de almacenamiento. Es recomendable controlar y medir la porosidad en las condiciones de colocación del material de la base y de la subbase del pavimento asegurando que sea al menos igual a 30%. Los materiales granulares deben poseer una dureza que asegure que no se desmenuzará durante la colocación y vida útil de la obra, ni menos que se disolverán por la acción de la humedad. Para ello debe verificarse que el porcentaje de pérdida de masa en un ensayo de desgaste por el método de la máquina de Los Angeles sea menor que 35% de acuerdo a la Norma Chilena Nch1369. Se debe controlar la granulometría de los materiales utilizados para la base y filtros de grava, y evitar la presencia de finos. Para ello es recomendable efectuar ensayos del material antes de su colocación y compararlos con curvas granulométricas de aceptación construidas en base a las recomendaciones de diseño.

Precauciones durante las diferentes etapas de construcción. A continuación se mencionan algunas precauciones especiales que deben considerarse en la confección de los diferentes estratos de un pavimento poroso o en la colocación de los elementos que lo conforman.

El retiro del material superficial, capa de terreno vegetal o suelo no utilizable debe hacerse sin compactar la subrasante del pavimento. Este material de desecho debe retirarse evitando que los finos escurran hacia la excavación.

La excavación del volumen de almacenamiento no debe compactar en exceso la subrasante. En lo posible debe limitarse el tránsito sobre la excavación y no permitir el ingreso de agua ni material fino.

La colocación en terreno de los filtros geotextiles requiere algunos cuidados especiales. Entre otros se debe verificar el correcto recubrimiento de las telas de geotextil y su instalación en la obra, evitar los desgarros del material debidos a enganches en máquinas de la construcción o asperezas en el terreno. Evitar la presencia de finos que provoquen una colmatación prematura del geotextil.

Si se utilizan geomembranas se debe vigilar que no sean expuestas al sol ni a la intemperie durante largos períodos ni tampoco expuestas a perforaciones. Para ello es recomendable que se realice un mínimo de desplazamientos para evitar su deterioro, así como cuidar que el despliegue e instalación de la

geomembrana se realice correctamente, cuidando que se haga en las condiciones climáticas óptimas, dependiendo del tipo de geomembrana escogida.

En caso de colocarse drenes se debe controlar la pendiente y alineación del dren durante su instalación. Para evitar que el dren se desplace luego de la puesta en marcha de la obra, se puede construir una cuneta con el fin de alojar el dren o estabilizar el dren colocando sobre él un montón de piedras del estrato base. En la recepción de la construcción se debe asegurar un buen funcionamiento de los drenes, haciendo pruebas que verifiquen la salida de agua vaciada en grandes cantidades sobre la superficie del pavimento.

Aunque no se recomienda su uso para pavimentos porosos como obras de drenaje urbano, es conveniente considerar que la fabricación de un hormigón poroso y drenante demanda las mismas precauciones que un hormigón clásico. Es importante verificar el respeto de las proporciones de agua y arena del hormigón. Su instalación en la obra también es similar a la del hormigón clásico. Se debe poner especial atención en que la compactación sea realizada correctamente con el fin de asegurar la estabilidad del material. Se recomienda el uso de rodillos pesados o vibración superficial, pero no deben utilizarse compactadores con neumáticos, ya que pueden producir una degradación del hormigón. Los hormigones porosos son más susceptibles que los normales a la aparición de fisuraciones durante el secado, causadas por la sensibilidad del hormigón a variaciones térmicas e hídricas. Éstas se pueden prevenir colocando un toldo o algún método equivalente que evite el secado de la superficie. Se puede instalar un estrato de piedra triturada bajo el hormigón (5-6 cm) para interceptar la lechada y evitar una eventual colmatación del filtro geotextil.

La instalación de los asfaltos porosos demanda algunas precauciones. Durante su fabricación, se debe controlar que la temperatura del asfalto no sea demasiado elevada (<150°C después del amasado), que corresponda a las prescripciones y que varíe lo menos posible a lo largo de la fabricación ya que, en caso de recalentamiento, el asfalto escurre y el recubrimiento se debilita. Para lograr esto, es importante que los camiones de transporte sean cubiertos, y que la distancia entre el lugar de fabricación y el sitio donde se ubica la obra sea mínima. También es importante que se respete la proporción de arena. Según Azzout et al (1994) la dosificación de la arena fina es tan importante que un aumento de un 1% en su proporción puede producir una reducción de la porosidad de un 1-2%. Igualmente debe respetarse la dosificación del asfalto para evitar derrames durante el transporte.

Para la instalación del pavimento asfáltico en la obra se recomienda esparcirlo en todo el largo para evitar la aparición de juntas longitudinales. No descuidar la fase de compactación, ya que evita una reorganización de los elementos granulares bajo el efecto de un tráfico importante, lo que se traduciría en una reducción de la porosidad. Evitar una compactación demasiado grande, que

pueda romper las aristas de los materiales granulares y provocar una densificación del estrato drenante.

Control al final de la realización. Al final de la construcción se deben realizar ciertos controles para verificar el adecuado funcionamiento hidráulico y mecánico del pavimento poroso.

Desde el punto de vista hidráulico es de interés la verificación de la velocidad de infiltración. Para este control es posible utilizar un permeámetro o un drenómetro.

h. Mantención. Los pavimentos porosos requieren una vigilancia y mantención regular con la finalidad de mantener sus características de almacenamiento e infiltración. La responsabilidad por estas funciones, de acuerdo con las reglas generales de la legislación, recae sobre el propietario de las obras, el cual será una persona particular o pública según sea el dominio del terreno en el cual se encuentran emplazadas. Conviene distinguir los problemas de mantención derivados del aseo y ornato de las obras, en cuyo caso implican una responsabilidad municipal, de aquellos que significan una conservación técnica propiamente tal. En este último caso tratándose de vías públicas, como calles, avenidas, veredas, pasajes y similares, la responsabilidad por esta mantención técnica es del SERVIU. Algo similar podría ocurrir con las obras alternativas de drenaje de aguas lluvias en sectores urbanos que se materialicen con recursos sectoriales. Sin embargo es necesario que esta responsabilidad sea aclarada legalmente de manera inequívoca. Si las obras se encuentran en recintos privados, la responsabilidad por su mantención es del propietario o de quienes detentan legalmente el recinto.

La superficie drenante está sujeta a una colmatación superficial que debe ser tratada en forma preventiva, ya que las acciones de decolmatación son más complicadas, y difícilmente se puede regenerar completamente la superficie. Una de las acciones preventivas más utilizadas, por su fácil uso y bajo costo, es la hidrolimpieza o la aspiración, que se realiza a una presión de 4 Mpa. No se recomienda el uso de barredoras, que tienen el inconveniente de hundir los materiales colmatantes al interior de la superficie. Dentro de las medidas curativas, que se efectúan cuando la superficie ya se encuentra colmatada, se encuentran la aplicación de alta presión y aspiración, el fresado de la superficie y el termorreclaje de la superficie. Estas últimas técnicas se caracterizan por sus elevados costos y difícil realización. Una guía de la mantención sugerida para los pavimentos porosos, y la frecuencia con que ésta debe realizarse, considerando aspectos preventivos y curativos es la siguiente:

Mantención preventiva. Considera inspecciones y aseo general.

Inspección. Inspeccionar la carpeta de rodado para detectar pérdidas de porosidad, grietas, hundimientos locales. Observar el sistema de drenaje o los drenes, si existen, para verificar su operación.

Apreciar si se reciben aportes de aguas no consideradas desde otras áreas.

Rutinaria. Dos veces al año. Una al menos durante las lluvias.

Limpieza de la superficie (hidrolimpieza o aspiración). Los sedimentos acumulados sobre la carpeta de rodado deben ser removidos como una medida de control.

Rutinaria dependiendo de las condiciones locales (calidad del agua recibida, sedimentos que llegan a la superficie).

Mantenimiento curativa. Recuperar las condiciones de operación de la obra.

Presión / aspiración. Eliminar materiales colmatantes de la carpeta de rodado del pavimento poroso.

No rutinaria. Cuando el escurrimiento superficial no infiltra rápidamente a través de la superficie.

Fresado de la superficie. Eliminar materiales colmatantes de la superficie del pavimento poroso.

No rutinaria. Cuando el escurrimiento superficial no infiltra rápidamente a través de la superficie.

Termorreclaje de la superficie. Eliminar materiales colmatantes de la carpeta en el caso de asfaltos.

No rutinaria. Cuando el escurrimiento superficial no infiltra rápidamente a través de la superficie.

i. Ejemplo de Pavimento Poroso. Se considera la posibilidad de construir un pavimento poroso el pasaje y estacionamiento Peñuelas de una urbanización ubicada en la ciudad de Chillán. Se trata de una urbanización de sitios individuales, con viviendas de un piso que acceden a este pasaje vehicular y estacionamiento, cuya superficie total del área aportante es de 0,6 hectáreas. El pavimento poroso deberá drenar las aguas lluvias que son producidas en exceso por esta urbanización. Las características del uso del suelo son las siguientes:

Calles y veredas:	1460 m ²
Techos:	1500 m ²
Patios y jardines:	3100 m ²
Superficie total urbanizada:	6060 m ²

Los antecedentes del terreno indican que la pendiente es pequeña y que la profundidad mínima estacional de la napa es de más de 3 m. De ensayos de

infiltración se obtuvo que la tasa media de infiltración es de 28 mm/hora y el índice CBR obtenido del ensayo de poder de soporte California fue de 14.

El diseño geométrico del pasaje y estructural del pavimento propiamente tal se puede realizar en base a los antecedentes entregados en manuales como las publicaciones 197 (Marzo de 1984) y 291 (Julio de 1994) del MINVU. En este ejemplo sólo se desarrollarán los aspectos especiales adicionales relacionados con el drenaje de aguas lluvias.

Factibilidad. La instalación de un pavimento poroso en esta urbanización es factible, dado que se cumplen las siguientes condiciones: pendiente menor que 5%, tasa de infiltración mayor que 13 mm/hora, CBR mayor que 6, contenido de arcilla menor que 30% y superficie de área impermeable a drenar menor que el doble del área del pavimento e inferior a 40000 m². Como se trata de un pasaje en un conjunto de viviendas la solicitud de tránsito es inferior a 150.000 E.E. en 20 años. La condición que se exige para la profundidad de la napa (mayor que 1,2 m bajo la base) impone una restricción al espesor total del pavimento poroso, el que deberá tener en este caso un valor máximo de 1,8 m, lo que no es una restricción importante.

Dimensionamiento. Consiste fundamentalmente en determinar el espesor total del pavimento y el de la subbase para el almacenamiento del agua que se infiltrará a través de su superficie. En este ejemplo se considera una lluvia de diseño de cinco años de período de retorno.

Espesor mínimo total del pavimento poroso. De acuerdo a las condiciones del suelo que tiene un CBR de 14, el espesor mínimo recomendado para el total del pavimento es de 17,5 cm, de acuerdo a la Tabla 4.2.4.1. Debe considerarse que en este total se incluye el espesor de la carpeta de rodado, que es de por lo menos 6cm. Además según recomendaciones de la Publicación 291 del MINVU, la base y subbase deben tener por lo menos 10 cm cada una que son los valores mínimos desde el punto de vista constructivo. En base a estas recomendaciones se puede adoptar para la carpeta de rodado un espesor de 6cm, para la base 10cm y la subbase se dimensionará de acuerdo a las necesidades de drenaje de la lluvia de diseño.

Subbase y volumen de almacenamiento. El volumen de almacenamiento, V_{alm} , se calcula como la máxima diferencia entre el volumen afluente acumulado de agua lluvia, $V_{afl}(t)$, para una lluvia de cinco años de periodo de retorno, y el volumen acumulado infiltrado, $V_{inf}(t)$.

El volumen afluente acumulado de agua lluvia para una duración t de la tormenta de cinco años de período de retorno, se estima en función de la precipitación de esa duración como:

$$V_{afl}(t) = 1,25 * 0,001 C A I_t t = 0,00125 C A P_t^5 \quad (4.2.4.7)$$

donde A es el área total de la zona drenada, es decir 6060 m^2 en este caso, C es el coeficiente de escorrentía de toda el área aportante, calculado ponderando las diferentes áreas del suelo como:

$$C = (C_1 A_{\text{techos}} + C_2 A_{\text{patios}} + C_3 A_{\text{apavimento}}) / A \quad (4.2.4.8)$$

Los coeficientes de escorrentía C_1 , C_2 y C_3 se obtienen de la Tabla 3.1.2.7 propuesta en el Capítulo de Hidrología, y resultan: $C_1 = 0,9$, $C_2 = 0,5$ y $C_3 = 1$. Reemplazando, se obtiene que el coeficiente de escorrentía es $C = 0,72$.

P_t^5 es la lluvia correspondiente a un período de retorno de 5 años y duración t , variable desde unos pocos minutos hasta 24 horas o más si es necesario para determinar el volumen máximo de almacenamiento. Se estima en base a la precipitación de 10 años de período de retorno y 24 horas de duración y los coeficientes de duración y frecuencia correspondientes como:

$$P_t^5 = 1,1 P_{24}^{10} C D_t^{24} C F_{10}^5 \quad (4.2.4.9)$$

donde P_{24}^{10} corresponde a la precipitación máxima para 10 años de período de retorno y 24 horas de duración, que se obtiene de la Tabla 3.1.2.2 propuesta en el Capítulo de Hidrología para precipitaciones máximas diarias en las ciudades de Chile, o de la publicación de la DGA sobre Precipitaciones Máximas en 24, 48 y 72 horas. Para Chillán tiene un valor de $107,3 \text{ mm}$.

$C F_{10}^5$ corresponde al coeficiente de frecuencia para transformar la precipitación de 10 años en otra de 5 años de período de retorno, es el que se obtiene de la Tabla 3.1.2.4 de coeficientes de frecuencia del Capítulo de Hidrología y arroja un valor de $0,88$ para la ciudad de Chillán.

$C D_t^{24}$ es el coeficiente de duración, que se obtiene de la Tabla 3.1.2.3 de Coeficientes de duración para t entre 1 y 24 horas o de la expresión propuesta para lluvias menores de 1 hora.

Reemplazando en la ecuación (4.2.4.9) se observa que la precipitación de 5 años de período de retorno y duración t , para t entre 24 horas y una hora, está dada por:

$$P_t^5 = 1,1 * C D_t^{24} * 0,88 * 107,3 = 103,9 * C D_t^{24} \quad \text{para } 24 \text{ hora} \geq t \geq 1 \text{ hora}$$

En particular para lluvias de una hora de duración el coeficiente en Chillán es $0,170$ según la Tabla 3.1.2.3, con lo cual se obtiene:

$$P_1^5 = 103,9 * 0,170 = 17,7 \text{ mm}$$

Las precipitaciones menores de una hora se obtienen a partir de este valor con los coeficientes de duración de la Tabla 3.1.2.5, de lo cual resulta:

$$P_t^5 = 17,7 * C D_t^1 \quad \text{para } 1 \text{ hora} \geq t \geq 0$$

Con estos valores se calcula el volumen afluente acumulado al pavimento hasta el tiempo t con la expresión 4.2.4.7 como:

$$V_{afA}(t) = 0,00125 * 0,72 * 6060 * P_t^5 = 5,45 * P_t^5$$

Similarmente el volumen infiltrado acumulado para una duración t de la tormenta se estima a partir de la expresión:

$$V_{inf} = 0,001 f C_s A_p t \quad (4.2.4.10)$$

donde f es la tasa de infiltración de diseño que corresponde a la determinada por ensayos en el terreno, C_s un factor de seguridad que en este caso se estima en 1,0 aceptando que el afluente es agua de buena calidad y se tendrá una mantención regular. A_p es el área filtrante del pavimento, 1102m^2 en este caso. De manera que el volumen infiltrado, en metros cúbicos, hasta el tiempo t , en horas, está dado por:

$$V_{inf}(t) = 0,001 * 28 * 1,0 * 1102 * t = 30,86t$$

Los valores obtenidos para los coeficientes de duración, las precipitaciones y los volúmenes resultantes del agua afluente al pavimento y el agua infiltrada, así como el volumen almacenado en la subbase del pavimento para distintas duraciones se presentan a continuación:

Duración (horas, min.)	CD_t (1)	P_t^5 (mm)	V_{af} (m^3)	V_{inf} (m^3)	V_{alm} (m^3)
0h 0m	0,000	0,0	0,0	0,0	0,0
0h 5m	0,307	5,4	29,4	2,6	26,8
0h 10m	0,460	8,1	44,1	5,1	39,0
0h 20m	0,642	11,4	62,1	10,3	51,8
0h 30m	0,764	13,5	73,6	15,4	58,2
0h 40m	0,858	15,2	82,8	20,6	62,2
1h	0,170	17,7	96,5	30,9	65,6
2h	0,240	24,9	135,7	61,7	74,0
4h	0,360	37,4	203,8	123,4	80,4
6h	0,440	45,7	249,1	185,2	63,9
8h	0,520	54,0	294,3	246,9	47,4
10h	0,600	62,3	338,5	308,6	30,9
12h	0,670	69,6	379,3	370,3	9,0
14h	0,720	74,8	407,7	432,0	-24,3
18h	0,820	85,2	464,3	555,8	-90,7
24h	1,000	103,9	566,8	740,6	-174,4

(1) Para menos de una hora el coef. es en relación a la lluvia de 1 hora. Para más de una hora en relación a la de 24 horas.

Se puede apreciar que el valor máximo de almacenamiento corresponde a $80,4\text{m}^3$ que se acumulan a las 4 horas. En la Figura 4.2.4.9 se muestra la estimación gráfica del volumen de almacenamiento, obtenido como la diferencia máxima entre el volumen afluente acumulado y el volumen infiltrado acumulado.

El volumen de la subbase del pavimento V_{subbase} que puede almacenar este volumen de agua V_{alm} se puede calcular considerando una porosidad $p = 0,30$ mediante la expresión:

$$V_{\text{subbase}} = V_{\text{alm}}/p = 80,4/0,3 = 268,0 \text{ m}^3$$

y el espesor de subbase e_s como

$$e_s = V_{\text{subbase}} / A_{\text{subbase}} = 268/1102 = 0,24 \text{ m}$$

donde A_{subbase} es la superficie del pavimento igual a 1102 m^2 . El espesor necesario de la subbase del pavimento resulta entonces de 24 cm.

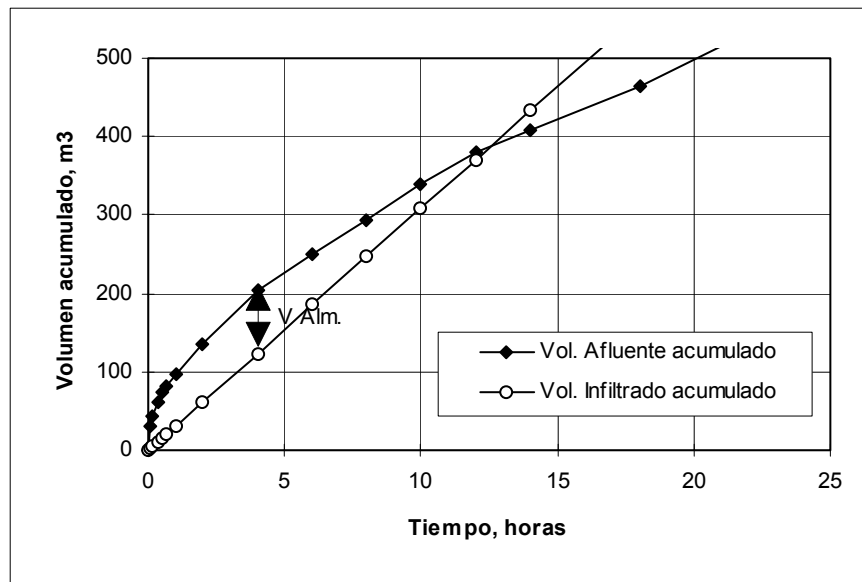


Figura 4.2.4.9: Estimación del volumen de almacenamiento como la diferencia máxima entre los volúmenes acumulados de recarga e infiltración.

Tiempo de vaciado. El tiempo máximo de vaciado del volumen de almacenamiento de la subbase debe ser inferior a 48 horas y se estima como:

$$t_m = \frac{p e_s}{C_s f} = \frac{0,3 \times 240}{1,0 \times 28} = 2,57 < 48 \text{ Horas}$$

Superficie del pavimento y filtros granulares. La carpeta de rodado del pavimento poroso estará formado por una capa de asfalto poroso con un volumen de poros de 16% y un espesor de 6 cm, que es el mínimo recomendado para este tipo de obras. Esto se puede lograr con una granulometría de los agregados con una proporción en peso como la que se indica en la Tabla 4.2.4.2 y un 5,5% en peso de asfalto como ligante.

La subbase tendrá un espesor de 24 cm que es el necesario para el drenaje de la lluvia de diseño. La granulometría de los agregados corresponderá a gravas bien graduadas con una proporción de cada tamaño como una de las empleadas en E.E.U.U. en el estado de Kentucky, que se ilustran en la tabla 4.2.4.5, que se resume a continuación:

		Porcentaje que pasa en peso	
Tamaño		Mínimo	Máximo
Tamiz	mm	%	%
1 1/2"	38,1	100	100
1"	25,4	95	100
1/2"	12,7	25	60
#4	4,76	0	10
#8	2,38	0	5
#200	0,074	0	2

Estas dos capas solas tienen un espesor de 30cm en conjunto, bastante mayor que el total recomendado para el pavimento poroso desde el punto de vista constructivo que es de 17,5 cm para el CBR de 14 de la subrasante. Por lo tanto la base, o filtro granular superior, tendrá el espesor mínimo, que en este caso es de 10 cm. Esta capa estará formada por grava de tamaño medio 1,2cm, máximo 2,5 cm y menos del 5% bajo los 0,2 cm. De esta forma el espesor total del pavimento poroso es de 40cm. Sobre la subrasante se colocará un filtro geotextil.

Zarpas o separadores. Debido a que el pasaje presenta una pendiente longitudinal de 0,5% se colocarán zarpas o separadores de la subbase, para evitar que el agua escurra. La distancia entre estos separadores debe ser menor que:

$$L = \frac{e_s}{2S_0} = \frac{0,24}{2 * 0,005} = 24m$$

Se colocarán separadores de asfalto, no poroso, cada 20 m a lo largo del pasaje.

En los planos adjuntos se muestran los detalles para esta obra, incluyendo su ubicación, planta, y perfiles constructivos, así como la cubicación de los materiales y obras consideradas.

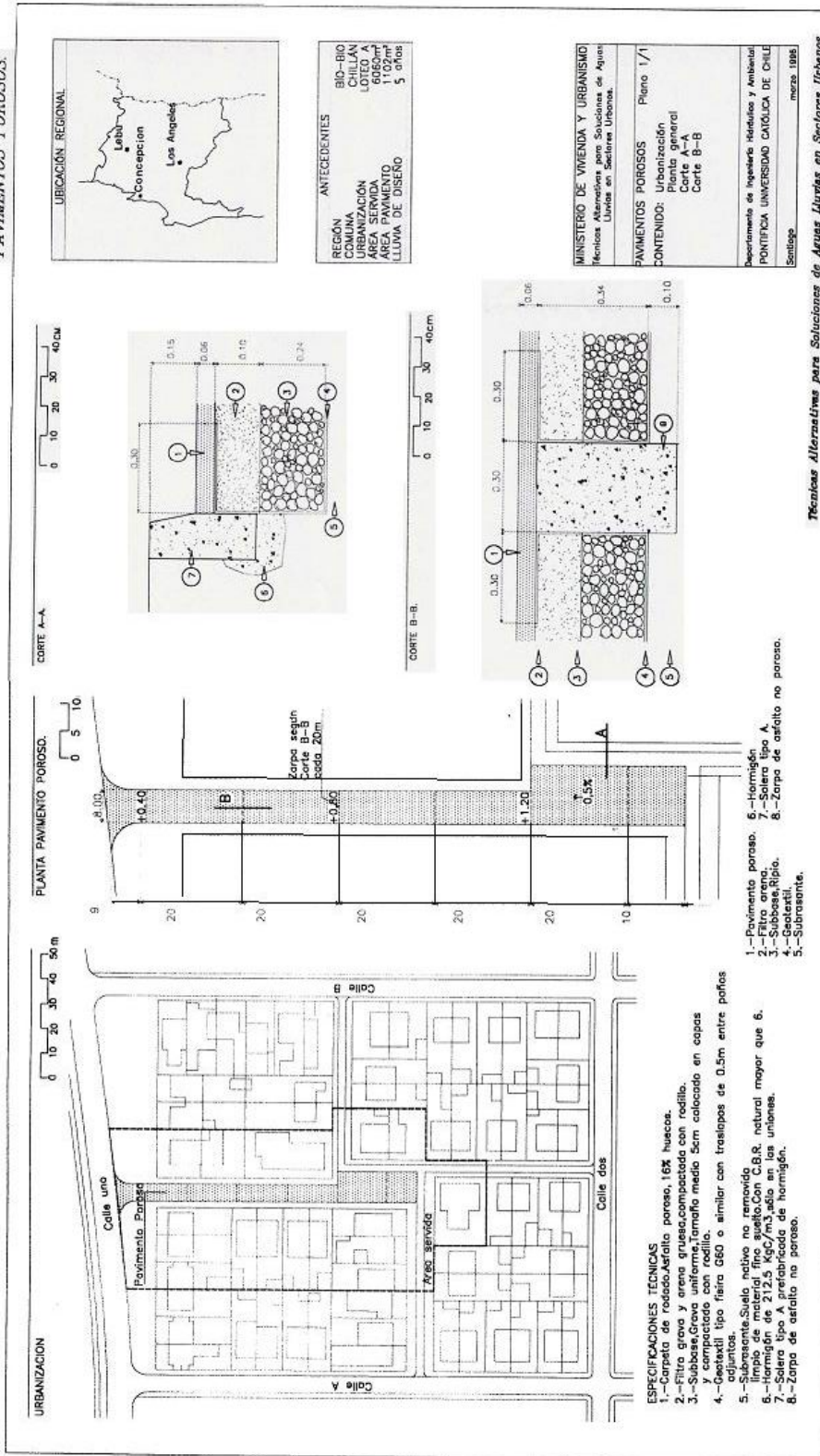
Cubicación y presupuesto. A continuación se presenta una cubicación y presupuesto para la construcción del pavimento poroso del ejemplo.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	(U.F.)
				Unitario	Subtotal

1	Excavación, en terreno blando, incluye el descepe y limpieza del terreno, a profundidad menor de 1m. Puede hacerse con máquina. El fondo de la excavación a nivel de la subrasante debe quedar limpio y nivelado.	m ³	608,3	0,308
			187,356	
2	Transporte de excedentes de la excavación incluyendo carguío y depósito, a distancia menor a 10 km.	m ³	608,3	0,06338,323
3	Suministro y colocación de geotextil tipo Fisira G40 o similar colocado según las recomendaciones del fabricante.	m ²	1319,0	0,096
			126,624	
4	Suministro y colocación de grava para la subbase según especificaciones. Colocado en una capa de 24 cm extendido con motoniveladora sobre el geotextil, y compactado con rodillo.	m ³	261,8	0,11730,631
5	Suministro y colocación de material de filtro granular de grava y arena gruesa, colocado en una capa de 10 cm extendido y compactado con motoniveladora y rodillo.	m ³	109,3	0,28130,713
6	Suministro y colocación de asfalto poroso con 16% de huecos, en espesor de 6 cm esparcido y compactado en caliente.	m ³	65	3,770
			245,050	
7	Asfalto no poroso para zarpas por metro cúbico colocado sin moldaje de acuerdo a la ubicación asignada en los planos.	m ³	5,8	3,77021,866
8	Soleras prefabricada de hormigón tipo A de 30 cm de alto, colocadas apoyadas sobre una cama de hormigón.	m	246	0,529
			130,134	
Total				810,697

Nota: Precios de referencia en UF (Unidades de Fomento, 1 UF=\$13.081,89 al 7 de Octubre de 1996). Según "Lista Oficial de Precios de Obras de Pavimentación para Cobro por Gastos de Inspección año 1995", MINVU y el "Boletín de Precios N° 276 de Mayo-Junio de 1996" del SERVIU Metropolitano.

PAVIMENTOS POROSOS



4.2.5. PAVIMENTOS CELULARES

a. Descripción. Los pavimentos celulares consisten en un pavimento cuya carpeta de rodado está formada por bloques perforados de concreto, cuyos huecos están rellenos con arena, maicillo o con pasto, que permiten reducir el flujo superficial proveniente de una tormenta mediante la infiltración a través de su carpeta de rodado.

Los pavimentos celulares son un tipo especial de pavimentos de adoquines, en los cuales la carpeta de rodado está formada por bloques con aberturas, y la subbase permite la acumulación temporal del agua infiltrada, para percolarla posteriormente al suelo. Como tales, deben diseñarse y construirse siguiendo las recomendaciones de manuales como el del Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón sobre “Pavimentos de Adoquines, Manual de Diseño y Construcción”. En este capítulo se indican las características especiales adicionales que presentan este tipo de pavimentos para la infiltración, de manera que sean empleados como elementos constituyentes de sistemas alternativos de drenaje de aguas lluvias en zonas urbanas.

Considerando los cinco objetivos básicos que pueden lograrse con las técnicas alternativas de drenaje urbano, los pavimentos celulares se encuentran en la siguiente situación:

- Disminuyen el caudal máximo
- Disminuyen el volumen escurrido
- Permiten otros usos alternativos
- Recargan la napa de agua subterránea
- Mejoran la calidad del efluente

Para cumplir estos objetivos el uso de pavimentos celulares está limitado a zonas de bajo tráfico, tales como estacionamientos de todo tipo, pasajes, entradas vehiculares a residencias, paseos peatonales y veredas de poco uso, en las cuales los suelos permitan la infiltración. Su relación con la zona urbanizada puede apreciarse en el siguiente esquema:

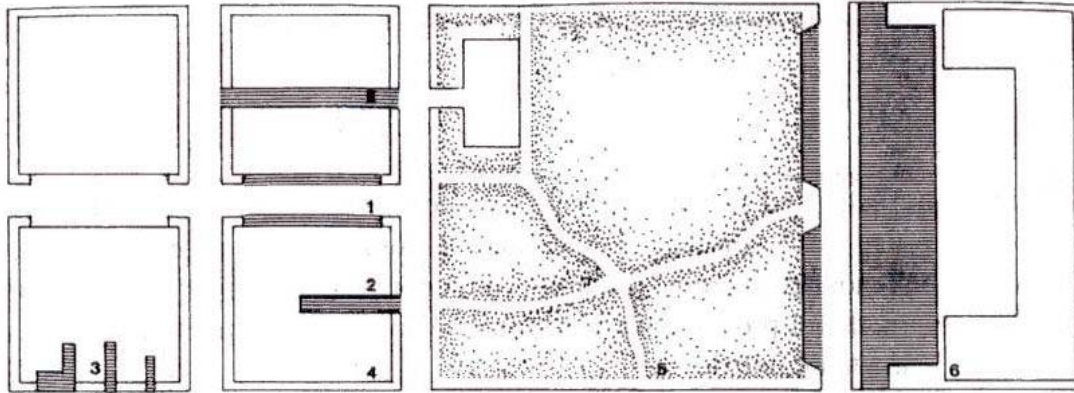


Figura 4.2.5.1: Disposición de pavimentos celulares. 1.- Estacionamientos, 2.- Pasajes y calles, 3.- Accesos vehiculares, 4.- Manzanas de la zona urbanizada, 5.- Áreas verdes, 6.- Comercio.

Estos pavimentos están compuestos por varios estratos, tal como se muestra en el esquema siguiente. De abajo hacia arriba por una subrasante formada por el suelo existente inalterado, un filtro geotextil o filtro granular sobre la subrasante, una subbase de material granular grueso, un filtro granular o base y una cama de arena, sobre la cual se asienta la carpeta de rodado.

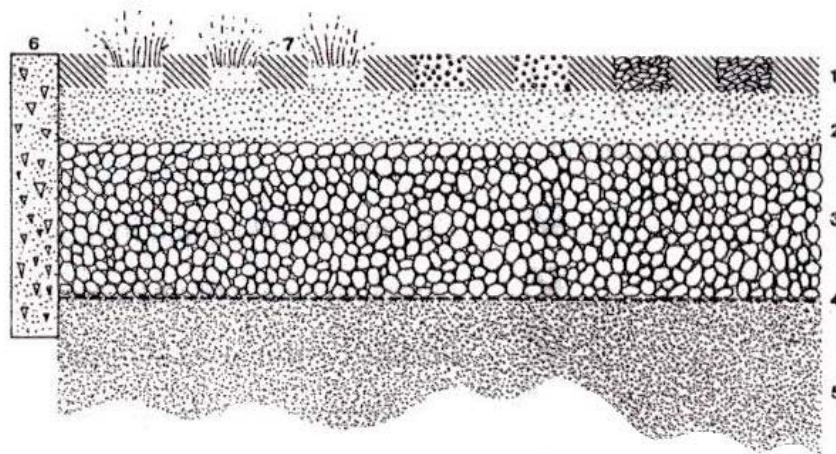


Figura 4.2.5.2: Esquema de los elementos principales de un pavimento celular. 1.- Carpeta de rodado, 2.- Cama de arena y filtro granular, 3.- Subbase, 4.- Geotextil, 5.- Subrasante o suelo inalterado, 6.- Confinamiento lateral.

Una vez que el agua filtra a través de la carpeta de rodado, existen dos procedimientos alternativos para su disposición final. Uno es continuar la percolación hacia el suelo bajo el pavimento y el otro es recogerla mediante drenes y disponer de ella en otro lugar. También es posible emplear una combinación de ambos sistemas en la cual, para lluvias poco intensas, se infiltra

todo localmente, y para lluvias más intensas menos frecuentes, parte se drena hacia aguas abajo.

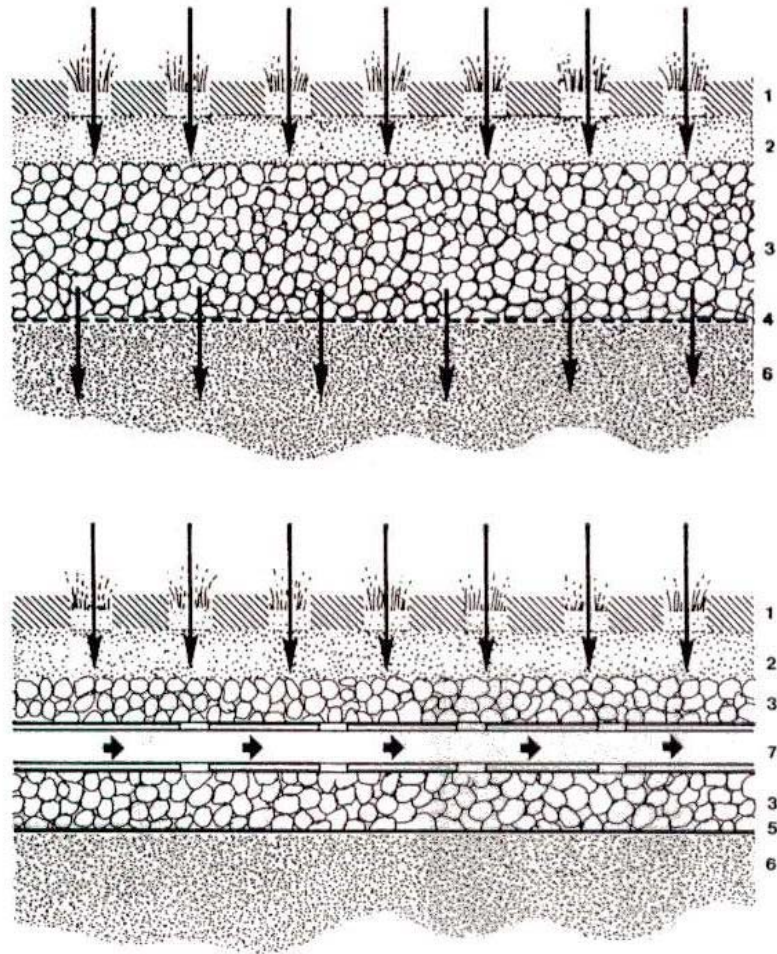


Figura 4.2.5.3: (Arriba) Disposición difusa local. (Abajo) Disposición concentrada aparte. 1.- Carpeta de rodado, 2.- Cama de arena, 3.- Subbase, 4.- Geotextil, 5.- Membrana impermeable, 6.- Subrasante, 7.- Tubos perforados o drenes.

Los esquemas siguientes muestran ejemplos de disposiciones típicas de pavimentos celulares en combinación con otros elementos de drenaje urbano.

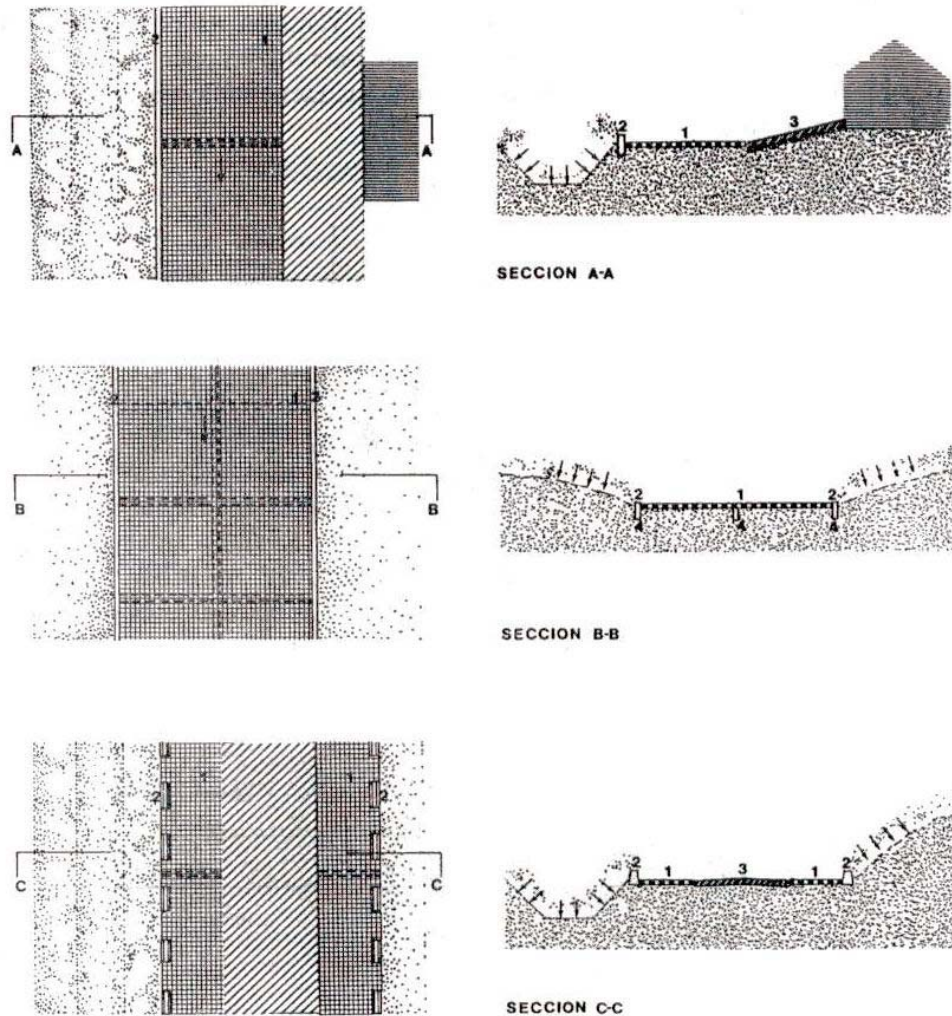


Figura 4.2.5.4: Ejemplos de disposiciones difusas de pavimentos celulares en estacionamientos. 1.- Estacionamientos o pavimento celular, 2.- Soleras o zarpas de confinamiento, 3.- Superficie impermeable.

b. Ventajas y desventajas. Una de sus principales ventajas es que permiten infiltrar la lluvia que cae sobre ellos logrando un pavimento firme y permeable. Además, pueden remover elementos contaminantes del agua tales como metales, aceite, grasa y sólidos suspendidos, al filtrarlos a través de las capas de arena y grava ubicadas bajo el pavimento.

Otra ventaja que presentan los pavimentos celulares es su apariencia atractiva, pudiéndose emplear diferentes colores y diseños con propósitos funcionales y estéticos, proporcionando variedad a sitios uniformes. Pueden ser usados con pasto en las celdas, aunque se requerirá una mantención adicional y riego en

climas semiáridos. Además, son fáciles de reemplazar y reponer para efectuar reparaciones locales.

Una de sus principales desventajas es su elevado costo y la carencia de antecedentes respecto a su comportamiento frente a ciclos de congelamiento y descongelamiento. Presentan algunas desventajas prácticas en cuanto a su uso, tales como dificultar la remoción de nieve y poseer superficies poco parejas para el tránsito de automóviles, peatones, sillas de ruedas, carros de supermercado, coches pequeños y similares, lo que restringe su uso a zonas con poco tránsito peatonal o vehicular. Requieren mantención, para evitar que los huecos se tapen con sedimentos.

c. Procedimiento de diseño. Se consideran tres etapas en el procedimiento de diseño: un análisis de factibilidad, un dimensionamiento de los elementos principales y, finalmente, el diseño de los elementos de detalle.

Factibilidad. El estudio de factibilidad permite determinar, en base a los antecedentes disponibles sobre las características del suelo y del agua subterránea, si se pueden infiltrar o no las aguas lluvias superficiales hacia el suelo bajo el pavimento y si es conveniente o no utilizar un pavimento celular.

Para decidir la factibilidad es conveniente que el proyectista reúna los siguientes antecedentes:

Plano de ubicación de la obra, en el cual se indique claramente la superficie a pavimentar y su naturaleza (calle, estacionamiento, cancha, etc.), con identificación de la comuna y dirección. Agregar los límites de la cuenca o zona aportante de aguas lluvias que recibirá y el sistema de drenaje al cual se evacúan naturalmente los excesos.

Certificado de la Dirección General de Aguas, o de su oficina en Región, que indique la profundidad estacional más alta estimada para la napa del agua subterránea en el lugar y que no existan impedimentos para infiltrar aguas lluvias.

Certificado emitido por un laboratorio autorizado con los resultados de ensayos de infiltración en terreno, hechos a la profundidad de la subrasante y según el método de Muntz o el método estándar (ver 3.2.2.b).

Como toda obra de infraestructura el emplazamiento del pavimento celular requerirá de los espacios necesarios para su construcción. La autorización para el uso del suelo con estos fines deberá requerirse del propietario respectivo cuando éste no sea el ejecutor de las obra. El permiso deberá gestionarse según el caso ante el particular o la entidad pública fiscal o municipal.

Para poder infiltrar las aguas lluvias superficiales en el suelo, se debe verificar simultáneamente lo siguiente: el suelo debe ser permeable; el nivel más alto de

la napa debe estar alejado del pavimento al menos 1 metro; el suelo debe permitir la presencia de agua; el pavimento no debe encontrarse en una zona de infiltración reglamentada.

Además, para poder utilizar un pavimento celular, se debe verificar simultáneamente que el aporte de finos que llega de la superficie no sea importante, que la superficie del pavimento no esté sometida a esfuerzos de corte importantes y que el tráfico de vehículos no sea importante. Se prefiere este tipo de pavimentos en lugares como plazas, estacionamientos, veredas, vías peatonales y accesos vehiculares privados.

Dimensionamiento. El dimensionamiento de los pavimentos celulares y de sus elementos principales requiere disponer de las características del terreno y del suelo base, así como también de estudios hidrológicos e hidrogeológicos. Además de los antecedentes mencionados en la Factibilidad, para el dimensionamiento el proyectista reunirá los siguientes:

Plano a una escala adecuada en el que se muestren las superficies que drenan sobre el pavimento y la naturaleza de cada una.

Cuadro de superficies, con indicación de área y coeficiente de escorrentía de cada tipo, (techos, calles, áreas verdes, veredas y otros).

Precipitación máxima de 24 hrs. de duración y 10 años de período de retorno según la D.G.A. (1991).

Con los antecedentes mencionados se abordan los siguientes aspectos de diseño:

Terreno. Se deberán analizar las características de ocupación y de ordenamiento del terreno donde será implantado el pavimento celular poroso. Específicamente, se determinará la superficie y la tasa de impermeabilización de los espacios drenados, sus usos, la presencia de espacios verdes, la topografía del terreno, la existencia de redes de alcantarillado y el tráfico. Con los antecedentes recopilados, se procede a determinar el volumen de almacenamiento que puede recibir el suelo, la naturaleza de las aguas que van a ser drenadas, las superficies que van a ser destinadas a espacios verdes, la pendiente de los terrenos, la posibilidad de conexión con las redes de drenaje existentes y el dimensionamiento estructural de los pavimentos porosos en función del tráfico previsto.

Características del suelo soportante. Se deberá estimar la capacidad de absorción del suelo soportante, así como su comportamiento en presencia del agua. La capacidad de absorción del suelo deberá ser determinada a partir de ensayos en varios lugares del terreno y su duración debe ser suficiente como para poder apreciar de manera certera las condiciones de infiltración en régimen permanente y

condiciones de saturación. Se deberá analizar el tipo de suelo soportante que va a recibir las aguas, de manera de evitar riesgos de contaminación de la napa o de deslizamientos de terreno bajo el pavimento. Se identificará la capacidad de soporte del suelo y la sensibilidad a la presencia del agua (CBR).

Hidrogeología e hidrología. Se deberá analizar la presencia, el uso, las fluctuaciones estacionales, la cota mas alta de las napas subterráneas y, eventualmente, sus características cualitativas y su vulnerabilidad. Se determinará el gasto máximo admisible de evacuación del proyecto, en base a las capacidades de la red aguas abajo o a la permeabilidad del suelo. Además, es necesario conocer la pluviometría, las zonas potenciales de almacenamiento y la impermeabilización de las superficies relacionadas con el pavimento.

Espesores y materiales de las capas. Se deberán estimar los espesores necesarios y escoger los materiales que componen el pavimento celular, es decir, el tipo de bloques, la cama de arena, el filtro granular graduado, la subbase de grava, el filtro geotextil o filtro granular. Los materiales deben elegirse en función del espesor máximo aceptado por la estructura y por las restricciones mecánicas que el pavimento deberá soportar. Se recomienda utilizar los materiales disponibles respetando los parámetros hidráulicos (porosidad) y mecánicos (dureza de los granos).

Diseño de detalle. El diseño de detalle se traduce en los planos de la obra y sus especificaciones técnicas generales y especiales. Seleccionar los elementos necesarios para que la superficie del pavimento reciba el agua a drenar de manera correcta, incluyendo bermas, soleras, solerillas. Sistemas de riego si es necesario para el pasto., así como todo lo necesario para que la obra satisfaga los usos adicionales que se esperan de ella.

d. Factibilidad y condiciones generales. La primera etapa del diseño es la factibilidad de la obra, para lo cual existen algunos requisitos, entre los cuales se pueden mencionar los siguientes: el terreno debe tener una infiltración correspondiente a la de suelos de clasificación hidrológica A o B (SCS, sección 3.3.2.2) y el nivel máximo estacional de la napa y los estratos impermeables deben ubicarse al menos 1,2 m bajo la base. El Distrito de Control de Crecidas Urbanas de Denver, E.E.U.U. (U.D.F.C.D., 1992, Volumen 3) recomienda que el área impermeable aportante al pavimento no sea más del doble del área del pavimento e indica como referencia que el tamaño típico del total del área a drenar es del orden de 1.000 a 40.000 m².

e. Dimensionamiento. Se trata de determinar el espesor y la composición de cada capa del pavimento, así como seleccionar los elementos que aseguran su funcionamiento para el drenaje. En el esquema siguiente se muestran los detalles de un pavimento poroso celular con fines de drenaje, así como las relaciones y disposición de cada uno de ellos.

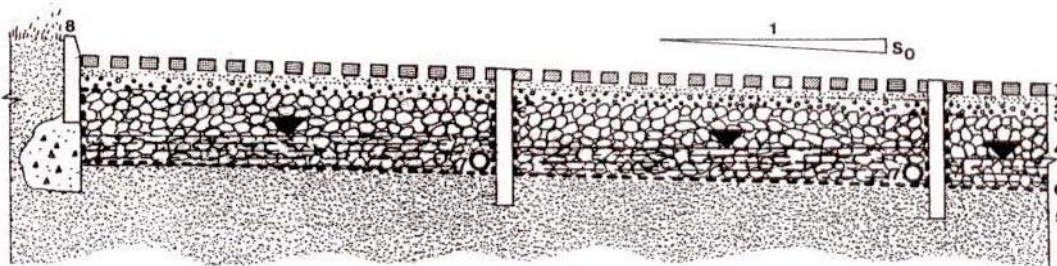


Figura 4.2.5.5: Elementos de un pavimento celular. 1.- Carpeta de rodado, 2.- Cama de arena, 3.- Filtro granular, 4.- Subbase de material poroso, 5.- Subrasante, suelo inalterado, 6.- Geotextil o geomembrana, 7.- Tubos de drenaje (opcional), 8.- Solera de confinamiento lateral, 9.- Zarpas o separadora.

Análisis de tránsito. Un factor fundamental que se deberá considerar en el diseño de los pavimentos celulares es el tráfico al cual se verán sometidos durante su operación. Para ello, se pueden seguir las recomendaciones del Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón en el “Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos de Adoquines” (1991), que se reproducen en la Tabla 4.2.5.1.

En pavimentos urbanos, la evaluación del tráfico debe considerar los diferentes pesos por rueda, ejes simples o tándem y su frecuencia de operación en el período de diseño. Este análisis se realiza refiriendo el deterioro que produce cada vehículo en el pavimento al de un “eje estándar”, que corresponde a un eje simple con doble rueda, con un peso de 8,2 ton. Los daños equivalentes producidos por diferentes vehículos, referidos al eje estándar, para el cual se consideró un factor 1, se pueden considerar como los mostrados en la Tabla 4.2.5.1.

Tabla 4.2.5.1: Factor de daño según la carga y ejes.

Eje simple		Eje tándem	
Carga (ton)	Factor de daño	Carga (ton)	Factor de daño
1	0,0002	4	0,0058
2	0,004	6	0,029
3	0,018	8	0,093
4	0,057	10	0,23
5	0,14	11	0,33
6	0,29	12	0,47
7	0,53	13	0,65
8	0,91	14	0,87
8,2	1,00	15	1,15
9	1,45	16	1,48
10	2,21	17	1,89
11	3,24	18	2,37
12	4,59	19	2,95
13	6,32	20	3,62
14	8,50	21	4,40
15	11,20	22	5,30

Fuente: “Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos de Adoquines”, Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, 1991.

Una vez que se determinan los ejes estándar equivalentes para el período de diseño, que normalmente es de 20 años, se define la curva de tránsito correspondiente, de acuerdo con la siguiente Tabla 4.2.5.2 la cual permite obtener una guía general de clasificación de calles si no se dispone de información previa. Para mayores detalles, el proyectista debe referirse al citado manual.

Tabla 4.2.5.2: Curva de tránsito y ejes estándar equivalentes.

Curva de tránsito	Descripción de uso de cada pavimento	Ejes estándar equiv. en 20 años de servicio
T5	Patios, terrazas, veredas peatonales, plazas, pabellones de exposiciones, áreas alrededor	

T4	de piscinas, pistas de bicicletas. Entradas en conjuntos habitacionales. Estacionamientos (sólo autos), calles o pasajes residenciales con menos de 15 vehículos comerciales/día. (1)	0 0-4,5×10 ⁴
T3	Vías locales, calles residenciales (15 a 50 vehículos comerciales/día). Estaciones de servicio, estacionamientos comerciales.	4,5×10 ⁴ - 1,4×10 ⁵
T2	Vías colectoras (50 a 150 veh. com./día). Terminales de buses, patios de almacenamiento, pisos en industrias livianas.	1,4×10 ⁵ - 4,5×10 ⁵
T1	Vías principales, avenidas importantes (2) (150 a 500 veh. com./día). Acceso de áreas industriales.	4,5×10 ⁵ - 1,4×10 ⁶
T0	Vías expresas, vías intercomunales importantes, avenidas (2) (500 a 1500 veh. com./día). Estacionamientos en áreas industriales con tránsito de camiones solamente. (3)	1,4×10 ⁶ - 4,5×10 ⁶

(1) Vehículo comercial se define como aquel de más de 3 ton. brutas. (2) Límite de velocidad 65 km./h. (3) Se excluye entrada de cargadores frontales pesados.

Fuente: “Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos de Adoquines”, Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, 1991.

Carpeta de rodado. Existen varios tipos de elementos diferentes que pueden componer la superficie de los pavimentos celulares: bloques rugosos individuales y bloques enrejados con diferentes figuras formando aberturas. Las celdas de los pavimentos celulares deben ser llenadas con arena gruesa o arena limosa o maicillo para formar una superficie lisa y firme. También se pueden llenar con tierra vegetal para sembrar pasto.

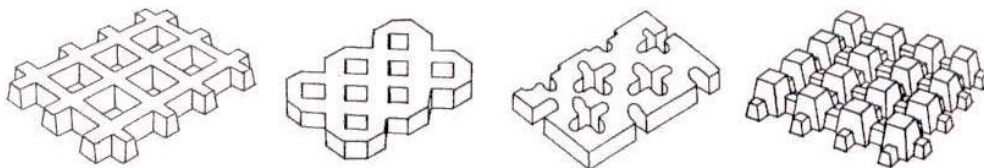


Figura 4.2.5.6: Ejemplos de elementos prefabricados para pavimentos celulares.

En paseos peatonales, veredas, parques y zonas sin tránsito vehicular la carpeta de rodado puede consistir en una capa de 5 cm de maicillo compactado. Esto puede ser útil en zonas donde no es recomendable o posible el empleo de pasto para llenar los huecos del pavimento celular.

Cama de arena. Tiene por función servir de base para la colocación de los bloques de pavimento y proporcionar material para el relleno de los huecos. Debe tener un espesor mínimo de 3 cm una vez compactada. En el “Código de normas y especificaciones técnicas de obras de pavimentación” (MINVU, 1994, sección 6.2.3.4) se entregan algunas normas de diseño para este estrato que son válidas para los pavimentos celulares.

Filtro granular superior o base. El filtro granular debe tener como mínimo 10 cm de espesor, y estará formado por gravilla de 0,3 cm a 1,9 cm de diámetro, limpia y bien graduada, es decir con una buena proporción de piedras de todos los tamaños dentro del rango indicado. No es conveniente usar un filtro geotextil en este estrato.

Subbase. Normalmente la subbase está formada por gravas chancadas o partidas y limpias, de un diámetro variable entre 3,5 cm y 7,5 cm, es decir formado por gravas o ripios, con un espesor que depende del volumen de almacenamiento requerido y de las condiciones de tránsito.

El espesor mínimo de la subbase debe cumplir una restricción adicional relacionada con el índice CBR de la subrasante y con el tráfico que deberá soportar el pavimento. La Figura 4.2.5.7 reproduce las curvas de diseño para determinar el espesor mínimo de la subbase de material no tratado de acuerdo a la resistencia requerida.

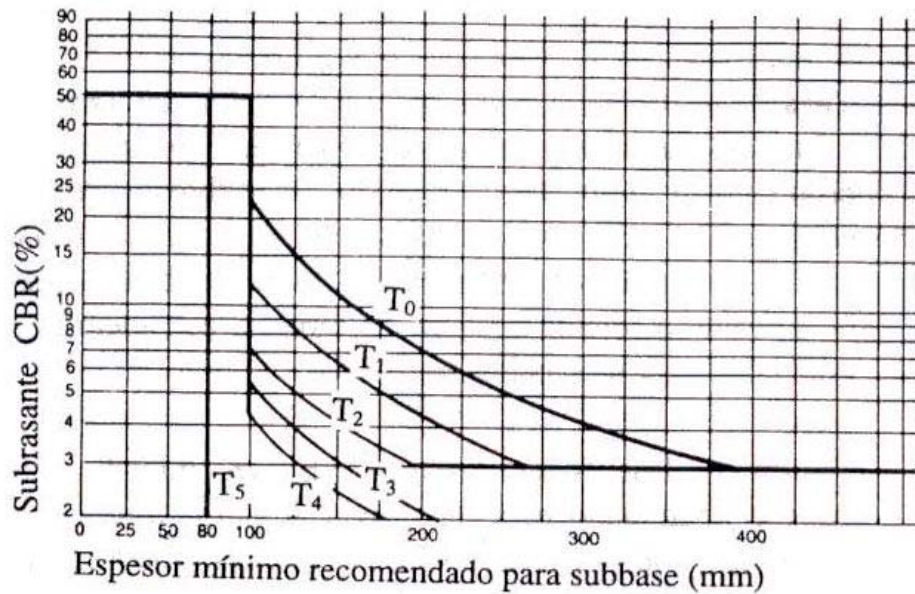


Figura 4.2.5.7: Curvas de diseño para determinar el espesor de la subbase. Los valores de T_0 , T_1 , T_2 , ..., T_5 corresponden al volumen de tránsito según la Tabla 4.2.5.2.

La distancia mínima entre el fondo de la subbase y la napa freática o un estrato impermeable deberá ser al menos de 1,2 m.

Selección de una lluvia de diseño. Se recomienda dimensionar el volumen de almacenamiento de la subbase seleccionando una lluvia de diseño del mayor periodo de retorno entre los siguientes:

$T=5$ años, si hacia aguas abajo existe una red de drenaje bien desarrollada.

$T=10$ años, si hacia aguas abajo no existe una red de drenaje bien desarrollada.

Sin perjuicio de lo anterior, la Municipalidad donde se ubique la obra, o el SERVIU correspondiente, podrán requerir periodos de retorno diferentes a los indicados, de acuerdo a las condiciones del lugar o de servicio de la obra.

Dada una lluvia de diseño el volumen de almacenamiento se estima como la máxima diferencia entre el volumen acumulado de aguas lluvias que recibe la subbase y el volumen acumulado infiltrado.

Tasa de infiltración. La tasa de infiltración del terreno debe estimarse en base a ensayos en terreno realizados por un laboratorio autorizado, tomando el promedio de los valores obtenidos en diferentes lugares representativos, de ensayos realizados al nivel de la subrasante de acuerdo al método estándar (ver

3.2.2b). Si la tasa de infiltración se estima en base a una descripción del suelo y no se mide mediante ensayos en terreno, considere para efectos de diseño, la mitad del valor estimado.

Volumen afluente acumulado. Se recomienda determinar el volumen a infiltrar acumulado para una lluvia de período de retorno de T años como el generado por las intensidades medias, de acuerdo a la curva IDF correspondiente. Es decir, el volumen acumulado de agua lluvia, V_{afl} , en metros cúbicos, para un tiempo t , en horas, se calcula como:

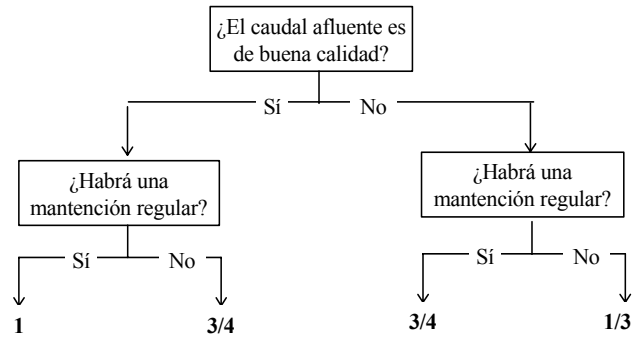
$$V_{afl}(t) = 1,25 * 0,001 C I_t A t = 0,00125 C A P_t^T \quad (4.2.4.1)$$

donde C es el coeficiente de escurrimiento superficial del área total aportante A (metros cuadrados), I_t es la intensidad de la lluvia de período de retorno T y duración t , en mm por hora, y t es el tiempo acumulado en horas. Además P_t^T corresponde a la precipitación acumulada en el tiempo t para la lluvia de período de retorno de T años. El valor de V_{afl} en función de t se denomina “curva de recarga”. Se recomienda multiplicar por un factor de seguridad de 1,25 el volumen acumulado para considerar la porción de lluvia que cae antes y después de la porción más intensa de la tormenta, no incluida en las curvas IDF.

Volumen de almacenamiento. Para calcular el volumen de almacenamiento, V_{alm} necesario del pavimento poroso se estima el volumen acumulado que puede ser drenado con la tasa de infiltración estimada en función del tiempo. Se puede determinar gráficamente como la máxima diferencia entre el volumen afluente acumulado de agua lluvia o volumen de recarga $V_{afl}(t)$ y el volumen acumulado infiltrado $V_{inf}(t)$, ambos en función del tiempo. Este último, en metros cúbicos, está dado por:

$$V_{inf}(t) = 0,001 C_s f A_e t \quad (4.2.4.2)$$

donde f es la capacidad de infiltración del suelo en mm por hora, A_e el área del pavimento poroso, en metros cuadrados, y t el tiempo acumulado, en horas. C_s es un coeficiente de seguridad que afecta la capacidad de infiltración dependiendo de las propiedades del agua y las condiciones de mantenimiento, que toma en cuenta los efectos de la colmatación en el tiempo que experimenta el suelo. Se recomienda calcularlo según el siguiente procedimiento:



El volumen de almacenamiento necesario se calcula como:

$$V_{alm} = \text{Max} (V_{afl}(t) - V_{inj}(t)) \quad (4.2.4.3)$$

Si la tasa de infiltración del terreno es siempre mayor que la lluvia, incluso que la de menor duración, entonces no se requiere un volumen de acumulación en la subbase, sino que bastará con la superficie de contacto con la subrasante para la infiltración.

El espesor necesario de la subbase es:

$$e = V_{alm} / (p A_e) \quad (4.2.4.4)$$

donde p es la porosidad del material de la subbase, considerado como 0,3 para efectos de diseño.

El espesor definitivo de la subbase será el mayor entre el requerido por condiciones de tránsito y de almacenamiento.

Tiempo de vaciado. Se recomienda que el tiempo máximo de vaciado del volumen almacenado en la subbase, sea inferior a 48 horas. Este tiempo máximo (en horas) se puede estimar como:

$$t_m = \frac{p e_s}{C_s f} \quad (4.2.5.5)$$

donde e_s es el espesor definitivo asignado a la subbase en milímetros, f es la tasa de infiltración del suelo o de la subrasante (en mm/hora), C_s es el coeficiente de seguridad adoptado, y p es la porosidad del relleno de la subbase, normalmente igual a 0,3.

Drenes. En el caso de pavimentos que no infiltran las aguas lluvias en el lugar es necesario instalar drenes en el fondo de la subbase. Estos drenes, normalmente tuberías de PVC perforadas, se colocan en una zanja rodeada de un filtro geotextil, para prevenir el ingreso de partículas, tal como se muestra en el esquema siguiente:

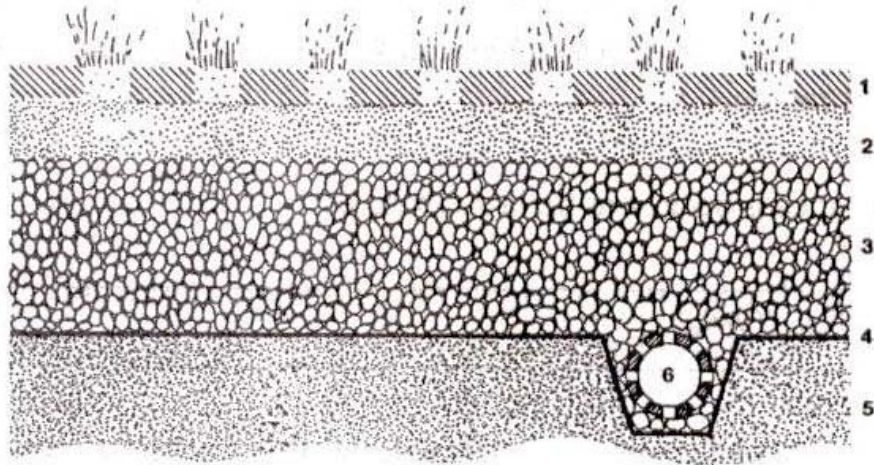


Figura 4.2.5.8: Tubería perforada para funcionar como dren. 1.- Pavimento, 2.- Filtro de arena, 3.- Subbase, 4.- Membrana impermeable, 5.- Subrasante, 6.- Tubería perforada o dren, 7.- Geotextil.

También se pueden instalar drenes para mejorar la evacuación en un pavimento que infiltra. En este caso los drenes se ubican en la parte superior de la subbase, inmediatamente bajo el filtro granular, rodeados de geotextil, como se ilustra en el siguiente esquema:

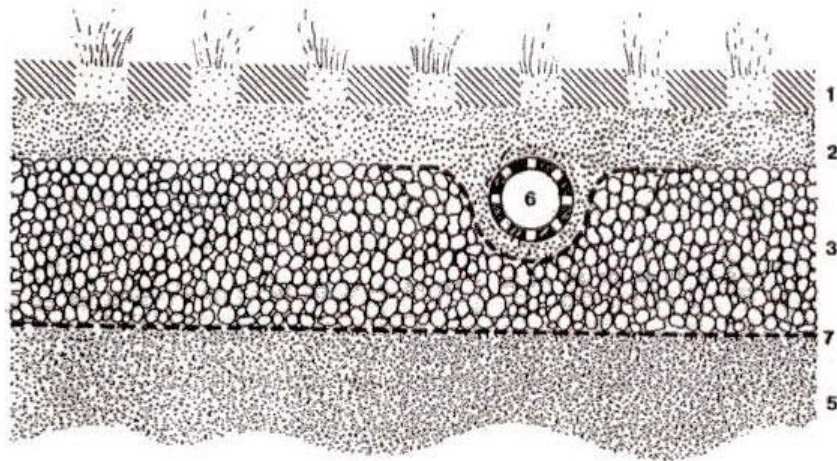


Figura 4.2.5.9: Drenes en un pavimento filtrante. 1 a 7 como en la Figura 4.2.5.8.

Filtro granular inferior o filtro geotextil. Este estrato tiene la función de evitar el paso de materiales finos hacia la subbase. Se puede utilizar un filtro geotextil o un filtro granular, que se diseñará de manera similar al filtro granular superior. Si la obra no ha sido diseñada para la percolación, este filtro se reemplaza por una membrana impermeable. Se recomienda emplear

geotextil de materiales sintéticos, no tejidos, de permeabilidad al menos igual a 10 veces la permeabilidad de la subrasante para pavimentos que filtran.

Subrasante. La subrasante de suelo nativo se deberá excavar evitando que el suelo original sea compactado, para conservar su capacidad de infiltración. Debe dejarse limpia de elementos sobresalientes para apoyar sobre su superficie el geotextil o la membrana.

f. Detalles. Se consideran los elementos adicionales necesarios para que la obra opere adecuadamente según las condiciones del lugar y los otros usos que se le han asignado.

Zarpas o separadores. En los pavimentos celulares se deben colocar paredes de concreto verticales para separar los bloques porosos y cortar el flujo horizontal de agua. El espacio entre las paredes debe ser tal que la distancia a lo largo de la subbase de pendiente S_0 no exceda L_{max} dado por:

$$L_{max} = \frac{e_s}{2 S_0} \quad (4.2.5.6)$$

donde e_s es el espesor de la subbase en metros y S_0 la pendiente longitudinal en tanto por uno.

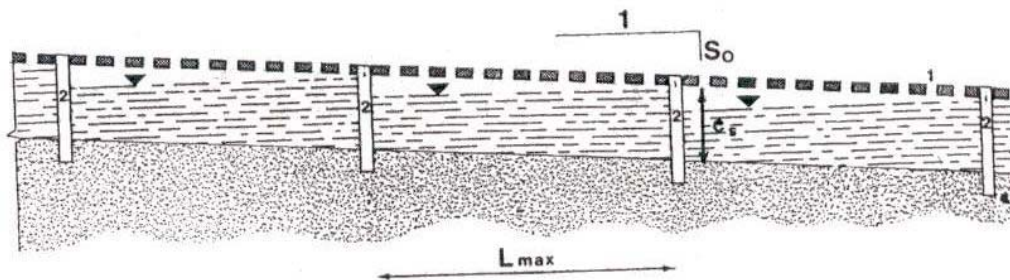


Figura 4.2.5.10: Disposición de separadores en terrenos con pendiente. 1.- Superficie del pavimento, 2.- Separadores, 3.- Subbase, 4.- Subrasante, S_0 : Pendiente, e_s : espesor de la subbase, L_{max} : distancia máxima de los separadores.

Cunetas, soleras y bermas. Debe completarse el diseño de la sección transversal con las cunetas, soleras y bermas de acuerdo a las condiciones de servicio. Considerar la forma en que se alimenta de agua el pavimento, de manera que esta escurra sobre toda la superficie en forma pareja, y pueda recibir el flujo desde las superficies laterales que drena. Para ello es posible considerar soleras discontinuas en los bordes que recibe el agua.

Limites de la zona drenada. Es conveniente limitar la zona drenada por el pavimento celular de manera que no lleguen a él flujos excesivos desde otras

zonas no consideradas en el diseño, o flujo de agua de mala calidad, con sedimentos y aceites. Para ello lo ideal es que los límites de la cuenca aportante correspondan a la divisoria de aguas del sector de manera natural, sin que sea necesario entonces la materialización de ello mediante obras especiales. Si es necesario se puede recurrir a soleras, solerillas, terraplenes, levantar el eje de las calzadas, levantar las veredas, y asignar pendientes a las superficies que definan claramente la dirección de los escurrimientos hacia el exterior del pavimento celular.

Flujo superficial. Con el propósito de diseñar los sistemas de drenaje ubicados aguas abajo del pavimento celular, se puede asumir que las áreas del pavimento permeable son en un 30% impermeables, cuando la infiltración hacia el subsuelo es posible, y en un 60% impermeables, si no es posible en el lugar y el pavimento tiene un sistema de drenaje para evacuar el área infiltrada.

g. Construcción. Los pavimentos celulares para ser usados como elementos de drenaje demandan un control y una instalación más rigurosa que la tradicional. En todo caso deben seguirse las recomendaciones de construcción propuestas para los pavimentos normales de adoquines y agregarse las que se mencionan a continuación de manera de asegurar que adicionalmente satisfagan las condiciones de permeabilidad e infiltración que los hacen útiles para el drenaje urbano. Se recomienda adoptar las indicaciones de construcción elaboradas por el I.Ch.C. y H. en su Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos de Adoquines, (1991).

Precauciones para evitar la colmatación en la fase de construcción. Es conveniente impedir todo aporte de tierra durante la construcción, para lo cual se deben aislar del pavimento las superficies que aportan los finos (áreas verdes, zonas con tierra) y proteger las entradas de agua durante la construcción, utilizando un relleno y un filtro geotextil, evitando que la obra entre en operación antes que se encuentre totalmente terminada. Es conveniente evitar el tránsito de personas y materiales sobre la obra misma en sus diferentes etapas.

La colocación de la carpeta de rodado del pavimento celular debe ser realizada una vez que la construcción de las viviendas haya finalizado, y en lo posible cuando las áreas verdes de la zona aportante al pavimento se encuentren con vegetación desarrollada. Las zonas impermeables que aportan agua hacia los pavimentos también debieran encontrarse terminadas.

En ningún caso debe permitirse la acumulación de materiales sobre los pavimentos celulares terminados, y menos aún la realización de faenas de construcción sobre ellos, como elaboración de morteros u hormigones.

Control de las dimensiones. Además de las condiciones necesarias para que el pavimento se comporte bien desde el punto de vista estructural es importante respetar las dimensiones estimadas a partir del estudio hidráulico para que se

satisfagan las condiciones de infiltración y almacenamiento. Ello se traduce en un control de la altura o espesor de cada uno de los estratos de diferentes materiales colocados en terreno. También es necesario un control de las pendientes. Un aumento de la pendiente reducirá el volumen de almacenamiento.

Control de la calidad de los materiales. Adicionalmente a las propiedades de calidad de los materiales de la superficie de rodado, ya sea que se trate de adoquines o elementos de cemento, los materiales utilizados para el almacenamiento en un pavimento celular deben cumplir diferentes requisitos. Debe asegurarse que se encuentran limpios y lavados antes de su colocación de manera que estén libres de material fino que puede formar una capa impermeable una vez que la obra entra en servicio. Para efectos prácticos deben tener menos de un 2% de finos que pasen por el tamiz de 0,02 mm. Además se debe poner atención a la porosidad eficaz, con el fin de evitar una reducción del volumen de almacenamiento, asegurándose que sea al menos igual al 30%. Es recomendable controlarla y medirla en las condiciones de colocación del material de la base y la subbase del pavimento. Los materiales granulares deben poseer una dureza que asegure que no se desmenuzará durante la colocación y vida útil de la obra, ni menos que se disolverán por la acción de la humedad. Para ello debe verificarse que el porcentaje de pérdida de masa en un ensayo de desgaste por el método de la máquina de Los Ángeles sea menor que 35% de acuerdo a la Norma Chilena Nch1369. Se debe controlar la granulometría de los materiales utilizados para la subbase y filtros de grava, y evitar la presencia de finos. Para ello es recomendable efectuar ensayos del material antes de su colocación y compararlos con curvas granulométricas de aceptación construidas en base a las recomendaciones de diseño.

Precauciones durante las diferentes etapas de construcción. A continuación se mencionan algunas precauciones especiales que deben considerarse en la confección de los diferentes estratos de un pavimento celular o en la colocación de los elementos que lo conforman.

El retiro del material superficial, capa de terreno vegetal o suelo no utilizable, debe hacerse sin compactar en exceso la subrasante del pavimento. Este material de desecho debe retirarse evitando que los finos escurran hacia la excavación.

La excavación del volumen de almacenamiento no debe compactar la subrasante. En lo posible debe limitarse el tránsito sobre la base excavada y no permitir el ingreso de agua ni material fino.

La colocación en terreno de los filtros geotextiles requiere algunos cuidados especiales. Entre otros se debe verificar el correcto recubrimiento de las telas de geotextil y su instalación en la obra, evitar los desgarros del material debidos a enganches en máquinas de la construcción o asperezas en el terreno.

Evitar la presencia de finos que provoquen una colmatación prematura del geotextil.

Si se utiliza geomembrana se debe vigilar que no sean expuestas al sol ni a la interperie durante más de una semana ni que sean sometidas a perforaciones. Para ello es recomendable que se realice un mínimo de desplazamientos para evitar su deterioro, así como cuidar que el despliegue e instalación de la geomembrana se realicen correctamente, cuidando que se haga en las condiciones climáticas óptimas, dependiendo del tipo de geomembrana escogida.

En caso de consultarse drenes, se debe controlar la pendiente y alineación del dren durante su instalación. Para evitar que el dren se desplace luego de la puesta en marcha de la obra, se puede construir una cuneta con el fin de alojar el dren o estabilizar el dren colocando sobre él un montón de piedras del estrato base. En la recepción de la construcción se debe asegurar un buen funcionamiento de los drenes, haciendo pruebas que verifiquen la salida de agua vaciada en grandes cantidades sobre la superficie del pavimento.

Los pavimentos de adoquines requieren de una revisión previa para optimizar el número de adoquines y reproducir el diseño en cuanto a colocación, organización y colorido si corresponde. Los adoquines mismos se ubicarán sobre un lecho de arena. Luego se debe hacer una ligera compactación con un cilindro vibrante o una placa vibrante para estabilizar el conjunto.

Control al final de la realización. Al final de la construcción se deben realizar ciertos controles para verificar el adecuado funcionamiento hidráulico y mecánico del pavimento poroso.

Desde el punto de vista hidráulico es de interés la verificación de la velocidad de infiltración. Para este control es posible utilizar un permeámetro o un drenómetro. En el caso de pavimentos celulares o de adoquines se puede apreciar el comportamiento filtrante extendiendo una cantidad conocida de agua sobre el pavimento y observando su infiltración a través de la superficie.

h. Mantención. Los pavimentos celulares requieren una escasa mantención, pero cuando los estratos superiores sufren colmatación, o la subbase se llena con sedimentos finos, puede ser necesario realizar una costosa reparación. Estos pavimentos presentan la ventaja de que los adoquines pueden retirarse para reparar zonas puntuales y después volverse a utilizar. La responsabilidad por estas funciones, de acuerdo con las reglas generales de la legislación, recae sobre el propietario de las obras, el cual será una persona particular o pública según sea el dominio del terreno en el cual se encuentran emplazadas. Conviene distinguir los problemas de mantención derivados del aseo y ornato de la obra, en cuyo caso implican una responsabilidad municipal, de aquellos

que significan una conservación técnica propiamente tal. En este último caso tratándose de vías públicas, como calles, avenidas, veredas, pasajes y similares, la responsabilidad por esta mantención técnica es del SERVIU. Algo similar podría ocurrir con las obras alternativas de drenaje de aguas lluvias urbanas. Sin embargo es necesario que esta responsabilidad quede establecida legalmente en forma clara. Si las obras se encuentran en recintos privados, la responsabilidad por su mantención es del propietario o de quienes detenten legalmente el recinto. A continuación se presenta una guía de la mantención sugerida para los pavimentos celulares y la frecuencia con que ésta debe realizarse diferenciando entre una mantención preventiva y una curativa.

Mantención preventiva. Considera inspecciones, limpieza de las superficies, cuidado de la vegetación y control de los aportes.

Inspección. Inspeccionar áreas representativas del filtro de arena superficial, grava fina y arena limosa. Verificar que el sistema drene y no se acumula agua superficial. Observar el área que drene hacia al pavimento para detectar presencia de sedimentos y basuras.

Rutinaria y durante un evento de tormenta para asegurar que el agua no escurra lejos de la superficie

Mantención del césped. El cuidado del césped, el sistema de irrigación y la profundidad de las raíces deben ser inspeccionadas y mantenidas cuando sea necesario.

Rutinaria, de acuerdo con la inspección.

Remoción de basura y objetos extraños. El material acumulado debe ser removido como una medida de control.

No rutinaria. Cuando sea necesario.

Mantención curativa. Efectuar las reparaciones una vez detectados los problemas.

Reemplazo del estrato filtro superficial. Remover bloques individuales, remover, disponer y reemplazar el filtro superior.

No rutinaria. Cuando se hace evidente que el escurrimiento superficial no infiltra rápidamente a través de la superficie.

i. Ejemplo de Pavimentos Celulares. Se considera la posibilidad de construir un pavimento celular en el patio de estacionamientos de un sector comercial ubicado en la ciudad de Chillán, con la finalidad de drenar las aguas que recibe todo el sector. La superficie total es de aproximadamente 0,67 hectáreas y presenta una pendiente de 1,8%. Las características del uso del suelo son las siguientes:

Estacionamiento:	2150 m ²
Techos:	1920 m ²
Jardines:	500 m ²
Calles y veredas	<u>2160</u> m ²
Total:	6730 m ²

Los antecedentes del terreno indican que la pendiente es pequeña, la profundidad mínima estacional de la napa es de 3 m, y de ensayos de infiltración se obtuvo una tasa media de infiltración de 23 mm/hora. El índice CBR obtenido del ensayo de poder de soporte California fue de 12.

Factibilidad. La instalación de un pavimento celular en este sector es factible, dado que se cumplen las siguientes condiciones: pendiente menor que 5%, tasa de infiltración mayor que 13 mm/hora y superficie impermeable equivalente del área a drenar menor que el doble del área del pavimento poroso. El área total a drenar está dentro del orden de magnitud de los tamaños recomendados ya que es inferior a 40.000 m². La condición impuesta para la profundidad de la napa (mayor que 1,2 m bajo la subbase) impone una restricción al espesor total del pavimento celular, el que deberá tener un valor máximo de 1,8 m.

Dimensionamiento. Consiste fundamentalmente en determinar el espesor de la subbase para el almacenamiento del agua que se infiltrará a través de su superficie. Para este ejemplo se considera una lluvia de diseño de cinco años de período de retorno.

Subbase y volumen de almacenamiento. El volumen de almacenamiento, V_{alm} , se calcula como la máxima diferencia entre el volumen afluente acumulado de agua lluvia, $V_{afl}(t)$, para una lluvia de cinco años de periodo de retorno, y el volumen acumulado infiltrado, $V_{inf}(t)$.

El volumen afluente acumulado de agua lluvia para una duración t de la tormenta de cinco años de período de retorno, se estima en función de la precipitación de esa duración como:

$$V_{afl}(t) = 0,001 C A I_t \quad t = 0,001 C A P_t^5 \quad (4.2.5.7)$$

donde A es el área total drenada, 6730 m² en este caso, C es el coeficiente de escorrentía de toda el área aportante, calculado ponderando las diferentes áreas del suelo como:

$$C = (C_1 A_{techos} + C_2 A_{jardin} + C_3 A_{calles} + C_4 A_{pavimento}) / A \quad (5.3.5.8)$$

Los coeficientes de escorrentía C_1 , C_2 , C_3 y C_4 se obtienen de la Tabla 3.1.2.7 propuesta en el Capítulo de Hidrología, y resultan: $C_1 = 0,9$; $C_2 = 0,3$; $C_3 = 0,8$ y $C_4 = 1$. Reemplazando, se obtiene que el coeficiente de escorrentía es $C = 0,86$.

P_t^5 es la lluvia correspondiente a un período de retorno de 5 años y duración t , variable desde unos pocos minutos hasta 24 horas o más si es necesario para

determinar el volumen máximo de almacenamiento. Se estima en base a la precipitación de 10 años de periodo de retorno y 24 horas de duración y los coeficientes de duración y frecuencia correspondientes como:

$$P_t^5 = 1,1 P_{24}^{10} CD_t^{24} CF_{10}^5 \quad (4.2.5.9)$$

donde P_{24}^{10} corresponde a la precipitación máxima para 10 años de período de retorno y 24 horas de duración, que se obtiene de la Tabla 3.1.2.2 propuesta en el Capítulo de Hidrología para precipitaciones máximas diarias en las ciudades de Chile, o de la publicación de la DGA sobre Precipitaciones Máximas en 24, 48 y 72 horas. Para Chillán tiene un valor de 107,3 mm.

CF_{10}^5 corresponde al coeficiente de frecuencia para transformar la precipitación de 10 años en otra de 5 años de período de retorno, es el que se obtiene de la Tabla 3.1.2.4 de coeficientes de frecuencia del Capítulo de Hidrología y arroja un valor de 0,88 para la ciudad de Chillán.

CD_t^{24} es el coeficiente de duración, que se obtiene de la Tabla 3.1.2.3 de Coeficientes de duración para t entre 1 y 24 horas o de la expresión propuesta para lluvias menores de 1 hora.

Entonces, reemplazando en la ecuación (4.2.5.9) se observa que la precipitación de 5 años de periodo de retorno y duración t, para t entre 24 horas y una hora, está dada por:

$$P_t^5 = 1,1 * CD_t^{24} * 0,88 * 107,3 = 103,9 * CD_t^{24} \quad \text{para } 24 \text{ hora} \geq t \geq 1 \text{ hora}$$

En particular para lluvias de una hora de duración el coeficiente en Chillán es 0,170 según la Tabla 3.1.2.3, con lo cual se obtiene:

$$P_1^5 = 103,9 * 0,170 = 17,7 \text{ mm}$$

Las precipitaciones menores de una hora se obtienen a partir de este valor con los coeficientes de duración de la Tabla 3.1.2.5, de lo cual resulta:

$$P_t^5 = 17,7 * CD_t^1 \quad \text{para } 1 \text{ hora} \geq t \geq 0$$

Con estos valores se calcula el volumen afluente acumulado al pavimento hasta el tiempo t con la expresión 4.2.5.7 como:

$$V_{afLA}(t) = 0,001 * 0,86 * 6730 * P_t^5 = 5,79 * P_t^5$$

Similarmente el volumen infiltrado acumulado para una duración t de la tormenta se estima a partir de la expresión:

$$V_{inf}(t) = 0,001 C_s f A_p t \quad (4.2.5.10)$$

donde f es la tasa de infiltración de diseño que corresponde a la del terreno, C_s un factor de seguridad que en este caso se estima en 0,75 ya que el afluente será de buena calidad pero no habrá una mantención regular. A_p es el área filtrante

del pavimento celular, 2150 m² en este caso. Esto conduce a que el volumen infiltrado se calcule como:

$$V_{inf}(t) = 0,001 * 0,75 * 23 * 2150 * t = 37,1 * t$$

donde t es el tiempo acumulado en horas. Los valores obtenidos para los coeficientes de duración, las precipitaciones y lo volúmenes resultantes del agua afluyente al pavimento y el agua infiltrada, así como el volumen almacenado en la subbase del pavimento para distintas duraciones se presentan a continuación:

Duración (horas, min.)	CD _t (*)	P _t ⁵ (mm)	Vafl (m ³)	Vinf (m ³)	Valm (m ³)
0h 0m	0,000	0,0	0,0	0,0	0,0
0h 5m	0,307	5,4	31,2	3,1	28,1
0h 10m	0,460	8,1	46,9	6,2	40,7
0h 20m	0,642	11,4	66,0	12,4	53,6
0h 30m	0,764	13,5	78,2	18,6	59,6
0h 40m	0,858	15,2	88,0	24,7	63,3
1h	0,170	17,7	102,5	37,1	65,4
2h	0,240	24,9	144,2	74,2	70,0
4h	0,360	37,4	216,5	148,4	68,1
6h	0,440	45,7	264,6	222,6	41,5
8h	0,520	54,0	312,7	296,8	15,9
10h	0,600	62,3	360,7	371,0	-10,3
12h	0,670	69,6	403,0	445,2	-42,2

(1) Para menos de una hora el coef. es en relación a la lluvia de 1 hora. Para más de una hora en relación a la de 24 horas.

Se puede apreciar que el valor máximo de almacenamiento corresponde a 70,0 m³ que se acumulan a las 2 horas. En la Figura 4.2.5.11 siguiente se muestra la estimación gráfica del volumen de almacenamiento, obtenido como la diferencia máxima entre el volumen afluyente acumulado y el volumen infiltrado acumulado.

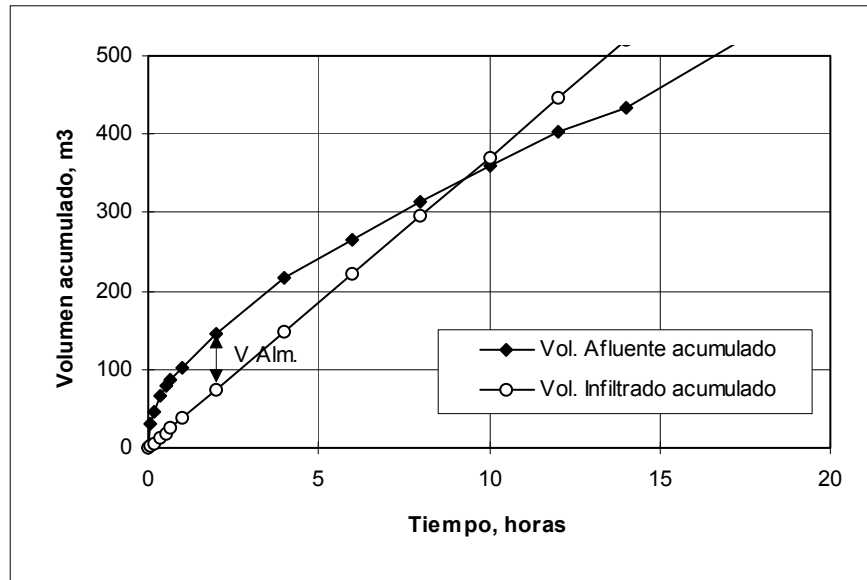


Figura 4.2.5.11: Estimación gráfica del volumen de almacenamiento.

El volumen de la subbase del pavimento V_{subbase} que puede almacenar este volumen de agua V_{alm} se puede calcular considerando una porosidad $p = 0,30$ mediante la expresión:

$$V_{\text{subbase}} = V_{\text{alm}}/p = 70,0/0,3 = 233,3 \text{ m}^3$$

y el espesor de subbase e_s como

$$e_s = V_{\text{subbase}} / A_{\text{subbase}} = 233,3/2150 = 0,11 \text{ m}$$

donde A_{subbase} es la superficie del pavimento celular igual a 2150 m^2 . Desde el punto de vista del drenaje el espesor necesario de la subbase del pavimento resulta entonces de 11 cm.

Análisis de tránsito. Desde el punto de vista del tránsito el estacionamiento en el cual se colocará el pavimento celular corresponde a la curva T3. Para esta curva con un CBR de 12%, se requiere que la subbase tenga un espesor mínimo de 100 mm. Entonces se adoptará para el diseño un espesor de la subbase de 110 mm que satisface tanto los requisitos de drenaje como los del tránsito.

Tiempo de vaciado. El tiempo máximo de vaciado del volumen de almacenamiento en la base debe ser inferior a 48 horas y se estima como:

$$t_m = \frac{p e_s}{C_s f} = \frac{0,3 * 110}{0,75 * 23} = 1,9 < 48 \text{ Horas}$$

Superficie del pavimento y filtros granulares. La superficie de rodado del pavimento celular estará formada por una capa de elementos prefabricados de cemento del tipo rejilla hexagonal con aberturas rectangulares, de 6 cm de espesor. Los huecos se llenarán con arena y tierra de hojas para sembrar pasto en ellos. El sistema requerirá riego eventual durante el verano.

En los planos adjuntos se muestran los detalles para esta obra, incluyendo su ubicación, planta, y perfiles constructivos.

Cubicación y presupuesto. A continuación se presenta una cubicación y presupuesto para la construcción del pavimento celular del ejemplo.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio (U.F.)
				Unitario Subtotal
1	Excavación, en terreno blando, incluye el descepe y limpieza del terreno, a profundidad menor de 1m. Puede hacerse con máquina. El fondo de la excavación a nivel de la subrasante debe quedar limpio y nivelado.	m ³	911,0	0,308
				280,588
2	Transporte de excedentes de la excavación incluyendo carguío y depósito, a distancia menor a 10 km.	m ³	911,0	0,06357,393
3	Suministro y colocación de geotextil según especificaciones de proyecto	m ²	3061,0	0,096
				293,856
4	Suministro y colocación de grava para la subbase. Colocado en una capa de 11 cm extendido con motoniveladora sobre el geotextil, y compactado con rodillo.	m ³	23,8	0,1172,785
5	Suministro y colocación de material de filtro granular de arena gruesa, colocado en una capa de 5 cm extendido y compactado con placa.	m ³	54,0	0,28115,174
6	Suministro y colocación de adoquines huecos prefabricados de hormigón de cemento tipo rejilla hexagonal con aberturas rectangulares.	m ²	2160,0	0,446
				963,360
7	Tierra de hojas para sembrar pasto en las aberturas de las rejillas del pavimento.	m ³	65,0	1,01966,235
8	Suministro y colocación de semilla para césped. Se incluye sembrado, riego y cuidados hasta el primer corte del pasto.	m ²	1080,0	0,104
				112,320

9	Hormigón de 212,5 kg. de cemento por metro cúbico colocado en zarpas sin moldaje de acuerdo a la ubicación asignada en los planos.	m ³	27,0	3,720
				100,440
10	Soleras prefabricada de hormigón tipo A de 30 cm de alto, colocadas apoyadas sobre una cama de hormigón.	m	210,0	0,529
				111,090
11	Soleras discontinuas prefabricadas en hormigón colocadas sobre el pavimento celular, alineadas.	m	57,0	0,167
				9,519
Total				2012,760

Nota: Precios de referencia en UF (Unidades de Fomento, 1 UF=\$13.081,89 al 7 de Octubre de 1996). Según "Lista Oficial de Precios de Obras de Pavimentación para Cobro por Gastos de Inspección año 1995", MINVU y el "Boletín de Precios N° 276 de Mayo-Junio de 1996" del SERVIU Metropolitano.

PAVIMENTOS CELULARES

