

## **CAPITULO I**

### **INTRODUCCION**

#### **1.1. ANTECEDENTES**

En Bolivia se han venido implementando cada vez más nuevas ideas que permitan el desarrollo y mejoramiento de los subdrenajes en carreteras, de modo que el país pueda contar con una infraestructura vial acorde a sus necesidades. Es por eso que surge el estudio de investigación sobre el agregado derivado de llantas (A.D.L) en el subdrenaje en carreteras, para mejorar la conductividad hidráulica además de aportar con otras propiedades que van en beneficio de las carreteras.

En E.E.U.U. se realizaron estudios sobre las propiedades de agregado derivado de llantas dando resultados obtenidos a partir de la caracterización de la densidad del agregado derivado de llantas realizados por Das (1995), se encontró que estos materiales son tres veces más ligeros que el material granular convencional y la arcilla. Por lo que el agregado derivado de llantas los hace adecuado para uso como un material de relleno en las sub-bases inestables y aplicaciones de estabilidad de taludes.

Además, los agregados derivados de llantas contienen una mayor cantidad de vacíos en comparación a los material granulares convencionales incluso estando bajo compresión, lo que resulta en un mayor rendimiento de drenaje que los agregados convencionales. La prueba de permeabilidad de carga constante realizado por el departamento de transporte de california (Caltrans) encontró un coeficiente de permeabilidad de neumático muy bueno. Haciendo que los agregados triturados de llantas (A.D.L) sea un material mucho más adecuado para la capa de drenaje en carreteras.

Los experimentos de campo llevado a cabo por Lawrence et al. (1999) reportaron que las secciones de prueba construidas con agregado derivado de llantas como Capa de drenaje dan buenos resultados para evacuación de aguas provenientes penetración de las heladas en el suelo.

La evaluación del impacto ambiental en relación con la calidad de agua que pasa a través de agregado derivado de llantas llevado a cabo en la investigación anterior. Indica que metales y compuestos orgánicos liberados a partir de materiales de

neumáticos triturados que se utilizan en la construcción de carreteras se encuentran en pequeñas cantidades y la lixiviación de estas sustancias tiene un efecto insignificante sobre calidad del agua subterránea (Humphrey y Katz 2000; Humphrey et al 1997).

## **1.2. JUSTIFICACIÓN**

En la actualidad en nuestro medio la creciente demanda de llantas provoco que en los recientes seis años, Bolivia importara neumáticos nuevos en una cantidad de 195.605 toneladas, 12 veces mayor a la internación de llantas usadas que en el último sexenio ingresaron al país en una cantidad de 53.220 toneladas, según datos publicados por el instituto boliviano de comercio exterior (IBCE) en su página virtual, esto ha derivado en una gran cantidad de llantas en desecho que se encuentran distribuidas en diferentes puntos de la ciudad a pesar del esfuerzo que realiza por la empresa de aseo EMAT por el recojo de estos desechos de llantas.

Estos acumulamientos de llantas constituyen una problemática de salud pública, ya que son potenciales criaderos de mosquitos y que propagan el dengue, la fiebre amarilla, la encefalitis, y la malaria. El manejo inadecuado de las llantas que se encuentran en apilamientos, en tiraderos clandestinos, y dispersas a la orilla de las carreteras, se convierte en un importante problema ambiental en la frontera a consecuencia del proceso de lixiviación, el riesgo de incendios. Una vez iniciado, un incendio de llantas es difícil de extinguir. Cuando se aplica agua para apagar el fuego, puede generarse una grave contaminación del aire y de las aguas subterráneas y superficiales. Las emisiones toxicas provocadas por los incendios de llantas, como las de ácido sulfúrico y ácido nítrico gaseoso, pueden irritar la piel, los ojos y las membranas mucosas, así como afectar el sistema nervioso central, generar depresión, efectos nocivos sobre el sistema respiratorio y, en casos extremos, causar mutaciones y cáncer.

Por esos surge la necesidad de poder utilizar estas llantas usadas como materia prima y aplicarlas en la construcción de obras civil tales como terraplenes en carreteras, estabilidad de taludes, rellenos de muros de contención y en nuestro caso como agregado para el subdrenaje de carreteras porque el agregado derivado de llantas presenta muchas soluciones a las dificultades geotécnicas, ya que es liviano, produce baja presión lateral en las paredes (apenas la mitad que la tierra), es un buen aislante

térmico (ocho veces mejor que la tierra), tiene una alta permeabilidad (más de 1 centímetro por segundo [cm/s], dependiendo del tamaño del agregado, además de que tiene buena resistencia al corte y absorbe las vibraciones. Si se usa en las aplicaciones adecuadas, el agregado derivado de llantas puede reducir considerablemente los costos de construcción. Además, cada metro cúbico de relleno de agregado derivado de llantas contiene el equivalente a 100 llantas para automóvil.

La economía del uso del A.D.L. en aplicaciones de ingeniería civil depende del costo local de producción, así como de los costos de materiales de construcción alternativos que compiten entre sí. El A.D.L. generalmente resulta económico para obras en las que se requiere el uso de material de relleno ligero para la construcción de terraplenes. Asimismo, es rentable en aplicaciones de drenaje en áreas donde hay un suministro limitado de agregado para desagüe convencional. Sin embargo, el A.D.L. no es un sustituto económico del relleno de tierra convencional.

### **1.3. OBJETIVOS**

Para este trabajo de investigación se presentan los siguientes objetivos:

#### **1.3.1. Objetivo general**

El objetivo de la presente investigación es analizar que el agregado derivado de llantas sea un material adecuado para su uso en el subdrenaje longitudinal y transversal en carreteras asfaltadas que tengan problemas de suelos con altos niveles freáticos cumpliendo los estándares de las normas vigentes.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

- Recopilar la fundamentación bibliográfica sobre las propiedades ingenieriles de los agregados derivados de llantas (A.D.L.).
- Establecer un estudio de suelos y clasificación de los materiales utilizados para establecer su permeabilidad y realizar su respectivo análisis.
- Proveer una la metodología de diseño de un sistema de subdrenaje utilizando agregado derivado de llantas (A.D.L.).
- Realizar una aplicación práctica para un diseño de subdrenaje usando el A.D.L.

- Realizar cálculos métricos de la aplicación práctica y establecer un análisis de precios unitarios.
- Establecer las conclusiones y recomendaciones a partir de los resultados obtenidos.

#### **1.4. METODOLOGÍA**

Esta investigación seguirá esta metodología para el desarrollo del proyecto y las tareas a realizarse.

##### **Proyecto etapa 1: Revisión de la literatura**

Tarea 1: Revisión de la literatura relacionada al subdrenaje y la utilización del agregado derivado de llantas en el mismo.

Tarea 2: Revisión de los métodos para procesamiento de llantas y materiales triturados.

Tarea 3: Revisión de la acción del agua y su efecto sobre el rendimiento en carretera.

Tarea 4: Revisión de los procedimientos del ensayo de laboratorio a utilizar en la caracterización de llantas trituradas en la investigación.

##### **Proyecto etapa 2: Muestreo del agregado derivado de llantas y la arena**

Tarea 1: Muestreo del agregado derivado de llantas obtenidos de la trituración mecánica y/o manual.

Tarea 2: Toma de muestras de arena limpia para el drenaje que será usado como material de mezcla con el agregado derivado de llantas.

##### **Proyecto etapa 3: Ensayos de laboratorio**

Tarea 1: Preparar el agregado derivado de Llantas para muestras de ensayo de la siguiente manera:

Se realizará la preparación de la muestra con solo de A.D.L, solo arena y una mezcla de A.D.L./Arena con el propósito de encontrar la proporción adecuada con la cual el A.D.L. quede totalmente cubierto con el fin de evitar la reacción exotérmica.

**Tabla 1: Numero de muestras y dosificaciones para los ensayos de laboratorio**

<b>N° de muestras</b>	<b>Dosificación</b>	<b>Descripción</b>	<b>Porcentajes</b>

15	1	Muestra de agregado derivado de llantas	100 % de A.D.L.
15	1	Muestra de arena	100 % de Arena
15	1:1	Mezcla de agregado derivado de llantas con arena traída del rio guadalquivir	50% de A.D.L y 50% de Arena
15	1:2	Mezcla de agregado derivado de llantas con arena traída del rio guadalquivir	33% de A.D.L y 67% de Arena
15	1:3	Mezcla de agregado derivado de llantas con arena traída del rio guadalquivir	25% de A.D.L y 75% de Arena

**Fuente: Elaboración propia**

Tarea 2: Realizar los ensayos de granulometría siguiendo la norma de la sociedad americana de pruebas y materiales ASTM-D442 con las muestras preparadas. Esto con el fin de que el material granular de los subdrenes longitudinales y transversal cumpla con las condiciones de no arrastre del material del filtro a través de las aberturas de la tubería perforada para la cual maneja el criterio utilizado por U.S. bureau of reclamation (1973).

Tarea 3: Realizar la prueba de permeabilidad en muestras. Con el fin de determinar el coeficiente de permeabilidad que es la propiedad hidráulica por medio de la cual el material filtrante permite un adecuado paso del agua, y de esa manera realizar una comparación del coeficiente de permeabilidad obtenida de las muestras del agregado derivado de llantas con los coeficientes de permeabilidad de los materiales convencionales usadas para formar los filtros tanto para las capas drenantes como para los subdrenajes longitudinales.

**Proyecto etapa 4: Análisis de resultados obtenidos en los laboratorios.**

**Proyecto etapa 5: Evaluación de costo**

## **Proyecto etapa 6: Conclusiones y recomendaciones de los resultados obtenidos.**

### **1.5. HIPÓTESIS**

Si aplicamos el agregado derivado de llantas que posee buenas propiedades para ser usado como un material alternativo a los agregados convencionales que se utilizan en el subdrenaje, entonces se mejora las propiedades de los materiales de la subrasante de manera que se mejore la drenabilidad del mismo.

### **1.6. ALCANCE**

El alcance de esta investigación considera la viabilidad técnica de la utilización de neumáticos triturados como material adecuado para el subdrenaje longitudinal y transversal de carreteras. Además, que el uso del agregado derivado de llantas como material de drenaje para carreteras puede servir como un sustituto de los agregados triturados convencionales. También ayudará a reducir el número de neumáticos de desecho en los rellenos sanitarios de la ciudad y haciendo un uso efectivo de las llantas de desecho va a mejorar significativamente el estado de salud y las condiciones sanitarias relacionadas con la eliminación de neumáticos. Los beneficios a largo plazo de esta investigación incluyen el desarrollo de estructuras viales con un mejor drenaje. En el capítulo I se abarcará todo lo concerniente a los antecedentes que contemplan los trabajos relacionados anteriormente, los objetivos que se quieren alcanzar con el análisis experimental del agregado derivado de llantas en el sub drenaje transversal y longitudinal de carreteras asfaltadas, las justificaciones pertinentes por las cuales se está realizando este diseño como también la metodología a seguir.

En el capítulo II se pretende plantear toda la teoría concerniente a el subdrenaje en carreteras; como ser los tipos de drenes, características de los materiales de subdrenaje, criterio y normativas vigentes del país para realizar el diseño de subdrenaje en carreteras. también vamos a entrar en todo lo concerniente a los agregados derivados de llantas (A.D.L), sus propiedades físicas, su composición física y química, el reciclaje de y los procedimientos de trituración, etc.

El capítulo III será enteramente de la caracterización del A.D.L. y de las mezclas de A.D.L/arena, haciendo un muestreo de la arena y del A.D.L. (para poder realizar las pruebas de laboratorio con muestras preparadas de 100% Agregado Derivado de

Llantas, mezcla A.D.L / arena en las proporciones (en peso) de 1A.D.L.: 1arena, 1 A.D.L.: 2 arena y 1 A.D.L: 3arena. Los ensayos de laboratorio con el agregado derivado de llantas y A.D.L / arena en esta investigación serán con el propósito de determinar el efecto que tiene subdrenaje en carreteras.

Además, se establecerá el costo que tiene agregado derivado de llantas como también un ejemplo de aplicación práctica.

Por último, en el capítulo IV se presentarán las conclusiones y recomendaciones del trabajo de investigación.

## **CAPITULO II**

### **DRENAJE SUBTERRANEO EN CARRETERAS**

#### **2.1. DRENAJE SUBTERRÁNEO**

##### **2.1.1. Funciones básicas del drenaje subterráneo**

Los sistemas de drenaje subterráneo deben cumplir las siguientes funciones básicas para minimizar los impactos del agua en los proyectos viales:

- Abatir el nivel freático en el área de la carretera, en los taludes de los cortes y los rellenos y en las fundaciones de los terraplenes y de las estructuras viales.
- Interceptar las filtraciones subterráneas para impedir afloramientos de agua en el pavimento.

- Drenar el agua superficial que se infiltre en el pavimento y en las estructuras de contención.
- Colectar las descargas de los diferentes sistemas de drenaje subterráneo.

## **2.2. PRESENCIA Y MOVIMIENTO DEL AGUA SUBTERRÁNEA**

### **2.2.1. Tipos de agua subterránea**

El agua subterránea existe en varias formas: gravitacional o libre, capilar, ligada y en estado de vapor.

Como lo indica su nombre, el agua gravitacional o libre se mueve bajo la acción de la gravedad y/o gradientes de presión inducidos hidráulicamente. Ella obedece las leyes de la mecánica de fluidos y de la hidráulica. A su control se refiere el contenido del presente capítulo.

El agua capilar es aquella que se sostiene en los poros de un suelo por encima del nivel freático, debido a la acción de fuerzas de tensión superficial. La altura hasta la cual asciende el agua es función de la distribución del tamaño de los vacíos del suelo. En consecuencia, es un fenómeno de ocurrencia típica en los suelos finos. Debido a sus características, esta agua no puede ser removida por gravedad y, por lo tanto, la única manera de controlarla es abatiendo el nivel freático mediante dispositivos adecuados de drenaje subterráneo o proveyendo una barrera efectiva contra el ascenso capilar.

La humedad ligada es de dos tipos: higroscópica y pelicular. La higroscópica se encuentra tan firmemente adherida a las partículas del suelo que se puede considerar inmóvil y sólo puede ser removida transformándola al estado de vapor. La pelicular, aunque no está tan ligada al suelo como la higroscópica y puede fluir bajo la acción de un gradiente de atracción, no lo hace bajo la fuerza de la gravedad y, por lo tanto, no será objeto de consideración en este capítulo.

El agua en estado de vapor está presente en los vacíos del suelo por encima del nivel freático. El movimiento del agua en fase vapor a través del suelo sólo tiene importancia cuando el suelo está relativamente seco, razón por la cual no requiere ser analizada en un estudio de drenaje subterráneo.



### **2.2.2. Fuentes de agua subterránea**

Las fuentes del agua drenable en una carretera se pueden dividir en dos grandes categorías: la subterránea, que es la existente en el subsuelo en la zona de saturación por debajo del nivel freático, y la de infiltración, que es aquella que ingresa a través de las bermas, juntas, grietas, y otras discontinuidades del pavimento. Dentro de esta última se puede incluir, también, la que fluye lateralmente desde los bordes y cunetas y canales no revestidos, en particular cuando estos últimos son poco profundos y el terreno es muy plano.

La principal fuente del agua subterránea es la precipitación, la cual penetra al suelo de manera directa o cae sobre corrientes o reservorios y percola luego desde ellos, convirtiéndose en freática, la cual es suplementada por la que eventualmente provenga de manera artificial como resultado de la irrigación. Otra ocurrencia común de agua subterránea es la denominada artesiana, donde el agua contenida en un acuífero confinado o parcialmente confinado, puede estar sometida a presiones considerables.

La principal fuente del agua que se infiltra en un pavimento es, también, la precipitación. La lluvia que cae sobre la superficie del pavimento y el resto de la corona puede ingresar a la estructura por muchos lugares. Los contactos entre la calzada y las bermas, así como las grietas que se producen en la superficie con el transcurso del tiempo, son lugares propicios para el ingreso del agua de infiltración en todos los pavimentos. En el caso específico de los pavimentos rígidos, también son muy importantes en este sentido las juntas longitudinales y transversales, en tanto que en los asfálticos se deben considerar las juntas de construcción entre franjas de pavimento, las áreas segregadas y las desintegraciones superficiales que se van presentado con el uso.

A primera vista, la infiltración puede parecer un fenómeno simple y poco nocivo y, por ello, se suele ignorar. Sin embargo, la interacción entre el tipo, el tamaño y la frecuencia de las aberturas que permiten la infiltración, la rata de suministro de agua y la permeabilidad de las capas inferiores del pavimento es muy compleja, por lo que el estudio de este fenómeno requiere especial consideración.

### 2.3. MOVIMIENTO DEL AGUA SUBTERRÁNEA

La filtración se suele definir como el movimiento o flujo de un fluido a través de un medio poroso permeable, el fluido es el agua y el medio poroso permeable está constituido por los suelos y rocas naturales y los elementos estructurales del pavimento. El punto hasta el cual permite el medio poroso que fluya el fluido, es decir, su permeabilidad, depende de la manera como estén interconectados sus vacíos y del tamaño y la forma de dichas conexiones.

Hace 150 años, Darcy concluyó que el flujo de agua a través de un medio poroso está regido por una ley muy simple que se puede expresar por medio de la ecuación:

$$v = k i$$

**Dónde:**

**v** = Velocidad media del flujo a través de una sección bruta del medio poroso (cm/s).

**k** = Coeficiente de permeabilidad (cm/s).

**i** = Gradiente hidráulico, que es la pérdida de carga hidráulica por unidad de longitud (cm/cm).

Donde hay materiales cuya permeabilidad difiere en dos órdenes de magnitud (esto quiere decir que un material tiene una permeabilidad mayor a cien veces que la adyacente), el material más permeable se llevara todo el flujo del agua. Por ello, conviene prestar atención a las variaciones de permeabilidad que existe en los diferentes estratos que presenta la geología.

La permeabilidad se puede determinar a partir de ensayos in situ o en el laboratorio:

- Los ensayos in situ se realizan en los sondeos, empleando el ensayo de lefranc si se trata de suelos y el lugeon si se trata de rocas. Alternativamente, se puede realizar ensayos de bombeo.
- En laboratorio se puede emplear permeámetros.

En todo caso, la precisión en la determinación de la permeabilidad es escasa, la real puede ser del orden de tres veces mayor o menor que la determinada. Los resultados dependen mucho de la estructura de los huecos, aunque la porosidad sea la misma, y presentan una gran sensibilidad a la alteración en laboratorio. Además, el número de

ensayos es en general limitado y las condiciones del terreno cambian a lo largo de la rasante de la vía.

#### **2.4. ASPECTOS FUNDAMENTALES DE UN SISTEMA DE DRENAJE SUBTERRÁNEO**

Para lograr el buen diseño de un drenaje subterráneo, se debe tener en cuenta cuatro aspectos fundamentales:

- a)** Determinar la ubicación y profundidad de las líneas de drenaje subterráneo, que pueden correr longitudinal o transversalmente con respecto al eje de la vía. También es conveniente tener en cuenta el diseño de sistemas de captación de agua, que aseguren la rápida llegada el agua al subdrén, verificando la velocidad de llegada. En la mayoría de los casos es recomendable especificar un sistema de drenaje planar, que puede estar compuesto por: geotextil - geored - geotextil; un material granular limpio de gradación abierta protegido por un geotextil, que cumpla la función de filtro; o por un geotextil de espesor considerable que tenga propiedades de drenaje planar. Lo anterior se debe a que los suelos de subrasante en la mayoría de los casos presentan permeabilidades muy bajas, al igual que las bases granulares después de ser sometidas a un proceso de compactación.
- b)** Estimar el caudal más crítico, para una longitud de diseño, el cual es la sumatoria de los caudales de aporte, que provienen del agua subterránea y del agua infiltrada. El agua de infiltración proviene de aguas lluvia, que se infiltran a través de la carpeta del pavimento o a través del suelo aledaño al tramo de vía en consideración.
- c)** Dimensionar la sección transversal del subdrén capaz de conducir la suma de los caudales de aporte, con una velocidad de evacuación adecuada.
- d)** Tener un buen sistema de filtración, lo cual asegura una mayor vida útil del sistema de drenaje subterráneo y por consiguiente de la estructura del pavimento. El uso de los geotextiles ha venido desplazando los sistemas tradicionales de filtración, debido principalmente al aumento de la vida útil del sistema de drenaje, facilidad de instalación, reducción de costos totales de la construcción y en general por ser un sistema constructivo ambientalmente eficiente.

## **2.5. TIPOS DE ESTRUCTURAS Y OBRAS DE SUBDRENAJE**

Una estructura de subdrenaje protege al suelo de la erosión interna y simultáneamente permite el paso del agua a través del mismo. A continuación, se describen las prácticas más frecuentemente utilizadas en la evacuación de aguas subterráneas en cortes, terraplenes y en obras de protección de taludes.

### **2.5.1. Subdrenaje en cortes y terraplenes**

Los sistemas de subdrenaje empleados en corte y terraplenes, pueden agruparse principalmente en los que se muestran a continuación:

#### **A. Drenes de zanja**

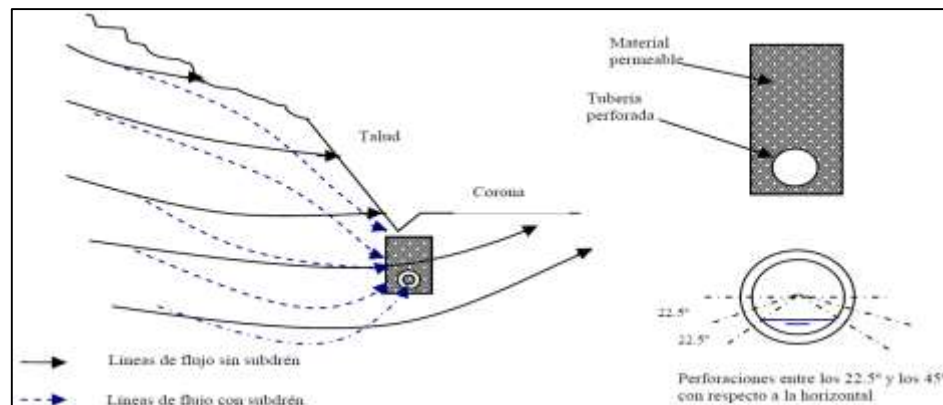
Los subdrenes interceptores son zanjas excavadas a mano o con retroexcavadora, rellenas de material filtrante y elementos de captación y transporte del agua. La profundidad máxima de estas zanjas es de aproximadamente seis metros.

Existen diferentes tipos de zanjas y su empleo depende de la necesidad de captación, la disponibilidad de los materiales y el costo:

- Con material de filtro y tubo colector (Figura 2)
- Con material grueso permeable sin tubo (filtro francés)
- Con geo textil como filtro, material grueso y tubo colector.
- Con geo textil, material grueso y sin tubo.
- Tubo colector con capa gruesa de geo textil a su derredor.
- Dren sintético con geo malla, geo textil y tubo colector.

Para los tubos colectores se recomienda la utilización de tubos de PVC de un diámetro mínimo de 4 pulgadas y con dispositivos de limpieza e inspección (cámaras) cada 70 metros y los orificios se ubican en la mitad inferior y en la franja entre los 22, 5° y los 45° con respecto a la horizontal como se muestra en la **figura 1**.

**Figura 1: Subdren de zanja**

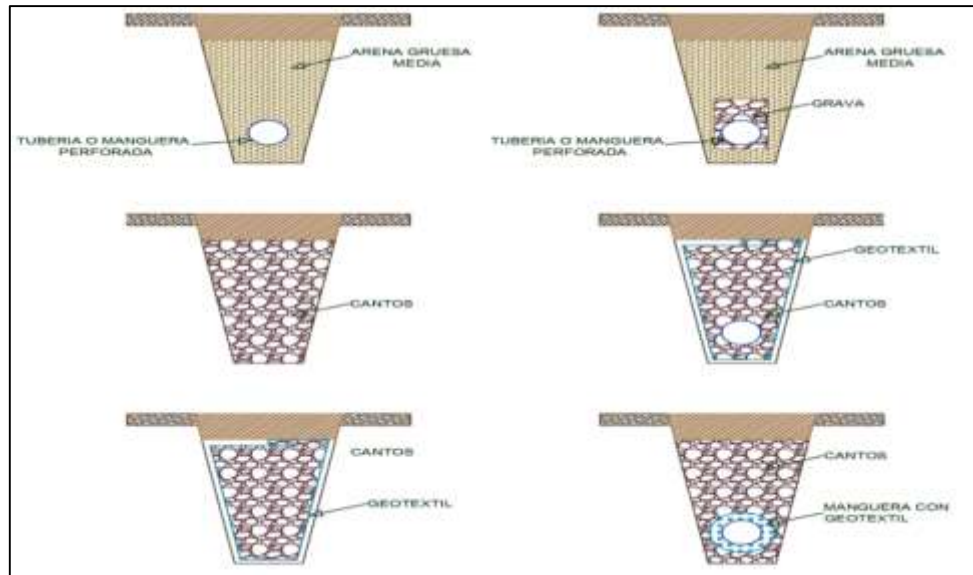


**Fuente: Sistemas de subdrenaje en obras de estabilización (mónica maría orozco rivadeneira)**

Generalmente, los sistemas de subdrenes se utilizan en los siguientes casos:

- Colocado longitudinalmente a los pies de los taludes de cortes que vierten hacia la carretera para interceptar filtraciones.
- Longitudinalmente en un terraplén, ubicado en el lado desde donde fluye el agua subterránea.
- Longitudinalmente bajo la subbase de la carretera para sanear el área.
- Transversalmente en las transiciones de corte a terraplén para sanear la subbase y evitar la saturación de la superficie de contacto entre el terraplén y el terreno natural.
- Formando parte de un sistema con drenes transversales y longitudinales o dispuestos como una espina de pescado, a fin de sanear en general la faja del camino.

**Figura 2: Tipos de subdrenes**



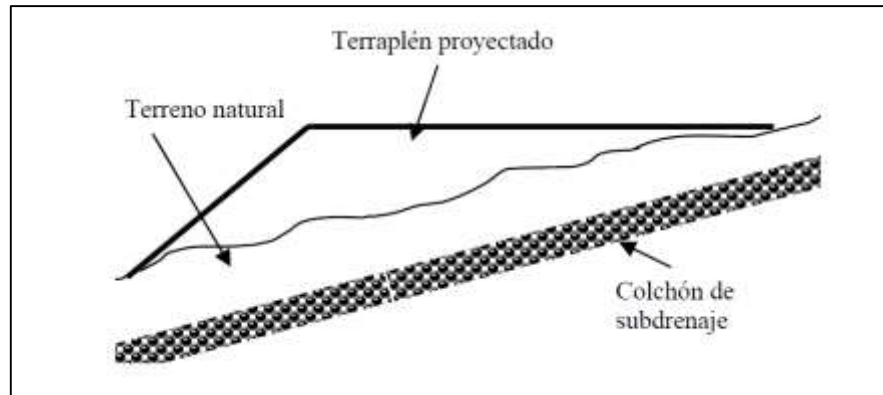
**Fuente: Manual de carreteras Vol. II de: administradora boliviana de carreteras  
(A.B.C)**

### **B. Subdren de capa permeable o colchones de drenaje**

Después de remover suelos sueltos en terraplenes, se coloca generalmente una capa de material drenante conocida como colchón de drenaje. Antes de disponer el nuevo material, es necesario colocar una capa de material filtrante envuelta en Geotextil de un espesor entre 20 y 50 cm, provisto de una tubería perforada, lo cual permitirá el subdrenaje del terraplén hacia un sitio adecuado de desagüe.

Para el diseño de una capa drenante es necesario tener en cuenta parámetros fundamentales como: la profundidad máxima de flujo, la permeabilidad del material, la pendiente y la longitud de la trayectoria del flujo.

**Figura 3: Colchones de drenaje**

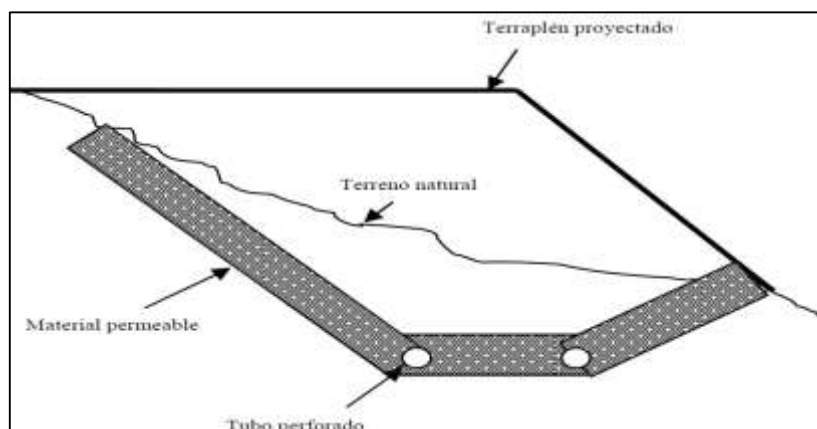


**Fuente: Sistemas de subdrenaje en obras de estabilización (mónica maría orozco rivadeneira)**

### C. Trincheras estabilizadoras

Una trinchera estabilizadora es un dren interceptor profundo que consiste en la construcción de una zanja que en su fondo y paredes está recubierta con material filtrante. Dicha zanja se excava generalmente a una profundidad mayor a la de la superficie de falla y después de recubrirla con material filtrante es rellenada con material común o el que se requiera según el caso. En el fondo generalmente se coloca un sistema de drenaje que conduzca las aguas al sitio de disposición final.

**Figura 4: Trinchera estabilizadora**

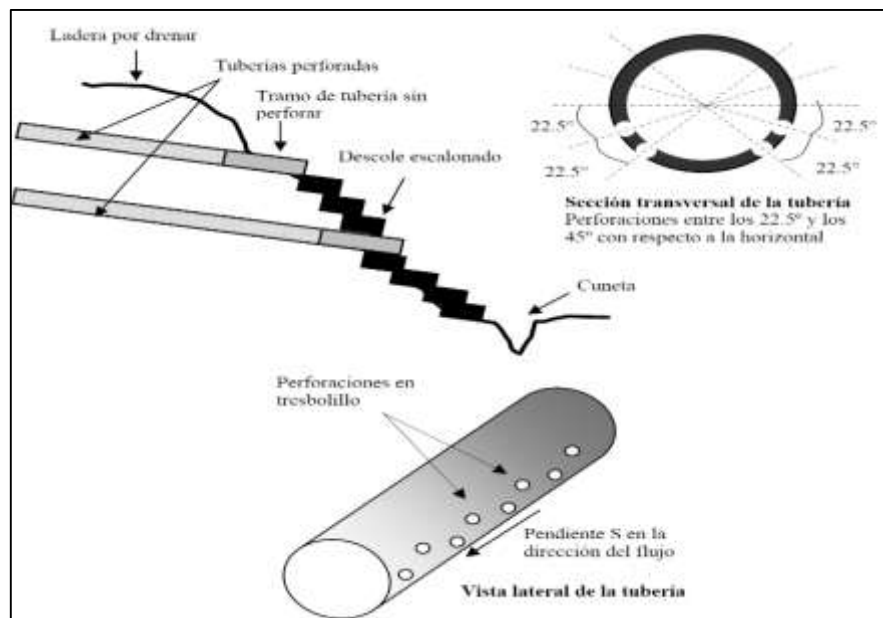


**Fuente: Sistemas de subdrenaje en obras de estabilización (mónica maría orozco rivadeneira)**

### D. Subdrenes transversales de penetración

Consisten en tuberías perforadas cuyo diámetro generalmente varía entre 2" y 3", las cuales son introducidas en el terreno natural ya sea en corte o en terraplén, mediante una perforación profunda subhorizontal o ligeramente inclinada, con el objeto de captar aguas las aguas internas y abatir presiones dentro de la masa de suelo para incrementar la estabilidad del talud.

**Figura 5: Subdren transversal de penetración**



**Fuente: Sistemas de subdrenaje en obras de estabilización (mónica maría orozco rivadeneira)**

Los drenes conducen el agua a una tubería colectora la cual a su vez transporta el líquido a su destino final. La parte de tubería cercana a la superficie no debe perforarse para impedir la invasión de vegetación que obstruya la salida del agua. Aunque no se observe salida del flujo a través de la tubería de descarga, los drenes cumplen la función de abatir las presiones neutrales internas en su zona de influencia.

En el proceso constructivo de este tipo de estructuras se pueden emplear los siguientes equipos de perforación:

- **Equipo a rotoperCUSión:**



Se utiliza en subdrenes profundos empleando sistemas de rotación y percusión. Es el más rápido y eficiente, pero requiere la ubicación de grandes compresores de aire cerca al sitio de perforación

- **Equipo a rotación hidráulica:**

Se trata del mismo equipo que se utiliza para hacer perforaciones verticales en el terreno razón por la cual es el más frecuentemente usado.

- **Equipo a rotación simple (Auger):**

Como su nombre lo indica, funciona únicamente por rotación sobre el terreno a perforar. Por su sencillez su uso se limita a subdrenes poco profundos.

- **Equipo a percusión:**

Como su nombre lo indica, funciona únicamente por percusión sobre el terreno a perforar, por lo que generalmente es usado en terrenos blandos. Presenta dificultad para mantener una pendiente determinada, especialmente en casos en que se encuentren rocas en la dirección de la perforación.

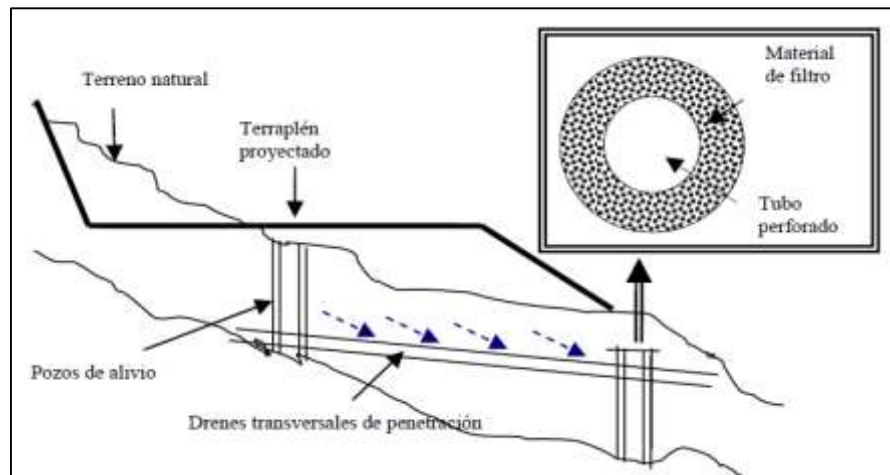
El rendimiento de las perforaciones puede estar entre 10 y 30 m/día, dependiendo del equipo empleado y las condiciones del sitio; así mismo, se debe tener en cuenta que a medida que avanza la perforación, el peso de la tubería hace que ésta se deflece por lo cual la pendiente proyectada en el diseño puede ser modificada.

Para evitar el taponamiento de las perforaciones de las tuberías por material fino o vegetación se recomienda recubrirlas con geotextil. De no ser posible, es necesario llevar a cabo periódicamente la limpieza de los conductos mediante la aplicación de un chorro de agua a presión en su interior o el reemplazo de las tuberías si así se requiere. Este sistema de subdrenaje consiste en hacer unas perforaciones en el terreno natural de un diámetro entre 16 y 24 pulgadas y profundidad variable, dentro de las cuales se introduce un tubo perforado con un diámetro de 4 a 8 pulgadas rodeado de material, filtrante. Complementariamente, este dispositivo requiere de un sistema colector que evacúe las aguas captadas, como, por ejemplo, un conducto que los comunique en su base o drenes transversales de penetración. Además, en la parte superior de la perforación, se debe disponer una capa de material permeable de la tal forma que permita la salida del agua en caso de que el pozo se rebose.

### E. Pozos de alivio

Este sistema de pozos tiene el efecto de abatir el nivel freático y aliviar las presiones de poros dentro de la estructura del suelo en acuíferos confinados por materiales impermeables. El espaciamiento entre los pozos oscila entre 3 y 15 m, según la estructura del suelo a drenar y su eficiencia es directamente proporcional a la cantidad más no al diámetro de cada uno.

**Figura 6: Pozos de alivio y drenes transversales de penetración**



**Fuente: Sistemas de subdrenaje en obras de estabilización (mónica maría orozco rivadeneira)**

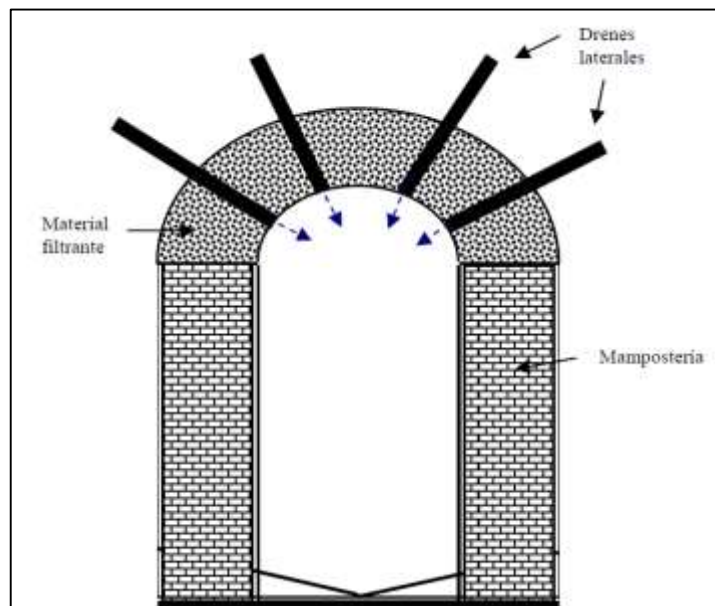
### F. Galerías filtrantes

Se utilizan en casos en los cuales la zona por drenar es de grandes proporciones, por ejemplo, en proyectos hidroeléctricos, ya que se trata de un túnel con un revestimiento permeable dentro del cual se introduce una tubería perforada de un diámetro menor al del túnel, de tal forma que el espacio entre las paredes revestidas y el tubo, sea relleno con material filtrante. Frecuentemente este sistema se complementa con drenes de tubo laterales, los cuales se disponen en forma radial saliendo de la galería.

La facilidad con la cual el agua fluye hacia las galerías depende de la orientación de los estratos del suelo, siendo más factible el flujo en el caso en el cual las discontinuidades se encuentren en forma vertical; en el caso contrario, es necesario construir pozos verticales o subdrenes inclinados para interceptar las zonas de flujo.

En general el flujo se da por gravedad, pero de ser necesario, se puede colocar un sistema de bombeo para el desagüe. Así mismo, en ocasiones se colocan lloraderos en las paredes de la galería con el fin de facilitar el drenaje lateral hacia la misma.

**Figura 7: Galería filtrante**

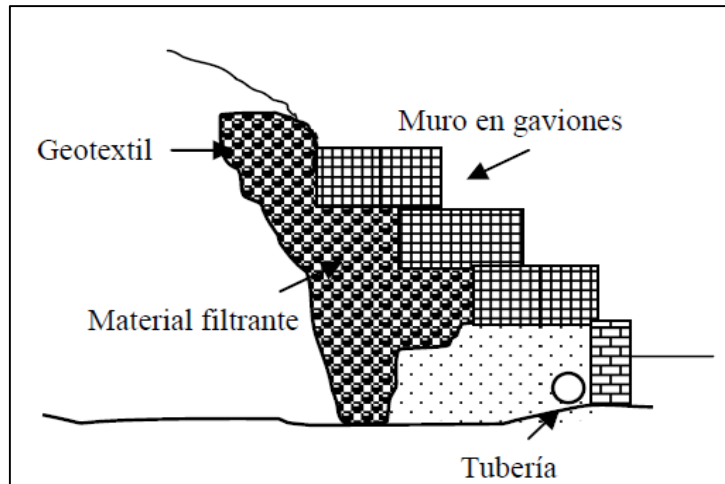


**Fuente: Sistemas de subdrenaje en obras de estabilización (mónica maría orozco rivadeneira)**

### **G. Pantallas de drenaje**

Estas estructuras son empleadas en el manejo de aguas subterráneas que afloran en la superficie de los taludes, con el objeto de impedir la erosión de los mismos mediante la colocación de un filtro de material granular o geotextil sobre toda el área por tratar, una estructura de contención o retención de la masa de suelo la cual consiste generalmente en un muro en gaviones y un subdrén colector el cual se coloca en el pie del talud para recoger el agua captada por la pantalla.

**Figura 8: Pantalla de drenaje**



**Fuente: Sistemas de subdrenaje en obras de estabilización (mónica maría orozco rivadeneira)**

El muro en gaviones cumple además la función de retención de desprendimiento de material, permitiendo el flujo de agua con lo cual se constituye en una estructura de estabilización y drenaje para deslizamientos superficiales.

### **2.5.2. Subdrenaje en muros de contención**

El manejo de las aguas en la zona de contacto de un muro con el terreno que está siendo retenido y que debe ser drenado, incluye procesos de captación a través de un medio filtrante y de conducción y evacuación a través de un medio drenante; procesos que deben darse antes de que el agua afecte el muro.

En ocasiones, el proceso de captación es llevado a cabo mediante el empleo de los materiales naturales disponibles en la zona de la obra, siempre y cuando cumplan con algunas características particulares que serán referenciadas posteriormente; sin embargo, es posible optimizar esta acción con el empleo de materiales sintéticos diseñados para tal fin como los geotextiles. A continuación, se describen brevemente las principales características de estos materiales.

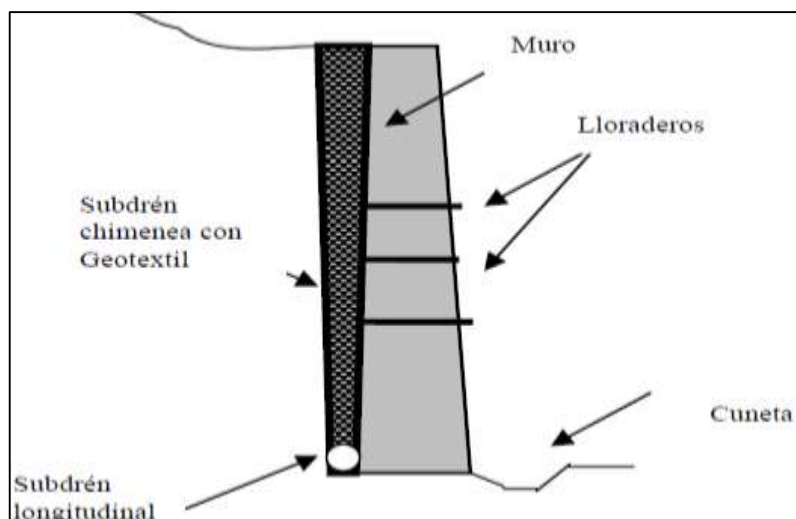
### A. Subdrenes de chimenea

Este tipo de subdrén se construye en la parte posterior del muro, es decir en el espaldón y su función es evitar que se generen presiones hidrostáticas que afecten la estabilidad del mismo.

Consiste en un filtro de un espesor que puede oscilar entre 40 y 80 cm, dispuesto en forma vertical a lo largo de la altura del espaldón del muro, formado por material granular limpio de finos con una granulometría entre  $\frac{3}{4}$ " y  $2\frac{1}{2}$ ", cubierto con un geotextil de tipo no tejido.

El agua captada por el subdrén chimenea es entregada en un subdrén longitudinal colocado en la parte inferior del espaldón para su evacuación final.

**Figura 9: Pantalla de drenaje**



**Fuente: Sistemas de subdrenaje en obras de estabilización (mónica maría orozco rivadeneira)**

Gracias al efecto que genera el subdrén, de acuerdo con las condiciones del sitio, es probable que no se requiera prolongarlo hasta una altura igual a la del muro.

### B. Lloraderos

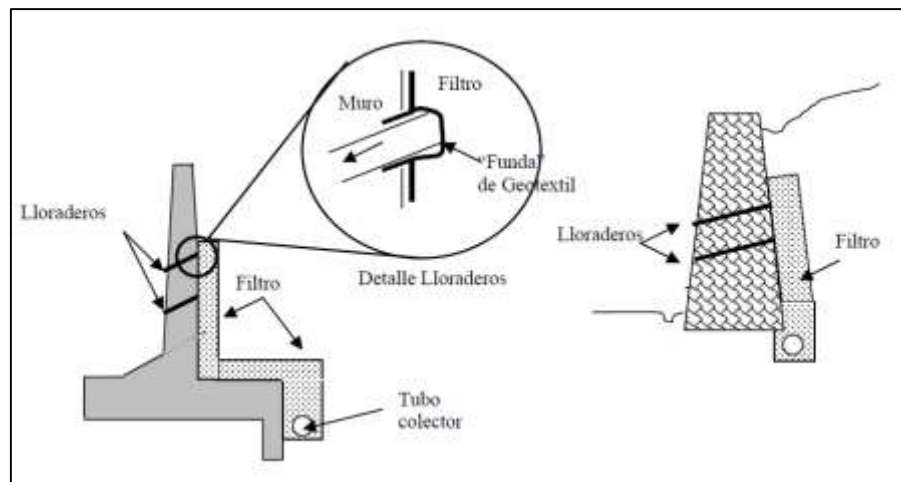
Como complemento al drenaje en el espaldón del muro, es necesario construir lloraderos que permitan la salida de agua de exceso. Los lloraderos consisten en tuberías de diámetro entre  $2\frac{1}{2}$ " y 4" que se introducen dentro del muro espaciados

entre 2 y 3 m aproximadamente en sentido vertical y entre 1 y 2 m aproximadamente en sentido horizontal en una longitud de  $\frac{3}{4}$  de la base del muro.

Las tuberías deben localizarse desde una altura mínima de 30 cm por encima del pie del muro. Para el caso de muros en tierra reforzada, las tuberías deben contar con perforaciones y deben estar forradas con geotextil no tejido.

Para muros en concreto reforzado, debido a que su estructura es impermeable, se deben construir lloraderos para evitar la excesiva presión de poros en el espaldón del muro, lo cual podría afectar el concreto. En este caso, se debe disponer de una “funda” de Geotextil en la boca del tubo para evitar el paso de material a través del mismo con el consecuente taponamiento que ello generaría.

**Figura 10: Lloraderos en muros de gravedad y muros de concreto reforzado**



**Fuente: Sistemas de subdrenaje en obras de estabilización (mónica maría orozco rivadeneira)**

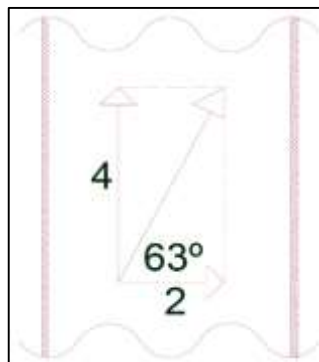
De acuerdo con las condiciones del sitio y el ancho del muro, en ocasiones es recomendable introducir una inclinación a las tuberías de los lloraderos con el fin de facilitar la evacuación del agua como se muestra en la figura.

## 2.6. METODOLOGÍA DE DISEÑO PARA EL DRENAJE SUBTERRÁNEO O SUBDREN

### 2.6.1. Ubicación de las líneas de subdrenaje o subdrenes

La ubicación del drenaje subterráneo, debe ser de tal manera que intercepten el agua lo más perpendicularmente posible. Lo anterior quiere decir, que en tramos donde la pendiente longitudinal sea mayor que la pendiente de bombeo, es más eficiente colocar drenaje subterráneo transversal. Esto debido a que el agua se moverá en dirección de la suma vectorial o resultante de las pendientes. Por ejemplo, en un tramo con una pendiente longitudinal del 4% y una pendiente de bombeo del 2%, la resultante forma un ángulo de 63 grados con respecto al eje horizontal, en esa dirección se moverá el agua (ver figura 11). Si este ángulo es menor a 45 grados las líneas de drenaje subterráneo deben correr paralelas al eje (drenaje subterráneo longitudinales), si es mayor a 45 grados las líneas de drenaje subterráneo deben correr normal al eje (drenaje subterráneo transversales).

**Figura 11: Dirección de la resultante de dos pendientes dadas.**



**Fuente: PAVCO. Manual de diseño de geotextiles.**

### 2.6.2. Estimación del caudal de diseño

Para diseñar drenaje subterráneo laterales en una vía, se debe considerar primero la distancia entre alcantarillas o los sitios en donde los drenajes subterráneos realizan la descarga de agua. Para establecer las distancias de los tramos, se debe tener en cuenta que cada tramo conserve en lo posible, características similares, por ejemplo, igual pendiente, condiciones geomorfológicas similares o condiciones geométricas de la vía similares. Entre más largo sea el recorrido del agua dentro de un drenaje subterráneo,

mayor tendrá que ser su capacidad de transporte debido a que a lo largo del drenaje subterráneo se van sumando caudales de aporte. Posteriormente se identifica las posibles fuentes a tener en cuenta para el cálculo del caudal total.

Los drenajes subterráneos son sistemas que se utilizan para retirar el agua infiltrada o subterránea que ha entrado en la estructura. Un sistema eficiente de drenaje en vías se debe complementar con estructuras de drenaje superficial como son: cunetas, zanjas de coronación, trincheras drenantes, etc.

Los caudales de aporte que conforman el caudal total para el diseño de un drenaje subterráneo en la estructura de un pavimento son:

- El caudal generado por la infiltración de agua lluvia
- El caudal generado por el abatimiento del nivel de agua subterránea
- El caudal proveniente de taludes aledaños.

El caudal generado por la infiltración de agua de lluvia y por el abatimiento del nivel de agua subterránea, en la mayoría de los casos, van a estar presentes en el diseño de los drenajes subterráneos para vías.

#### **A. Caudal por infiltración**

El agua de lluvia cae directamente en la carpeta del pavimento. Una parte de este inevitablemente se infiltra en la estructura del pavimento debido a que las carpetas de pavimento, rígidas como flexibles, no son impermeables.

Por lo tanto, el caudal de infiltración se calcula de la siguiente forma:

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R$$

**Dónde:**

$Q_{inf}$  = Caudal de infiltración (m<sup>3</sup>/s).

$I_R$  = Precipitación máxima horaria de frecuencia anual, registrada en la zona del proyecto (m/s).

$B$  = Para subdrenes longitudinales, “B” es la semibanca de la vía (ancho de la vía/2). Para el caso de subdrenes transversales, “B” es la distancia entre subdrenes (m).

$L$  = Longitud del tramo de drenaje (m).

$F_i$  = Factor de infiltración. (ver tabla 2)



**F<sub>R</sub>**= Factor de retención de la base, refleja el hecho de que las bases, dada su permeabilidad, entregan lentamente el agua al subdren. (ver tabla 3)

**Tabla 2: Valores recomendados para “F<sub>i</sub>”**

Tipo de carpeta	F <sub>i</sub>
Carpetas asfálticas muy bien conservadas	0,30
Carpetas asfálticas normalmente conservadas	0,40
Carpetas asfálticas pobremente conservadas	0,50
Carpeta de concreto de cemento Portland	0,67

**Fuente: PAVCO. Manual de diseño de geotextiles.**

**Tabla 3: Valores recomendados para “F<sub>r</sub>”**

Tipo de base	F <sub>R</sub>
Bases bien gradadas, en servicio 5 años o más	1/4
Bases bien gradadas, en servicio menos de 5 años	1/3
Bases de gradación abierta, en servicio 5 años o más	1/3
Bases de gradación abierta, en servicio menos de 5 años	1/2

**Fuente: PAVCO. Manual de diseño de geotextiles.**

El caudal por infiltración también se calcula teniendo en cuenta la precipitación en la zona, el área por drenar y el efecto de la evaporación y de la saturación del suelo mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{inf} = 0,00028 * (1 - C) * I * (B * l + S_A) * \frac{b}{B}$$

**Dónde:**

**Q<sub>inf</sub>**. = Caudal por infiltración (l/s\*m).

**C** = Coeficiente de escorrentía.

**I** = Precipitación máxima horaria de frecuencia anual obtenida de las curvas de intensidad-duración-frecuencia de la zona de localización de la obra (mm/h).

**B** = Ancho de calzada (m).

**b** = anchura de bermas (m).

**S<sub>A</sub>** = Superficie aportadora del terreno adyacente a la carretera (m<sup>2</sup>).

**l** = distancia longitudinal (1 m)

**Tabla 4: Coeficiente de escorrentía superficial**

Naturaleza de la superficie	Topografía	
	Ondulaciones "S"	inclinaciones "S"
	de 5 a 10 %	de 20 a 30 %
Cultivos generales	0,60	0,72
Cultivos de pastos	0,36	0,42
Cultivos de bosques	0,18	0,21
Áreas desnudas	0,80	0,90

Fuente: Hidrología de wender chereque

**Tabla 5: Coeficiente de escorrentía**

Superficie	"C"
Asfaltos	0,75 - 0,95
Concreto hidráulico	0,70 - 0,90
Suelos impermeables	0,40 - 0,65
Ligeramente permeables	0,15 - 0,40
Suelos permeables	0,05 - 0,20

Fuente: Vías de comunicación del ingeniero carlos creso

### B. Caudal por abatimiento del nivel freático

En sitios donde el nivel freático o el agua proveniente a presión alcancen una altura tal, que supere el nivel de subrasante afectando a la estructura del pavimento, es necesario abatir este nivel de manera que no genere inconvenientes por excesos de agua. El cálculo de este caudal se basa en los siguientes parámetros:

$$Q_{NF} = K * i * A_a$$

$$i = \frac{N_d - N_f}{B}$$

$$A_a = (N_d - N_f) * L$$

**Dónde:**

$Q_{NF}$  = Caudal por abatimiento de nivel freático (m<sup>3</sup>/s).

$K$  = Es el coeficiente de permeabilidad del suelo adyacente (m/s).

$i$  = Es el gradiente hidráulico.

$N_d$  = Cota inferior del subdren (m). (ver figura 12)

$N_f$  = Cota superior del nivel freático (m). (ver figura 12)

$A_a$  = Es el área efectiva para el caso de abatimiento del nivel freático (m<sup>2</sup>).

$B$  = Para subdrenes longitudinales,  $B$  es la semibanca de la vía (m), para el caso de subdrenes transversales,  $B$  es la distancia entre subdrenes.

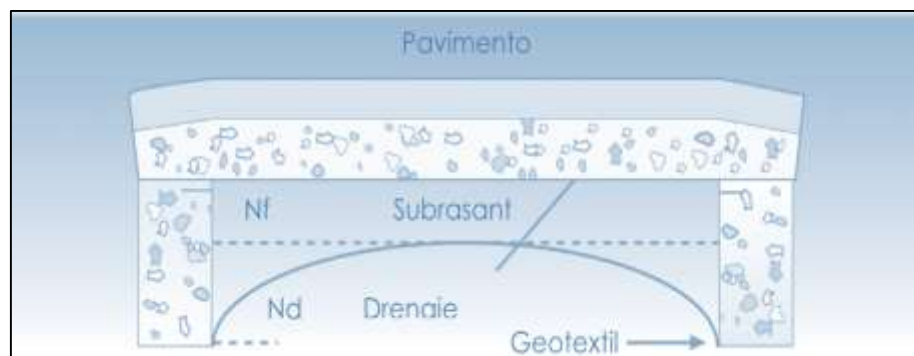
$L$  = Longitud del tramo de drenaje (m).

Una vez estimados los caudales de aporte al sistema se obtiene el caudal de diseño:

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF}$$

**Nota:** El caudal por abatimiento del nivel freático en la mayoría de los casos se presenta a los dos lados de la sección transversal del subdren, el caudal de diseño ( $Q_T$ ) debe ser duplicado.

**Figura 12: Sección transversal del sistema de subdrenaje en una vía**



**Fuente: PAVCO. Manual de diseño de geotextiles.**

### 2.6.3. Dimensionamiento de la sección transversal

Teniendo el caudal final  $Q_T$ , el cual es la suma de los caudales calculados, se realiza el siguiente procedimiento:

$$Q_T = V * i * A$$

**Dónde:**

$Q_T$  = Caudal total.

$V$  = Velocidad de flujo, la cual depende de la pendiente longitudinal y del tamaño del agregado usado en el subdren. (ver grafica 1)

$i$  = Gradiente hidráulico que para el caso de subdrenes es = 1.

**A** = Área de la sección transversal del subdren, normalmente se fija el ancho y se despeja su altura.

Una vez obtenida la sección transversal del subdren, se puede calcular su perímetro. La longitud de desarrollo del geotextil corresponde al perímetro más el traslape (0.25 – 0.35m).

Para el caso en que se necesite aumentar la eficiencia de los subdrenes es recomendable usar tubería perforada, forrada con geotextil, dentro del subdren, de esta manera se aumenta la eficiencia de drenaje, permitiendo el paso a un caudal mayor en una misma sección transversal. El diámetro de la tubería a usar se puede estimar haciendo uso de la ecuación de manning. Por tanteo se asume un diámetro de tubería y se rectifica si cumple la siguiente igualdad:

$$Q_T = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

**Dónde:**

**Q<sub>T</sub>** = Caudal total calculado.

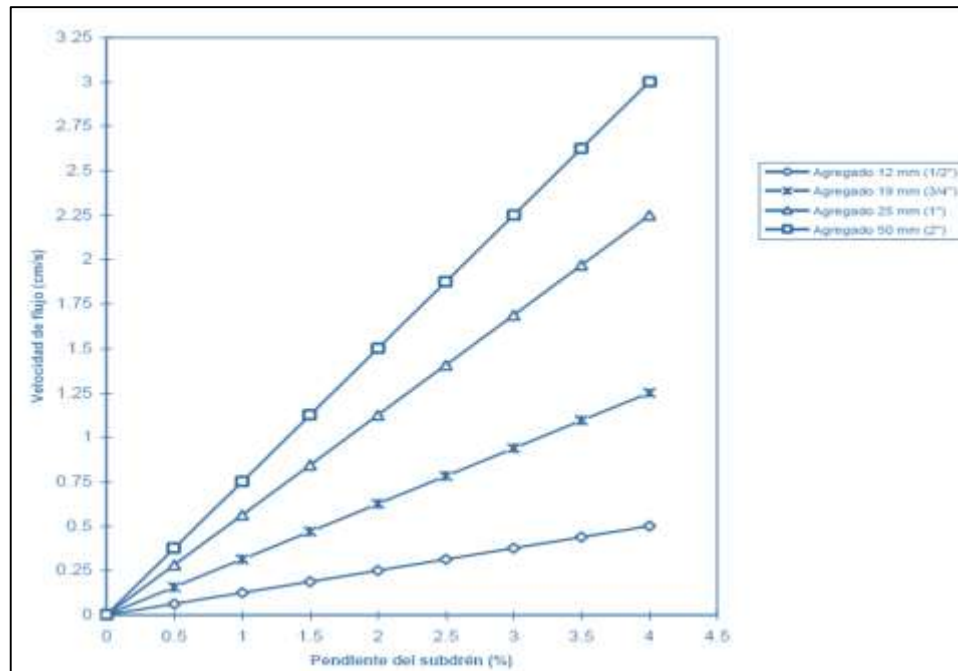
**n** = Coeficiente de manning para tubería perforada usualmente es 0.013.

**A** = Área del tubo.

**R** = AT/Pt (Área total / Perímetro total) a tubo lleno.

**S** = Pendiente del subdren.

**Grafica 1: Pendiente vs. velocidad, según el tamaño del agregado (para agregados de tamaño uniforme).**



**Fuente: PAVCO. Manual de diseño de geotextiles.**

La línea superior de flujo o nivel freático no debe superar en ningún momento la cota de subrasante, con este criterio se debe establecer la profundidad del subdrén “Nd”.

#### A. Cantidad de drenes requeridos

Con base en el caudal de diseño y la capacidad de cada subdrén, se calcula la cantidad de subdrenes requerida así:

$$N_{dr} = QT / Qi$$

**Dónde:**

$N_{dr}$  = Número de subdrenes requeridos

$Q_T$  = Caudal de diseño

$Q_i$  = Caudal drenado por cada subdrén

#### 2.6.4. Espaciamiento entre zanjas

En la siguiente tabla se muestran las recomendaciones generales del Manual de carreteras de california para el espaciamiento de subdrenes tipo zanja de acuerdo con el tipo de suelo y la profundidad.

**Tabla 6: Espaciamiento entre zanjas**

Tipo de suelo	Composición del suelo			Espaciamiento para la profundidad indicada (m)			
	% Arena	% Limo	% Arcilla	1,0	1,2	1,5	1,8
Arena	80-100	0-20	0-20	30-45	45-60	-	-
Limo Arenoso	50-80	0-50	0-20	15-30	30-45	-	-
Limo	30-50	30-50	0-20	10-20	15-25	15-30	18-35
Limo Arcilloso	20-20	20-50	20-30	5-10	7-15	10-20	12-25
Arcilla Arenosa	50-70	0-20	30-50	5-10	6-12	7-15	9-18
Arcilla Limosa	0-20	50-70	30-50	3-8	4-8	6-12	7-15
Arcilla	0-50	0-50	30-100	Max. 5	Max. 6	Max. 7	Max. 12

**Fuente: Norma boliviana**

### 2.6.5. Evaluación del geotextil a utilizar

Los geotextiles son telas permeables, filtrantes, construidas con fibras sintéticas, especialmente polipropileno, poliéster, nylon y polietileno. Los geotextiles generalmente, se clasifican en tejidos y no tejidos. Los tejidos a su vez se diferencian de acuerdo al sistema de tejido (Ver Figura14).

Los geotextiles más utilizados para filtro son los no tejidos, entre los cuales se deben diferenciar los perforados con alfileres, los pegados al calor y los pegados con resinas (ver figura 13); aunque es común encontrar mezclas de los tres procesos de manera combinada.

La durabilidad de los geotextiles está en función de las fibras poliméricas y las resinas a los ataques ambientales. Los principales problemas de las telas filtrantes

corresponden a su baja resistencia a la exposición a los rayos solares, los cuales las descomponen, a las altas temperaturas y a ciertos químicos.

**Figura 13: Diagrama esquemático de varios tipos de unión de fibras en geotextiles no tejidos**



**Fuente: Manual de carreteras vol. II de la administradora boliviana de carreteras (A.B.C)**

#### **A. Criterio de retención del suelo**

Para suelos con  $\leq 50\%$  de pasantes del tamiz N° 200

$$O_{95} \leq B * D_{85}$$

$$B = 1 \text{ para } C_u \leq 2 \text{ o } > 8$$

$$B = 0.5 C_u \text{ para } 2 < C_u \leq 4$$

$$B = \frac{8}{C_u} \text{ para } 4 < C_u \leq 8$$

Para suelos con  $> 50\%$  de pasantes del tamiz N° 200

$$O_{95} \leq B * D_{85} \text{ para geotextiles tejido}$$

$$O_{95} \leq 1.8 B D_{85} \text{ para geotextiles no tejido}$$

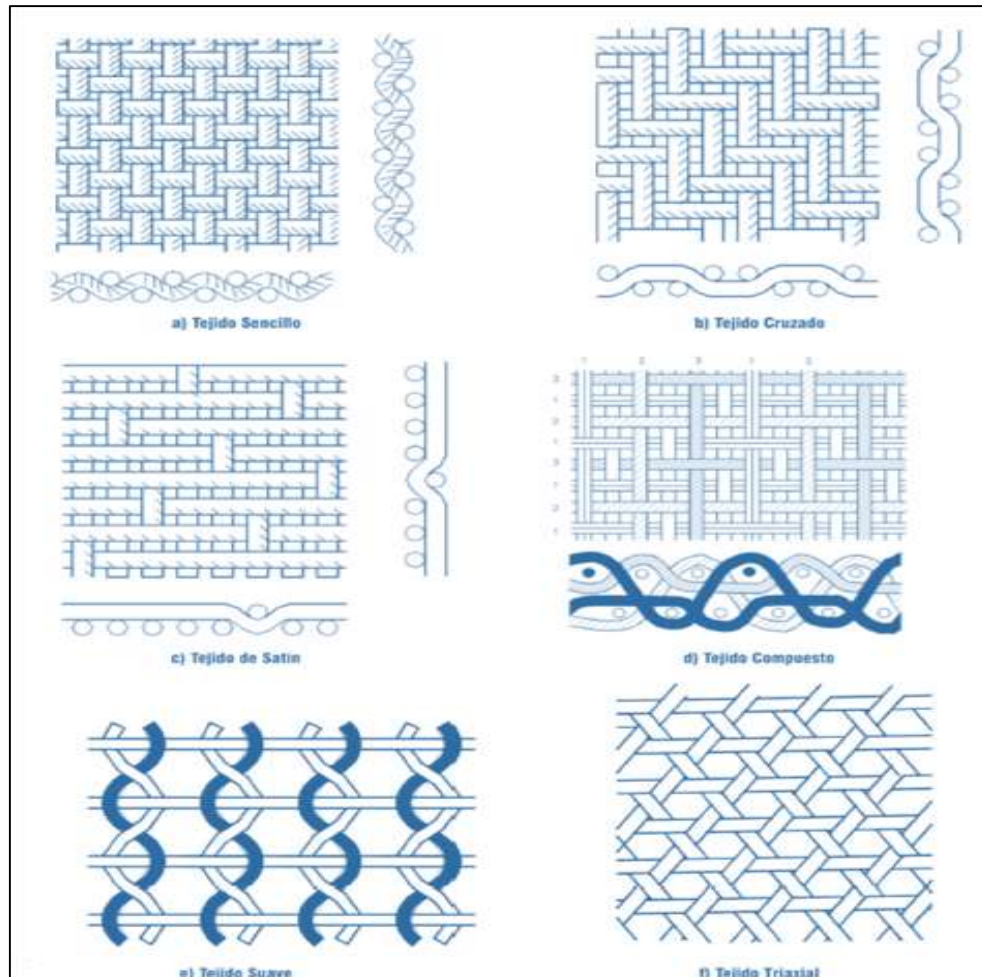
#### **Dónde:**

**O<sub>95</sub>** = Tamaño de la abertura medida del geotextil a la cual el 95% del peso de partículas esféricas de vidrio es retenido.

**D<sub>85</sub>** = Diámetro de tamiz en mm que permite el paso del 85% en peso del suelo.

**C<sub>u</sub>** =  $D_{60} / D_{10}$  = Coeficiente de uniformidad del suelo.

**Figura 14: Tipos de tejidos en geotextiles**



**Fuente: Manual de carreteras vol. II de la administradora boliviana de carreteras (A.B.C)**

## **B. Criterio de permeabilidad**

Para aplicaciones en las cuales existe alto riesgo

$$k_n > 10 \text{ veces } k$$

Y el diseñador deberá realizar ensayos de filtración para comprobar que el geotextil no se tapa.

En situaciones potenciales de taponamiento se recomienda la siguiente especificación:

- Porcentaje de área abierta  $\geq 4\%$  para geotextiles tejidos.
- Porosidad  $\geq 30\%$  para geotextiles no tejidos.



Para aplicaciones no críticas

$$k_n = k$$

**Dónde:**

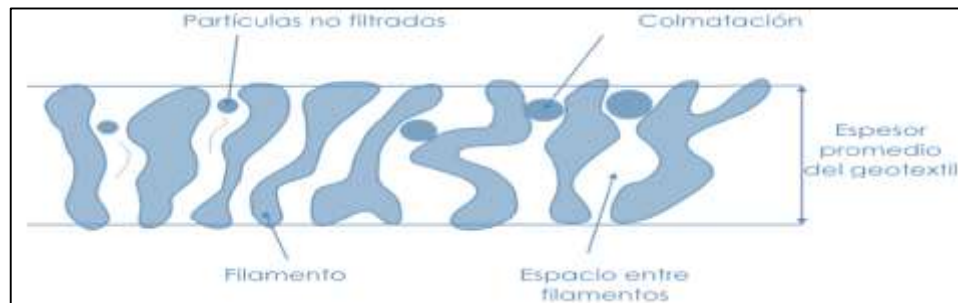
$k$  = Permeabilidad del suelo

$k_n$  = Permeabilidad normal al plano del geotextil. Adicionalmente se pueden exigir requisitos de resistencia a la tensión gravitacional para garantizar que el geotextil no se rompa durante el manejo.

### **Criterio de colmatación**

La colmatación resulta cuando partículas finas de suelo penetran dentro del geotextil, bloqueando sus canales de poros o cuando son depositadas del lado aguas arriba del geotextil, produciendo una reducción significativa de la permeabilidad. Por lo tanto, el geotextil debe tener un porcentaje mínimo de espacios vacíos.

**Figura 15: Colmatación del filtro por penetración de partículas**



**Fuente: PAVCO. Manual de diseño de geotextiles.**

En aplicaciones críticas o en proyectos que involucren suelos muy finos se recomienda realizar ensayos de colmatación con los suelos del sitio, la norma que describe este ensayo es la ASTM 5101 – 90.

Los geotextiles con una mayor resistencia a la colmatación, son los geotextiles no tejidos punzonados por agujas, en los cuales el riesgo a que se taponen gran parte de sus orificios es muy bajo debido al espesor que poseen y a los altos valores de porosidad que presentan. Los geotextiles no tejidos unidos por temperatura o calandrados, son mucho más delgados y rígidos, razón por la cual se parecen en su comportamiento a los geotextiles tejidos, leuttich (1993).

Los geotextiles tejidos tienen baja porosidad y el riesgo de colmatación muy alto, con la consecuencia de una pérdida súbita en la permeabilidad; razón por la cual no se recomienda usarlos como filtros en sistemas de drenaje. De acuerdo con el criterio de Christopher y Holtz, 1985; R. Koerner, 1990, los geotextiles usados como medios filtrantes deben tener una porosidad:  $> 50\%$ , razón por la cual no se deben usar geotextiles tejidos en sistemas de subdrenaje.

Este criterio es tal vez el que despierta más controversia para el empleo de geotextiles en aplicaciones de filtración y drenaje, debido a que es muy difícil cuantificar en el diseño el porcentaje de poros que serán taponados por la intrusión de finos al filtro dentro del periodo de servicio del sistema. Los elementos filtrantes se comportan de manera diferente dependiendo del material que se está filtrando, de la cantidad de agua presente y de la disposición de ésta en el sistema. El geotextil es parte fundamental de un sistema de subdrenaje, debe diseñarse para cada caso particular, de tal manera, que se garantice un óptimo funcionamiento del sistema del cual forman parte, y para el periodo de tiempo para el cual fueron diseñados.

Una investigación relacionada con el estudio de este comportamiento es el “diseño racional de elementos filtrantes para sistemas de subdrenaje”, de la Pontificia Universidad Javeriana, proyecto en el cual se evaluaron diferentes fenómenos que afectan a los sistemas de drenaje a largo plazo, entre estos la variación de la permeabilidad del sistema con el paso del tiempo, el taponamiento que se produce por las partículas de suelo dentro del geotextil, el porcentaje de colmatación, entre otros. Los ensayos fueron realizados para observar el impacto de diferentes tipos de suelo y su afectación en la permeabilidad del filtro o geotextil.

Los ensayos fueron realizados según la norma ASTM 5101 en la que a un gradiente determinado se realizaban mediciones de la permeabilidad del sistema suelo – geotextil en un lapso mayor a las 24 horas. Una vez realizado el ensayo el geotextil era extraído para determinar el nivel de taponamiento el cual es la relación entre la permeabilidad del geotextil virgen y la permeabilidad después de realizado el ensayo. La colmatación del geotextil era obtenida mediante la diferencia de la porosidad inicial del geotextil y la porosidad de éste después del ensayo. La porosidad fue calculada como la relación

entre el volumen de vacíos y el volumen total del geotextil, la forma para calcular esta relación se realiza por medio de la siguiente ecuación:

$$n = 1 - \frac{m}{\rho * t}$$

**Dónde:**

**n** = Porosidad. (adimensional)

**m** = Masa por unidad de área. (g/m<sup>2</sup>)

**ρ** = Densidad. (g/m<sup>3</sup>)

**t** = Espesor. (m)

Los suelos para realizar los ensayos fueron suelos que comúnmente se encuentran en el sitio de la instalación de sistemas de drenaje, tales como limos, materiales granulares y arenas.

Se enfatizó en el comportamiento del sistema en presencia de material fino, en el cual la porosidad del geotextil se redujo del 89% al 68%, registrando un taponamiento del 62% debido al tamaño de las partículas de suelo empleadas en el ensayo, sin embargo, la permeabilidad del geotextil después del ensayo seguía siendo muy superior a la permeabilidad del suelo a filtrar.

Con el fin de mejorar el comportamiento del sistema, se optó por incluir una capa de arena entre el limo y el geotextil con el fin de reducir la colmatación del filtro. Después de realizado el ensayo, la permeabilidad del geotextil siguió siendo alta, pero se pudo determinar que la porosidad del geotextil disminuyó tan sólo un 4%, comparado a 21% en el ensayo sin ésta capa de transición.

Según los ensayos realizados se pudo concluir que al añadir una capa de transición (arena) al sistema, el comportamiento para el geotextil no tejido punzonado por agujas en cuanto al tiempo de estabilización y disminución de la permeabilidad del sistema a través del tiempo, sería prácticamente la misma que la del sistema sin dicha capa; no obstante, la magnitud de la permeabilidad del geotextil y el valor de la porosidad mejoran de manera significativa, disminuyendo la colmatación en casi un 70%.

El factor de taponamiento medido en los experimentos para filtros de geotextil no tejido punzonado por agujas se encuentra en un rango entre 33 y 74%, sin embargo, el nivel

de taponamiento no afecta la eficiencia del filtro puesto que la permeabilidad obtenida en los geotextiles después de ser ensayados, fue en orden de magnitud mucho mayor que la permeabilidad del suelo base.

Un incremento de la permeabilidad implica un aumento de la porosidad para suelos finos, mientras que todo lo contrario ocurre para suelos granulares, ya que la arena mostró que a medida que la permeabilidad del sistema aumenta la porosidad disminuye. Esto ocurre porque después de un tiempo la permeabilidad de la arena y de geotextil se estabilizan creando un régimen de agua determinado por lo cual el conjunto termina trabajando como un sólo elemento de filtro.

La colmatación del geotextil depende de la distribución del tamaño del grano del suelo base, por esta razón, para suelos finos la cantidad de partículas que quedan retenidas en el geotextil es mayor que para suelos granulares; debido a esto, la porosidad del geotextil se ve disminuida cuando se utilizan suelos finos en el sistema de filtración y por ende la colmatación del mismo aumenta, sin afectar la permeabilidad del sistema. Para la evaluación de los criterios de colmatación, la mayoría de los autores tienen en cuenta una serie de parámetros que no cuantifican verdaderamente el potencial de colmatación en los filtros, puesto que el aspecto fundamental a tener en cuenta es la porosidad, ya que ésta establece la cantidad de partículas de suelo que quedan retenidas en el geotextil permitiendo que a pesar de esto se mantenga el flujo de agua, siendo este el factor de mayor importancia para la evaluación del criterio de colmatación. Como se dijo anteriormente los geotextiles usados como medios filtrantes deben tener una porosidad mayor del 50% lo que garantiza que, en caso de colmatación parcial del material, siga existiendo una alta porosidad, suficiente para permitir el paso del flujo en el sistema.

### **C. Criterios de supervivencia**

El geotextil en el proceso de instalación y a lo largo de su vida útil puede estar sometido a unos esfuerzos, los cuales deben ser soportados por el mismo, de tal manera que no afecten drásticamente sus propiedades físicas, hidráulicas y físicas.

El geotextil debe tener unos valores mínimos de resistencia mecánica con el objeto que soporte las actividades de instalación y manipulación. Estas propiedades son:

resistencia a la tensión, resistencia al punzonamiento, resistencia al estallido y resistencia al rasgado.

**Tabla 7: Rango de algunas propiedades representativas de geotextiles utilizados para filtro (lawson 1982)**

<b>Geotextil</b>	<b>Resistencia a la tensión (KN/m)</b>	<b>Elongación máxima (%)</b>	<b>Caudal de flujo (l/m<sup>2</sup>/seg.)</b>	<b>Peso unitario (g/m<sup>3</sup>)</b>
<b>TEJIDOS</b>				
<b>Monofilamento</b>	20-80	5-35	25-2000	150-300
<b>Hilo</b>	40-800	5-30	20-80	250-1300
<b>cinta</b>	8-90	15-20	5-15	100-250
<b>NO TEJIDOS</b>				
<b>Punzonado</b>	7-90	50-80	25-200	150-2000
<b>Fundido</b>	3-25	20-60	25-150	70-350
<b>Con resina</b>	4-30	30-50	20-100	130-800

**Fuente: Brauns schuler. filtros in geotechnical and hydraulic engineering.**

#### **D. Criterios de durabilidad**

Este criterio se basa en la resistencia que debe tener un geotextil en el tiempo, bien sea por ataque químico, biológico o por intemperismo.

Los geotextiles por ser un material fabricado de polipropileno, no son biodegradables, son altamente resistentes al ataque químico como a los lixiviados.

No se recomienda el uso de los geotextiles como filtros en sitios donde vayan a quedar expuestos a los rayos ultravioleta por un tiempo prolongado. Donde por razones de instalación y funcionamiento los geotextiles estén expuestos al ataque de los rayos ultravioleta, estos deberán estar fabricados por compuestos, que le proporcionen una alta resistencia a la degradación UV.

**Tabla 8: Propiedades mecánicas del geotextil**

Condiciones moderadas de instalación con esfuerzos bajos de contacto (Aplicación típica de subdrenaje)	Resistencia a la tensión ASTMD-4632	Resistencia a la costura ASTMD-4632	Resistencia al punzonamiento ASTMD-4833	Resistencia al estallido ASTMD-3786
	(N)	(N)	(N)	(N)
	700	630	250	1300

Fuente: PAVCO. Manual de diseño de geotextiles.

#### E. Calculo hidráulico para escoger el geotextil

En el caso en donde los geotextiles sean usados como recubrimiento de tubos que a su vez se encuentran en un medio drenante en espaldones de estructuras de contención que involucren suelos de alta permeabilidad o en general cuando se usan como medios filtrantes para grandes caudales, se debe revisar la cantidad de flujo volumétrico que puede pasar por unidad de área (tasa de flujo), en el plano normal al geotextil, frente a la cantidad de flujo volumétrico a evacuar por metro lineal. Para lo cual se realiza el siguiente procedimiento:

$$\Psi = \frac{k}{t}$$

**Dónde:**

$\Psi$  = Permitividad. ( $s^{-1}$ )

$k$  = Permeabilidad del geocompuesto. (m/s)

$t$  = Espesor del geotextil de una cara del geocompuesto. (m)

- a) Teniendo el caudal que se requiere pasar por el filtro, el cual es el caudal calculado por metro lineal de subdrén, se calcula la permitividad requerida del geotextil, haciendo uso de la ecuación de darcy.

b)

$$Q = k * i * A$$

$$Q = k * \frac{\Delta h}{t} * A$$

$$\frac{k}{t} = \frac{Q}{\Delta h * H * L}$$

$$\Psi_{req.} = \frac{Q}{\Delta h * H * L}$$

$$\Psi_{req.} = \frac{q_w}{\Delta h * H}$$

**Dónde:**

$\Psi_{req}$  = Permitividad requerida del geotextil, k/t.

$q_w$  = Caudal por unidad de longitud (teniendo el caudal final y la longitud del tramo en consideración, Q/ L.

$Q$  = Caudal total a evacuar calculado.

$\Delta h$  = Cabeza hidráulica, que es igual a la altura del subdrenaje.

$A$  = Área conformada por la cara perpendicular a la entrada del caudal.

$H$  = Altura del subdrén.

$L$  = Longitud del tramo de drenaje en consideración.

c) Calcule la permitividad admisible, la cual se obtiene de la permitividad entregada por el fabricante (Norma ASTM D4491, INV E-905), dividida por unos factores de reducción.

$$\Psi_{adm.} = \frac{\Psi_{ult.}}{FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC}}$$

**Dónde:**

$\Psi_{adm}$  = Permitividad admisible.

$\Psi_{ult}$  = Permitividad última, entregada por el fabricante.

$FR_{SCB}$  = Factor de reducción por colmatación y taponamiento.

$FR_{CR}$  = Factor de reducción por creep o fluencia.

$FR_{IN}$  = Factor de reducción por intrusión.

$FR_{CC}$  = Factor de reducción por colmatación química.

$FR_{BC}$  = Factor de reducción por colmatación biológica.

d) Calcule el factor de seguridad global:

$$FS_g = \frac{\textit{Permitividad Admisible}}{\textit{Permitividad Requerida}}$$

$$FS_g > 1.0$$

#### 2.6.6. Diseño del filtro

Es conveniente tener en cuenta que los drenes tratan de taponarse por transporte y depositación de las partículas más finas del suelo. Para evitar este fenómeno se debe colocar un filtro que debe cumplir los siguientes objetivos:

- Impedir el paso de las partículas finas del suelo a proteger.
- Permitir la filtración rápida del agua.

Existen dos tipos generales de filtro.

- Material granular natural filtrante.
- Filtro de mantos sintéticos o geotextiles.

Se requiere escoger muy cuidadosamente el material de filtro y / o el tipo y calidad del geotextil a emplear. Para material de filtro se deben cumplir ciertos requisitos de granulometría los cuales son universalmente conocidos.

#### A. Criterio de filtración o protección contra la erosión interna

El propósito de un filtro es proteger el suelo contra la erosión interna al mismo tiempo permitir el paso del agua. En la literatura técnica se han presentado decenas de relaciones entre los diversos parámetros granulométricos del suelo y del filtro que se deben cumplir para garantizar su funcionamiento óptimo. Para objeto del presente manual solo se presentan los más utilizados.

En suelos granulares y limosos se establecen las siguientes relaciones, en las cuales el subíndice F representa el filtro, y la S representa el suelo natural o suelo alrededor del filtro:

- $D_{15}$  es el diámetro de partícula para el 15% de pasantes en la curva granulométrica.



- $D_{85}$  es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica.

La primera relación de granulometría de un material de filtro fue la propuesta por bertram (1940).

$$\frac{D_{15 F}}{D_{85 S}} \leq 6 \text{ a } 11$$

Basado en los ensayos realizados por bertram terzaghi y peck (1960) modificó esta relación bajando el límite a 4:

$$\frac{D_{15 F}}{D_{85 S}} \leq 4$$

Sherard (1984) definió en ensayos de laboratorio que ocurre falla por erosión cuando la relación anterior alcanza un valor de 9.

Algunas normas de instituciones recomiendan utilizar un límite de 5, para suelos bien gradados y de 6 para suelos uniformes. De acuerdo con el Geotechnical Engineering Office de Hong Kong se deben cumplir adicionalmente las siguientes condiciones:

$$\frac{D_{15 F}}{D_{15 S}} \leq 40$$

$$\frac{D_{50 F}}{D_{50 S}} \leq 40$$

Es también recomendable que el material de filtro no posea más de un 5% de material que pase la malla 200, para evitar la migración de finos del filtro hacia las tuberías de drenaje. Adicionalmente, se deben evitar los filtros cuya gradación tenga vacíos de algunos tamaños de granos, o sea, los materiales con curvas granulométricas que presenten gradas.

Cuando el suelo que se desea drenar presenta algunos tamaños de partículas escasos o inexistentes, lo cual se manifiesta en un quiebre pronunciado de su curva granulométrica, algunos recomiendan que el material de filtro debe ser diseñado sobre la base de las partículas del suelo más finas (menores que el punto de quiebre). Similar recomendación se hace cuando se trata de suelos estratificados por tamaños variables. Algunos autores han propuesto relaciones con el coeficiente de uniformidad del filtro

y con el  $D_{50}$  del suelo y del filtro o el  $D_{95}$  y el  $D_{75}$  del suelo e incluso se han presentado propuestas con ecuaciones logarítmicas relativamente complicadas (schuller y brauns - 1992).

### B. Criterio de permeabilidad o facilidad de flujo

El criterio más utilizado para garantizar un drenaje fácil del agua a través del filtro es el propuesto por terzaghi y peck (1948):

$$\frac{D_{15 F}}{D_{15 S}} \geq 4$$

El cuerpo de ingenieros de los estados unidos recomienda un límite de 5 para la desigualdad anterior, lo cual equivale a que la permeabilidad del filtro sea 10 a 100 veces mayor que la del promedio del suelo a su alrededor. Adicionalmente, el geotechnical engineering office de hong kong recomienda que se cumplan las siguientes relaciones para evitar la segregación:

$$4 < \frac{D_{60 F}}{D_{10 F}} < 20$$

En ocasiones es difícil encontrar un material natural que cumpla las condiciones de material de filtro para un determinado suelo y se requiere fabricarlo mediante tamizado y/o mezcla de materiales.

La secretaría de obras públicas de méxico recomienda un filtro general básico para todo tipo de suelos para subdrenes de carreteras de acuerdo a la **tabla 9**. Este tipo de filtro, aunque cumple especificaciones para una gran gama de suelos, en algunos casos podría presentar problemas de erosión interna o taponamiento.

**Tabla 9: Granulometría de materiales para filtro**

Malla tamiz ASTM	Porcentaje que pasa en peso (%)
1 ½"	100
1 "	80 a 100
¾ "	85 a 100
3/8"	40 a 80
Nº 4	20 a 55
Nº 10	0 a 35

N° 20	0 a 20
N°40	0 a 12
N°100	0 a 7
N°200	0 a 5

**Fuente: Secretaría de obras públicas de México**

### **C. Tamaño de orificios de la tubería colectora**

En la mayoría de los subdrenes con material de filtro se utiliza un tubo colector perforado que se coloca en la parte baja de la zanja envuelto en el material filtrante. En cuanto al tamaño de los orificios del tubo recolector, el U.S. army corps of engineers (1955) recomienda la siguiente relación, entre el tamaño del filtro y el ancho del orificio:

$$\text{Para huecos circulares: } \frac{D_{85 F}}{\text{Diametro}} > 1,0$$

$$\text{Para ranuras: } \frac{D_{85 F}}{\text{Ancho}} > 1,2$$

El criterio utilizado por U.S. bureau of reclamation (1973) es el siguiente:

$$\frac{D_{85 F} \text{ del filtro junto al orificio}}{\text{Ancho}} \geq 2,0$$

Los orificios deben estar en la mitad inferior del tubo para lograr una mayor interceptación del agua, reducir el lavado del material, y disminuir la cantidad de agua atrapada en la base de la zanja.

## **2.7. PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS DERIVADOS DE LLANTAS (A.D.L)**

### **2.7.1. Definición**

La llanta es un elemento elástico de las ruedas de un vehículo, que viene en forma de una envoltura que contiene aire a presión, la cual tiene por objeto soportar las cargas que actúan sobre el vehículo y transmitir las fuerzas necesarias para el movimiento. Está constituida por una cubierta, banda de rodadura de goma labrada, que tiene la finalidad de evitar el derrape del vehículo; una carcasa, estructura resistente, formada por capas de hilos o de cables incorporados en el caucho, y una cámara de aire (ausente en aquellos neumáticos en los que la presión de aire está asegurada por una mezcla especial con la que se recubre el interior de la carcasa).

### **2.7.2. Situación y manejo de llantas usadas**

En los recientes seis años, Bolivia importó llantas nuevas en una cantidad de 195.605 toneladas, 12 veces mayor a la internación de llantas usadas que en el último sexenio ingresaron al país en una cantidad de 53.220 toneladas, según datos publicados por el instituto boliviano de comercio exterior (IBCE) en su página virtual.

En el país el reciclado de llantas está limitado a pequeñas trituradoras de neumáticos que no abastecen la demanda nacional de esta materia prima es por ello que a fines del año 2009 la empresa municipal de aseo (emacruz) y la empresa privada mundo reciclaje, inauguraron la primera planta de reciclaje de llantas usadas del país con el objetivo de eliminar las gomas que se constituyen en el principal criadero de los mosquitos portadores del dengue, contribuir a preservar la salud ciudadana y el medio ambiente, con una capacidad inicial de moler diez toneladas de unidades cada ocho horas para generar productos que se constituyen en materia prima para diferentes industrias como goma molida, acero de excelente calidad y nylon.

### **2.7.3. Partes que conforman una llanta**

Las partes que conforman una llanta son las siguientes: la banda de rodadura, el cuerpo y las cuentas.

- La banda de rodadura es una almohadilla espesa de caucho, con ranuras para formar listones o espinazos, la banda proporciona tracción para mover y detener (frenar) al vehículo, también previene el deslizado y patinado del vehículo, cuando este se encuentra en movimiento.
- El cuerpo está constituido por capas de textil intercaladas en el caucho, el cual da fuerza y forma al neumático.
- Las cuentas, son las dos vendas que sostiene a la llanta, estas se localizan a lo largo de los bordes internos del neumático y se componen de cuerdas de alambre rodeadas por caucho que se cubre con textil.

**Figura 16: Principales partes de un neumático**



**Fuente: Elaboración propia**

#### 2.7.4. Materia prima para producción de las llantas

- **Compuestos de hule:** Los componentes de hule deben ser diseñados según la función que va a cumplir, es decir para la banda de rodadura serán resistentes al calor, flexión, la buena adhesividad y para las cejas deberán ser muy duros.
- **Materiales textiles:** Son los que soportan el aire, golpes, calor, etc. Y para su mejor funcionamiento se recubren de hule, formando capas de neumáticos, cuyo número se diseñará según la resistencia de esta. Las capas por su naturaleza podrán ser de nylon, poliéster, rayón, etc.
- **Alambre de acero:** Principalmente en la caja para dar la firmeza necesaria a la llanta al montarla en el rin. Así como, servir de sostén a las capas de los neumáticos.

#### 2.7.5. Composición físico-química de las llantas

La complejidad de la forma y de las funciones que cada parte de la llanta debe cumplir, se traduce también en una complejidad de los materiales que lo componen. El principal componente de la llanta es el caucho: casi la mitad de su peso.

Los cauchos son materiales poliméricos cuyas dimensiones pueden variar según sea el tipo de esfuerzo al que son sometidos, volviendo a su forma cuando el esfuerzo se

retira. El caucho natural se extrae a partir del árbol *hevea brasiliensis* que es un látex con partículas de caucho en suspensión. Después de un proceso de secado y de ahumado se utilizan diferentes productos. Hoy en día alcanza el 30 % del mercado de los cauchos, el resto lo ocupan los cauchos sintéticos, todos basados en hidrocarburos. Los tipos de caucho más empleados en la fabricación de llantas son:

- Cauchos naturales (NR)
- Polibutadienos (BR)
- Estireno – Butadieno (SBR)
- Polisoprenos sintéticos (IR)

La matriz de caucho más utilizada es el copolímero estireno-butadieno (SBR), en el que la proporción es de aproximadamente un 25 % en peso de estireno, o una mezcla de caucho natural y SBR.

Todos los tipos de cauchos poseen diferentes propiedades, pero también con algo en común: todos, una vez vulcanizados, pueden ser muy duraderos, por lo que necesitarían una gran cantidad de tiempo para su degradación.

Además de caucho, los neumáticos están compuestos por:

- **Rellenos reforzantes:** formado de partículas muy pequeñas de carbono, que aumenta la tenacidad y la resistencia a la tracción, a la torsión y al desgaste.
- **Fibras reforzantes:** textiles y de acero, usualmente en forma de hilos, que aportan resistencia a las llantas: algodón, nylon y poliéster. La cantidad de acero y fibras sintéticas reforzantes en los neumáticos varía según el fabricante.
- **Plastificantes:** se adicionan para facilitar la preparación y elaboración de las mezclas, utilizándose para el control de la viscosidad. Reducen la fricción interna durante el procesado y mejoran la flexibilidad a bajas temperaturas.
- **Agentes vulcanizantes:** el azufre se usa para entrecruzar las cadenas de polímero en el caucho.
- **Acelerantes:** compuestos órgano - sulfurados, benzotiazol y derivados, óxido de zinc y ácidoesteárico.
- **Retardantes:** N-nitroso difenilamina.

- Otros componentes (antioxidantes o antiozonizantes, adhesivos).
- En forma general la llanta está compuesto por los siguientes componentes:

**Tabla 10: Llantas de pasajeros (automóviles y camionetas)**

Componentes	Tipo de vehículo		Función
	Automóviles	Camiones	
	% en peso	% en peso	
<b>Caucho</b>	48,00	45,00	Estructural - deformación
<b>Negro humo</b>	22,00	22,00	Mejora oxidación
<b>Óxido de zinc</b>	1,20	2,10	Catalizador
<b>Material textil</b>	5,00	0,00	Esqueleto estructural
<b>Acero</b>	15,00	25,00	Esqueleto estructural
<b>Azufre</b>	1,00	1,00	Vulcanización
<b>Otros</b>	12,00	-	Juventud

**Fuente: Rubber manufacturers association**

En la siguiente tabla podemos observar la relación de algunas de las principales propiedades entre el caucho natural vulcanizado y otros elastómeros sintéticos. Se observa el bajo valor tensional y la alta elongación que poseen:

**Tabla 11: Relación de algunas de las principales propiedades entre el caucho natural vulcanizado y otros elastómeros sintéticos**

Elastómero	Resistencia tracción	Elongación	Densidad
	P.S.I	%	g/cm <sup>3</sup>
<b>Caucho natural vulcanizado</b>	2,50 - 3,50	750 - 850	0,93

<b>S.B.R</b>	0,20 - 3,50	400 - 600	0,94
<b>Neopreno</b>	3,00 - 4,00	800 - 900	1,25
<b>Silicona</b>	0,60 - 1,30	100 - 500	1,10 - 1,60

**Fuente: Rubber manufacturers association**

En el proceso de vulcanizado, en la fabricación del neumático, la goma virgen es mezclada con otros productos (cauchos sintéticos, azufre y óxidos) y llevada a temperaturas que provocan cambios en su estructura química interna y en sus propiedades físicas. Estos cambios son, en la práctica, irreversibles.

### **2.7.6. Trituración de llantas**

Actualmente los sistemas de tratamiento utilizables para valorizar estos residuos son:

- a) Trituración manual
- b) Trituración mecánica
- c) Trituración Criogénica

#### **A. Procesos de trituración de llantas**

##### **a) Trituración manual**

El proceso de trituración fue bastante complejo debido a que en Tarija no cuenta con planta trituradora de llantas es por eso que este proceso se realizó de forma manual.

para conseguir el agregado derivado de llantas se siguió los siguientes pasos:

- **Obtención de material:** Las llantas enteras fueron muy fáciles de obtener en las gomerías y otros depósitos de la ciudad de Tarija, las llantas que utilizaremos para la obtención de nuestro agregado son del transporte medio no radiales.
- **Selección del material a utilizar en la trituración manual:** Una vez identificado el lugar de donde se traerá las llantas enteras para el proyecto de investigación se debe tener en cuenta que las llantas estén libres de grasas o aceites y que no estén quemadas.
- **Herramientas a utilizar en la trituración:** Los materiales que se utilizaran en el proceso de trituración son: cuchillos, guantes, piedra afiladora de cuchillos
- **Proceso de trituración de las llantas:** Como primer paso se debe quitar las cuentas de las llantas que están compuestas de acero envuelto en una capa de goma y están ubicadas en los bordes internos de las llantas para ello se utiliza



los cuchillos para realizar un corte diagonal al rededor del borde interior llanta cuando está echado. Una vez retirado el talón de las llantas se procede a realizar una trituración primaria que consiste en realizar cortes casi perpendiculares a la tangente del radio externo de las llantas así obtenemos secciones más pequeñas de la llanta de aproximadamente 15 a 20 cm de la longitud de la cuerda del radio externo de las llantas esto con el fin de hacer más manejable las llantas. Después de realizar la trituración primaria realizamos una trituración secundaria que consiste en reducir con el cuchillo los trozos de llantas hasta obtener el caucho granular que se utilizara en este proyecto de investigación que es de aproximadamente 2.5 cm de tamaño máximo.

Este proceso de trituración tardo alrededor de 5 días para obtener una muestra de 40 kg de llantas trituradas.

**Figura 17: Trituración manual**



**Fuente: Elaboración propia**

#### **b) Trituración mecánica**

La molienda a temperatura ambiente se suele llevar a cabo en un molino de dos rollos tipo “cracker”, donde los rollos contienen ranuras con bordes afilados que rompen el caucho. Son molinos clásicos constituidos por un rotor y el estator que lo rodea. Previamente a la molienda es necesario separar el componente metálico para evitar danos al molino, se hace normalmente con separadores magnéticos dispuestos sobre

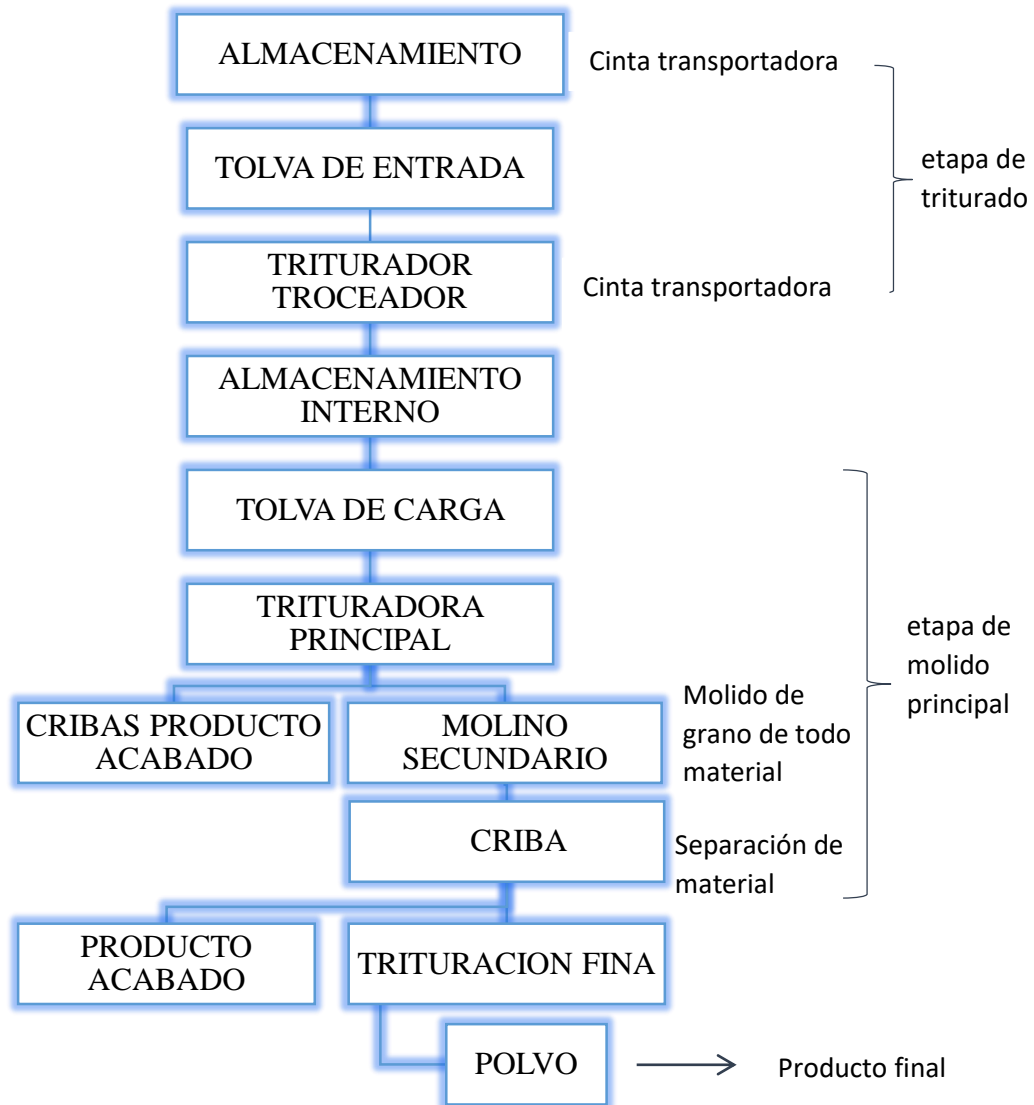
las cintas. Para eliminar la parte textil se suele emplear cintas o bandejas vibratorias que originan el apelmazamiento de las fibras, que después se separan por tamizado u otros dispositivos.

El proceso a temperatura ambiente normalmente envuelve las siguientes actividades: separación del metal, separación de la fibra, reducción a polvo grueso, reducción a polvo ultra fino, empaquetado y pesado. El equipamiento empleado se puede dividir en 8 grupos: cuchillas gruesas/afiladas, granuladores primarios y secundarios, raspadores, molinos cracker primarios y secundarios, rodillos de acabado y micro rodillos.

Para una óptima valorización es necesario realizar diferentes ensayos en el momento de la recepción de las llantas en la planta de tratamiento: control de peso, selección de tipos, característica, composición, etc. así como separar aquellos que se puedan valorizar para el recauchutado.

La primera fase consiste en trocear las llantas a un tamaño de 10x10 cm, aproximadamente. En la siguiente fase se reduce el tamaño de los trozos a 2.5 cm, mediante maquinas en cascada que separan el acero (mediante imanes), las piedras y la tierra (mediante mesas densimetrías), y la fibra. Para la fabricación del polvo de goma (tamaños inferiores a 1.5 mm) la llanta troceado se hace pasar por un grupo de máquinas que realizan la molienda por fricción, la criba y la separación del resto de impurezas metálicas. Estas instalaciones necesitan mucha potencia y tienen un fuerte desgaste de cuchillas de corte, cilindros y platos de garras, que requieren mantenimiento continuo y de coste elevado.

**Esquema 1: Esquema del proceso de trituración mecánica**



**Fuente: Elaboración propia**

La principal ventaja de este método es que no contamina y permite ampliar la aplicación de los materiales recuperados de la llanta. La desventaja que se le puede atribuir, es el costo que implica al adquirir la maquinaria.

### c) Trituración criogénica

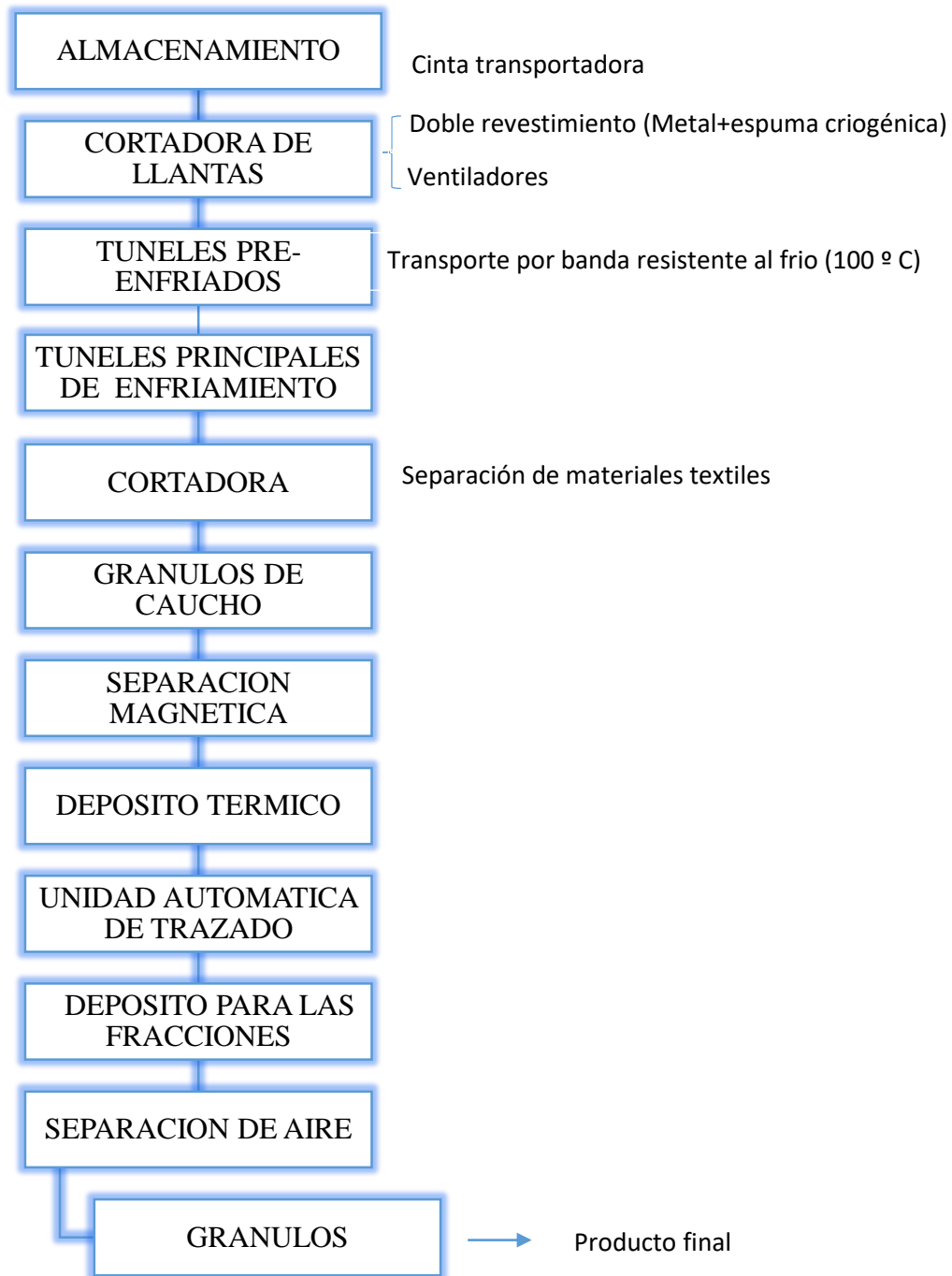
A muy bajas temperaturas (-200°C) el caucho se fragiliza desapareciendo su elasticidad característica siendo posible, por tanto, desintegrarlo fácilmente.

El proceso de molienda criogénica viene acompañado por un primer paso de enfriamiento de las piezas de caucho con nitrógeno líquido. Este proceso produce la congelación de las piezas. Las piezas congeladas pasan por un molino de impacto (similar a un percutor o martillo). El polvo obtenido se seca, se separan la fibra y el metal y se clasifica según los tamaños obtenidos.

La forma, tamaño, distribución de tamaños y características superficiales de las partículas de caucho molidas obtenidas por molienda criogénica son diferentes a las obtenidas por molienda a temperatura ambiente. Estas últimas tienden a tener una forma irregular con una considerable rugosidad superficial y el caucho es parcialmente oxidado en la superficie debido al calor generado durante el proceso. Sin embargo, las partículas del polvo obtenidas por molienda criogénica a una temperatura por debajo de -70°C presentan una superficie relativamente suave, un amplio rango de tamaño de partícula, así como una mínima oxidación superficial. Estas diferencias en la naturaleza y reactividad pueden producir diferentes propiedades en el producto final.

Las cifras de consumo de la molienda criogénica respecto de la mecánica son similares (para una planta de 35.000 toneladas/año consumiría 400Kw/h), o ligeramente inferiores, sin embargo, hay que añadirle el gasto de nitrógeno, se estima en 0.5-0.9 Kg. /Kg. caucho molido, Es decir la molienda criogénica presenta un coste capital más bajo pero un coste de operatividad mayor debido al elevado precio del nitrógeno líquido y a la fase adicional de secado requerida para eliminar la humedad.

**Esquema 2: Proceso de trituración criogénica.**



**Fuente: Elaboración propia**

### 2.7.7. Norma ASTM D6270-98

En 1998, ASTM publicó “la práctica estándar para el uso de llantas de desecho en ingeniería civil”. Esta norma fue revisada en el 2008 y aprobada de nuevo en 2012, presenta varias definiciones que son útiles para discutir el uso de A.D.L. en aplicaciones de ingeniería.

### 2.7.8. Granulometría

Los trozos de llanta generalmente se clasifican de manera uniforme (es decir, en su mayoría del mismo tamaño) y su tamaño máximo varía de acuerdo con el proceso de fabricación

La gradación se puede determinar en un agitador de tamices utilizando los mismos procedimientos que se utilizan para suelos (ASTM D422).

La sociedad americana para pruebas y materiales (ASTM) (2012) definen las dimensiones del caucho granulado de 0,167 - 0,472 pulg, dimensiones del polvo de llanta de 0,472 a 1,97pulg. y las dimensiones de trozos de llanta de 1,97-12 pulg. Estos fragmentos de neumáticos también se han clasificado según la práctica de construcción como **tipo A o B**.

### 2.7.9. Densidad seca y compactación

La densidad en seco compactado del A.D.L oscila generalmente de aproximadamente 300 a 700 Kg/m<sup>3</sup> dependiendo del tamaño de las partículas, así como de la energía aplicada para la compactación, que es alrededor de un tercio de la mitad de un suelo típico a continuación presentamos las densidades para diferentes tamaños de neumáticos triturados:

**Tabla 12 - a: Densidades secas de los trozos de neumático**

<b>Compactación</b>	<b>Tamaño de la partícula</b>	<b>Tipo de neumático triturado</b>	<b>Fuente de los neumáticos</b>	<b>Densidad seca</b>

<b>Método<sup>Un</sup></b>	<b>(mm)</b>			<b>(Kg/m<sup>3</sup>)</b>
Suelto	2 a 75	Mixto	Palmer shredding	341
Suelto	2 a 51	Mixto	Pino reciclaje estatal	482
Suelto	2 a 25	Vaso	F Y B empresas	495
Suelto	2 a 51	Mixto	Sawyer medioambiental	409
Suelto	51 máx.	Mixto	-----	466
Suelto	25 máx.	Mixto	-----	489
Vibración	25 máx.	Mixto	-----	496
Vibración	13 máx.	Mixto	-----	473
50 % Estándar	51 máx.	Mixto	-----	614
50 % Estándar	25 máx.	Mixto	-----	641
60 % Estándar	2 a 75	Mixto	Palmer shredding	620
60 % Estándar	2 a 51	Mixto	Pino reciclaje Estatal	643
60 % Estándar	2 a 25	Vaso	F Y B empresas	618
60 % Estándar	2 a 51	Mixto	Sawyer medioambiental	625

**Fuente: Norma A.S.T.M. D 6270 ± 98 2 “práctica estándar para uso de neumáticos triturado en aplicaciones de ingeniería civil”**

**Tabla 12 - b: Densidades secas de los trozos de neumático**

<b>Compactación</b>	<b>Tamaño de la partícula</b>	<b>Tipo de neumático triturado</b>	<b>Fuente de los neumáticos</b>	<b>Densidad seca</b>
---------------------	-------------------------------	------------------------------------	---------------------------------	----------------------

Método <sup>Un</sup>	(mm)			(Kg/m <sup>3</sup> )
Estándar	2 a 51	Mixto	Sawyer medioambiental	640
Estándar	51 max	Mixto	----	635
Estándar	38 max	Mixto	----	645
Estándar	25 max	Mixto	----	653
Estándar	13 max	Mixto	----	633
Estándar	20 a 75	----	Rodefelf	594 <sup>B</sup>
Estándar	20 a 75	----	Rodefelf	560 <sup>C</sup>
Modificado	2 a 51	Mixto	Sawyer medioambiental	660
Modificado	51 max	Mixto	----	668
Modificado	25 max	Mixto	----	685
----	50,8	Mixto	----	410 a 570

**Fuente: Norma A.S.T.M. D 6270 ± 98 2 “práctica estándar para uso de neumáticos triturado en aplicaciones de ingeniería civil”**

**Un Compactación métodos:**

**Suelto** = No compactado

**Vibración** = Método de Prueba D 4253

**50 % Estándar** = Impacto compactación con energía de 296,4 kJ/m<sup>3</sup>.

**60 % Estándar** = Impacto compactación con energía de 355,6 kJ/m<sup>3</sup>.

**Estándar** = Impacto compactación con energía de 296,4 kJ/m<sup>3</sup>.

**Modificado** = Impacto compactación con energía de 2693 kJ/m<sup>3</sup>.

El esfuerzo de compactación es aproximadamente el 50% a 60% de la energía utilizada en proctor standard, y tiene poco efecto sobre la densidad seca compactada de A.D.L. del mismo modo, el contenido de agua tiene un efecto insignificante en compactación de A.D.L., la vibración parece tener un efecto insignificante en la compactación de pura de A.D.L. pero es útil para la compactación de las mezclas de A.D.L. / arena



### 2.7.10. Compresibilidad

El A.D.L. es altamente comprimible, especialmente cuando está sometida a la carga inicial, debido a su alta porosidad, cerca de 20 a 30% de deformación se puede esperar en condiciones de carga típicas, mientras que hasta un 65% de deformación puede ocurrir en condiciones de carga verticales de alrededor de 21.000 libras por pie cuadrado (psf).

Las pruebas de compresión han sido completadas por una serie de investigadores. ahmed (1993) completó las pruebas de compresibilidad del A.D.L. y A.D.L. / suelo y mostró que en las diversas mezclas de A.D.L. / suelo, aumentó el total de compresión con el aumento del porcentaje de neumáticos triturados, donde se observó el valor más alto de la compresión al utilizar el 100 % de neumáticos triturados. Ahmed (1993) también encontró que las mezclas mixtas de A.D.L. / suelo proporcionan menores porcentajes de vacíos. Edil y bosscher (1994) implementaron ensayos de compactación basado en la norma ASTM D 698 y la ASTM D 1557. Estos procedimientos implican el uso de dispositivos de compresión de 4 pulgadas de diámetro o de 6 pulgadas.

La mayor parte de esta compresión se producirá tras aplicar la carga inicial. Parece que la compresibilidad aumenta cuando se tiene A.D.L. de mayor tamaño, sin embargo, las diferencias son muy pequeñas

**Tabla 13: Compresibilidad al aplicar carga inicial**

tamaño de Partículas (mm)	Tipo de neumático triturado	Fuente	Densidad inicial seca (Kg/m3)	Tensión vertical (%) en tensión vertical indicada (kPa)				
				10	25	50	100	200
2 a 75	Mixto	Palmer	Compactado	7 a 11	16 a 21	23 a 27	30 a 34	38 a 41
2 a 51	Mixto	Estado de pino	Compactado	8 a 14	15 a 20	21 a 26	27 a 32	33 a 37

2 a 25	Vaso	F Y B	Compactado	5 a 10	11 a 16	18 a 22	26 a 28	33 a 35
2 a 51	Mixto	Sawyer	Compactado	5 a 10	13 a 18	17 a 23	22 a 30	29 a 37
	Mixto		Compactado	4 a 5	8 a 11	13 a 16	18 a 23	27
75 max	Mixto	Estado de pino	510 a 670	12 a 20	18 a 28	--- -	----	----
2 a 51	Mixto	Estado de pino	Suelto	18	34	41	46	52
2 a 25	Mixto	F Y B	Suelto	8	18	28	37	45
	----		Suelto	9	12 a 17	17 a 24	24 a 31	30 a 38

**Fuente: Norma A.S.T.M. D 6270 ± 98 2 “práctica estándar para uso de neumáticos triturado en aplicaciones de ingeniería civil”**

### 2.7.11. Conductividad térmica

La conductividad térmica (K) de un material se refiere a su capacidad para conducir el calor y la temperatura. La transferencia de calor se produce a una tasa mayor a través de materiales de alta conductividad térmica. Por lo tanto, los materiales de baja conductividad térmica se utilizan como aislantes. El A.D.L. tiene baja conductividad térmica debido a la baja conductividad térmica del caucho. Los estudios de laboratorio y de campo realizados en maine indican lo siguiente:

- Para A.D.L, “K” disminuye a medida que aumenta la densidad de A.D.L.
- Para A.D.L, aumenta “K” cuando el gradiente de temperatura aumenta.
- Para mezclas A.D.L / Arena, “K” disminuye al aumentar el contenido de A.D.L.

### 2.7.12. Permeabilidad

La ASTM ha desarrollado muchas normas y prácticas de las pruebas de los materiales para el diseño de ingeniería. Para el A.D.L. la conductividad hidráulica se puede estimar usando el ensayo D-2434 de la norma ASTM con un permeámetro de carga constante para los tamaños de partícula menor que 0,75 pulgadas (ASTM, 2006).

La propiedad técnica más importante en las aplicaciones de drenaje es la permeabilidad, también conocida como conductividad hidráulica. La permeabilidad se relaciona con la relación de vacíos, que es una medida del espacio vacío entre las partículas del agregado. El fluido circula por el espacio vacío. En el caso de estas dos propiedades, la relación de vacíos, y a su vez la permeabilidad, disminuyen a medida que aumenta el esfuerzo vertical.

La permeabilidad será mayor a 1 cm/s con una relación de vacíos mayor a 0.4 y con una relación de vacíos de 0.2, la permeabilidad es aproximadamente unos 0.25 cm/s, lo cual es adecuado para la mayoría de las aplicaciones de drenaje.

Un resumen de las pruebas de laboratorio permeabilidad se proporcionan en la siguiente tabla:

**Tabla 14: Conductividades hidráulicas de neumático triturado**

<b>Tamaño de las partículas</b>	<b>Relación de vacíos</b>	<b>Densidad seca</b>	<b>Conductividad hidráulica</b>
<b>(mm)</b>		<b>(Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>(cm/s)</b>
25 a 64		469	5,30 a 23,50
25 a 64		608	2,90 a 10,90
5 a 51		470	4,90 a 59,30
5 a 51		610	3,80 a 22,00
38	-----	-----	1,40 a 2,60
19	-----	-----	0,80 a 2,60
10 a 51	0,93	644	7,70

10 a 51	0,49	833	2,10
20 a 76	1,11	601	15,40
20 a 76	0,58	803	4,80
10 a 38	0,83	622	6,90
10 a 38	0,41	808	1,50
10 a 38		653	0,58

**Fuente: Norma A.S.T.M. D 6270 ± 98 2 “práctica estándar para uso de neumáticos triturado en aplicaciones de ingeniería civil”**

**Tabla 15: Conductividades hidráulicas de mezclas de neumático y tierra**

<b>Tamaño máximo de trozos neumático</b>	<b>Tipo de tierra</b>	<b>% Neumático basado en el peso total</b>	<b>Densidad seca</b>	<b>Hidráulico conductividad</b>
<b>(mm)</b>			<b>(Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>(Cm/s)</b>
----	Ottawa Arena	0	1890	1,63 x10 <sup>-4</sup>
25	Ottawa Arena	15,50	1680	1,83 x10 <sup>-3</sup>
25	Ottawa Arena	30,10	1530	3,53 x10 <sup>-3</sup>
25	Ottawa Arena	37,70	1410	8,73 x10 <sup>-3</sup>
----	Crosby Caja	0,00	1910	8,93 x10 <sup>-7</sup>
25	Crosby Caja	14,80	1700	1,83 x10 <sup>-5</sup>
25	Crosby Caja	30,10	1390	2,13 x10 <sup>-3</sup>
25	Crosby Caja	40,00	1200	8,83 x10 <sup>-3</sup>

13	Crosby Caja	40,00	1190	$9,73 \times 10^{-3}$
----	-------------	-------	------	-----------------------

**Fuente: Norma A.S.T.M. D 6270 ± 98 2 “práctica estándar para uso de neumáticos triturado en aplicaciones de ingeniería civil”**

## 2.8. APLICACIÓN

Las propiedades de las llantas trituradas proporcionan beneficios adicionales a las aplicaciones en ingeniero civil, tales como la vibración y el control de sonido, opciones ligeras para la prevención de erosión y los deslizamientos de tierra, y el drenaje por medio de sistemas lixiviados.

El A.D.L. se puede utilizar en dos formas para ayudar a remover el agua del corte transversal de la superficie.

- La primera es una capa permeable de drenaje por debajo de la base de agregado convencional. El A.D.L. debe estar cubierto de una capa de 1 a 1.5 m (3,28 a 5 pies) de agregado convencional para reducir al mínimo la influencia de la compresibilidad del A.D.L. sobre el desempeño del pavimento en vialidades con mucho tráfico vehicular. Por lo tanto, el A.D.L. para esta aplicación se debe colocar en una parte relativamente profunda del corte transversal del pavimento.
- La segunda aplicación en la que se usa A.D.L. es como reemplazo del drenaje convencional en desagües laterales de las carreteras. Estos desagües se localizan hacia la orilla de la vialidad, por lo que la restricción sobre el grosor de la capa superior no se aplica en este caso. La base de agregado convencional debe drenar hacia el desagüe lateral. El uso de desagües para los bordes es particularmente adecuado en cortes transversales donde no es posible tener drenaje por gravedad hacia alguna zanja, y en lugares en los que los mantos freáticos son altos, así como en lugares urbanos donde sea impráctico construir zanjas perimetrales.

La clasificación neumáticos también se han clasificado según la práctica de construcción como tipo A o B, como se muestra a continuación:

El A.D.L. del **tipo A** es más pequeño y adecuado para su uso en aplicaciones de amortiguación de aislamiento, drenaje, y la vibración.

El A.D.L del **tipo B** es más grande y adecuado para relleno terraplén ligero, y los sistemas de recolección de gas.

## 2.9. DISEÑO

Para realizar el diseño con el agregado derivado de llantas (A.D.L.) se puede seguir el mismo procedimiento para la determinación del caudal de diseño, espaciamiento, diseño de la sección de tubería y selección de geotextil como los presentados en los subdrenajes tradicionales lo que debemos tomar en cuenta es en diseño del filtro.

### 2.9.1. Diseño del filtro

#### A. Granulometría requerida

La norma americana ASTM D 6270-98 recomienda utilizar agregado derivado de llantas del tipo A esto para evitar problemas de reacciones exotérmicas y tener un buen drenaje para el proyecto, a continuación, se presenta la granulometría del TIPO A:

**Tabla 16: Granulometría “tipo A”**

Tipo de A.D.L	A
Tamiz	Peso que pasa (%)
12" (300 mm)	-
8" (200 mm)	-
4" (100 mm)	100 %
3" (75 mm)	95-100%
2" (50 mm)	0-50%
Nº 4 (4.75 mm)	0-5%

**Fuente: Norma A.S.T.M. D 6270 ± 98 “práctica estándar para uso de neumáticos triturado en aplicaciones de ingeniería Civil”**

#### B. Espesor de la capa de agregado derivado de llantas

Varios incidentes de auto-combustión se han observado al usar A.D.L. como material de construcción sin ninguna causa externa conocida. Un estudio cuidadoso de los casos

de auto-combustión dio lugar a las recomendaciones de diseño para evitar el problema, como ser:

- Los trozos de llanta deben estar libres de contaminantes tales como aceite, grasa, gasolina y combustible diésel que podría crear incendios.
- Los trozos de llanta no deben contener los restos de neumáticos que han sido sometidos previamente a incineración (residuos de líquidos de neumáticos pueden causar un incendio).
- Las capas de A.D.L. debe limitarse a un espesor de 3 m, a menos de una capa intermedia no combustible está presente (comité ad hoc ingeniería civil, 2002).

Las reacciones exotérmicas se identificaron como el principal problema en lo que respecta a la auto-combustión, pero la oxidación de los cinturones de acero y / o la oxidación del caucho eran también posibles causas (arroyo et al., 2011). Otros factores que contribuyen incluyen aumento de las concentraciones de oxígeno de la intrusión de aire libre, aumento de la presencia de agua, capas muy gruesas de TDA, y la cinta de acero expuesto al aire (arroyo et al., 2011).

Moo - Young (2003) realizó un análisis termo gravimétrico (T.G.A.), una técnica de análisis térmico utilizado para medir los cambios en la masa de peso de una muestra como una función de la temperatura. T.G.A. se utiliza comúnmente para determinar las temperaturas de degradación, los niveles de disolvente residual, absorbido contenido de humedad y la cantidad de carga no combustible inorgánico en la composición del material (Moo - Young, 2003). Se encontró que, en general, los trozos de llanta se mantuvieron estables hasta temperaturas de aproximadamente 392 ° F. Esta estabilidad a alta temperatura indica que otros mecanismos pueden ser atribuidos a las reacciones exotérmicas para la auto-combustión del A.D.L en rellenos.

## **2.10. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS**

Los trozos de llanta deben estar libres de cualquier contaminante como el aceite, grasa, gasolina, combustible diesel, etc., que podrían filtrarse en el agua subterránea, creando un peligro de incendio o contaminar el agua que fluye por el drenaje. En ningún caso los trozos de llanta contener los restos de neumáticos que han sido afectados por un

incendio. Los trozos de llanta deben estar libres de fragmentos de madera, astillas de madera, y otra materia orgánica fibrosa.

**Llantas trituradas del tipo A:** los A.D.L. del tipo A deberá tener una dimensión máxima de 200 mm (tamiz de 8”) Además, el A.D.L. del tipo A deberá pasar un 100% por el tamiz de 100 mm (tamiz de 4”), un mínimo del 95% del material debe pasar por el tamiz de 75 mm (tamiz de 3”), un mínimo del 50% del material debe pasar por el tamiz de 50 mm tamiz (tamiz de 2”), y un máximo de 5% del material debe pasar por el tamiz No. 4.

**Geotextiles:** El A.D.L. para el drenaje debe de estar separado del suelo circundante por una capa de geotextil. Cualquier costura formada por tramos adyacentes de geotextil se debe realizar un traslape mínimo de 450 mm a lo largo, y en la parte superior del drenaje el geotextil tendrá una traslape mínimo de 300 mm.

#### **A. Colocación**

Una vez ejecutados los trabajos de topografía para la demarcación de la zanja, en cuanto a alineamiento y profundidad y previa conformidad del Ingeniero Inspector, podrá iniciarse de inmediato su excavación.

La zanja se comenzará por el extremo de descarga del sub-drenaje de modo que se mantenga drenada durante su construcción.

Al realizar los trabajos de excavación y relleno. Si se usa geotextil o geocompuesto, afinar la superficie de la zanja, removiendo todas las proyecciones que puedan dañar el geotextil o el geocompuesto. Reponer el geotextil o el geocompuesto dañado durante la instalación. Realizar las reparaciones al geocompuesto de acuerdo a las recomendaciones del fabricante.

El lecho de la zanja se limpiará de raíces y materiales vegetales y se acondicionará para recibir el tubo de acuerdo con el propósito para el cual haya sido instalado el subdrenaje.

Si el terreno a drenarse está constituido por un suelo impermeable, (caso de dren interceptor), el tubo se colocará firmemente en el fondo de la zanja y se apisonará el material del lecho en su alrededor hasta los agujeros en el caso de tubos perforados y



hasta el tercio inferior en el de tubos de juntas abiertas, con el fin de evitar la acumulación de agua bajo el tubo.

Si el terreno donde está ubicada la zanja es permeable, y lo que se pretende es hacer descender el nivel freático o si el fondo de la zanja fuese rocoso, se colocará una capa de 10 a 15 cm de material de filtro, sobre la cual se colocará el tubo.

Proveer una tubería colectora de por lo menos 102 milímetros (4 pulgadas) de diámetro en todos los subdrenajes.

Unir las secciones de tubería en forma segura con los aditamentos de acople o por medio de bandas. Unir las tuberías de cloruro de polivinilo (PVC) o Estireno-butadieno-nitrilo acrílico (ABS), usando un sello flexible elastomérico o un cemento con solvente. Unir tubería de polietileno con bandas de acople, remachadas, atornilladas, de acuerdo a la recomendación del fabricante.

Una vez instalada la tubería, se solicitará la autorización del ingeniero inspector para iniciar el relleno con el material del filtro.

El A.D.L. para el drenaje debe colocarse y compactarse en tres capas de 300 mm cada uno. Cada capa debe ser compactada realizando dos pasadas de un rodillo del pie de empuje manual del apisonamiento con un peso estático mínimo de 8.9 kN. el compactador tendrá una anchura máxima que sea menor a la anchura de la zanja. Se debe tener cuidado para mantener el compactador alejado del geotextil durante las operaciones de compactación. El compactador debe estar a no menos de 150 mm de distancia de los bordes del geotextil. Todo daño en el geotextil causada por las operaciones de compactación, deben ser reparados por el contratista a fin de evitar la infiltración del suelo circundante en el drenaje con A.D.L si la parte superior de cualquier capa se contamina por la adición de material extraño como la materia orgánica, aceite, grasa, gasolina o combustible diesel, el material contaminado deberá ser removido y reemplazado con el material especificado, sin costo adicional.

### **CAPITULO III**

#### **DESARROLLO EXPERIMENTAL DEL AGREGADO DERIBADO DE LLANTAS**

##### **3.1. ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN**

La presente investigación del “ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL AGREGADO DERIVADO DE LLANTAS EN EL SUBDRENAJE TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE CARRETERAS ASFALTADAS” está enfocada a demostrar que el agregado derivado de llantas posee buenas propiedades para ser usado como material sustituto en el subdrenaje, para ello se lo someterá la muestra de A.D.L. a diferentes pruebas de laboratorio para demostrar la hipótesis planteada.

##### **3.2. UBICACIÓN DE LOS MATERIALES**

###### **A. Llantas:**

Las llantas necesarias para la realización de esta investigación fueron traídas de un centro de acopio (gomería de transporte medio) ubicada en la zona de la parada del norte sobre la carretera a tomatitas antes de llegar al cruce de san mateo.

**Grafica 10: Ubicación del centro de acopio de llantas usadas**



**Fuente: Elaboración propia**

## B. Arena:

La muestra de arena necesaria para realizar los ensayos de laboratorio fue extraída del centro de acopio de la empresa erika que se encuentran ubicado al noreste de la ciudad de Tarija sobre la carretera al rancho pasando el surtidor moto méndez y está a orillas del rio guadalquivir.

**Grafica 11: Ubicación del centro de acopio de la arena**



**Fuente: Elaboración propia**

## 3.3. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES UTILIZADOS

### A. Preparación de las muestras:

Los laboratorios de caracterización fueron realizados con muestras de A.D.L. y mezclas de A.D.L./arena con cinco preparaciones como se muestra a continuación:

- 100% A.D.L.
- 100% Arena.
- 1 A.D.L.: 1 Arena.
- 1 A.D.L.: 2 Arena.
- 1 A.D.L.: 3 Arena.

La proporción de las muestras que se utilizaron es en función al peso del material.

### B. Ensayo de granulometría

Para poder realizar este ensayo se siguió la metodología descrita en la norma ASTM D-422. donde como primer paso se procedió preparar las muestras de 100 % A.D.L, 100% arena, 1 A.D.L / 1 Arena, 1 A.D.L / 2 arena, 1 A.D.L / 3 arena. que serán

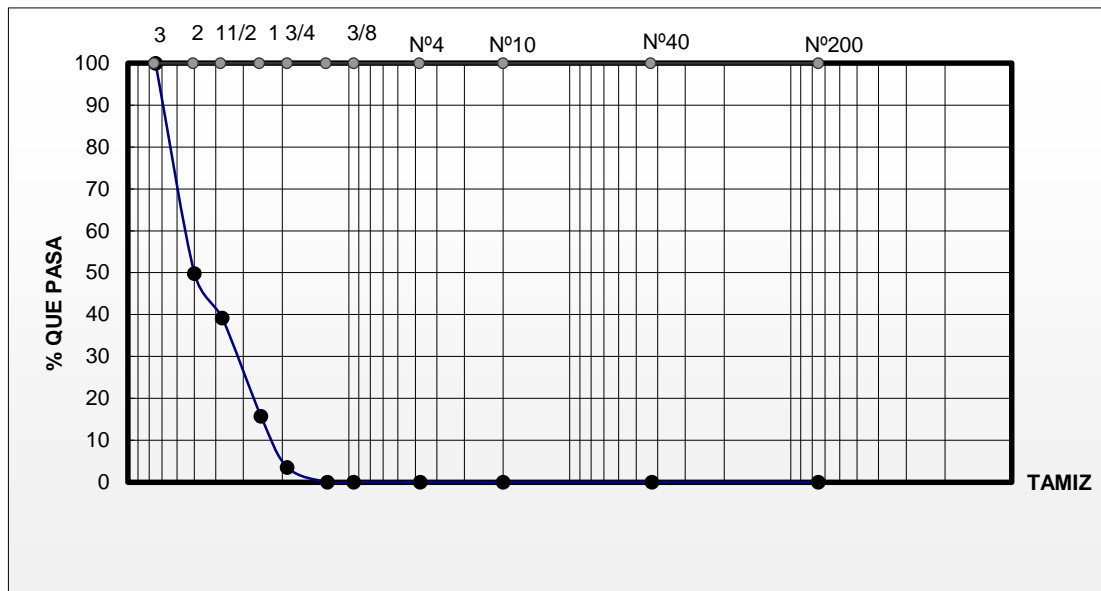
sometidas al proceso de separación de partículas mediante los tamizes de la serie taylor, pesando el material en la balanza digital, una vez preparadas las muestras se procedió a realizar el tamizado mecánico con el tamizador eléctrico con él cuenta el laboratorio de suelo, luego se procedió a realizar el pesaje los materiales retenidos en los tamizes con ayuda de las balanzas electrónicas para luego realizar el trabajo de gabinete donde se obtuvieron las diferentes curvas granulométricas de cada muestra cómo se presenta a continuación

**Tabla 17: Granulometría de 100 % A.D.L.**

Abertura tamiz		% En peso que pasa del total
(Serie Taylor*)	(en mm)	(en %)
2½"	63,50	100,00
2"	50,80	49,83
1½"	38,10	39,23
1"	25,40	15,73
¾"	19,05	3,52
⅜"	9,52	0,00

**Fuente: Elaboración propia**

**Grafica 2: Curva granulométrica 100 % A.D.L.**



**Fuente: Elaboración propia**

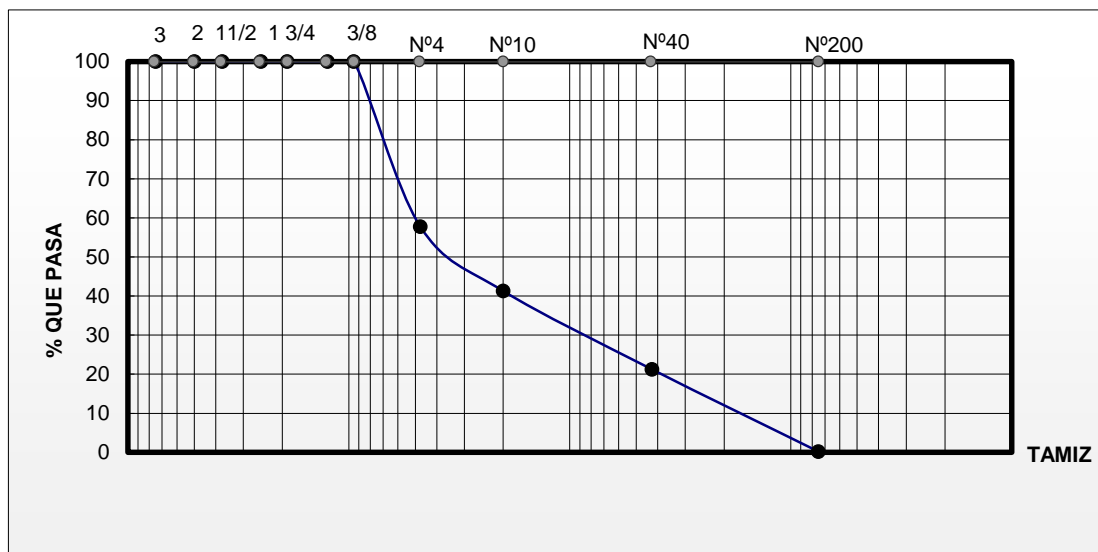
En la gráfica de la curva granulométrica del A.D.L se puede apreciar una distribución de partículas muy uniforme teniendo solo un 49.83 % de material que pasa por el tamiz de 2" y esto debido a que se requiere cumplir con lo especificado por la norma ASTM que requiere 0-50 % del material pasante por el tamiz de 2" y de 5-0% por el tamiz N°4.

**Tabla 18: Granulometría de 100 % arena**

Abertura tamiz		% En peso que pasa del total
(Serie Taylor*)	(en mm)	(en %)
No.4	4,75	57,76
No.10	2,00	41,28
No.40	0,43	21,26
No.200	0,08	0,24
Pasa No.200	-	

**Fuente: Elaboracion propia**

**Grafica 3: Curva granulométrica 100 % arena**



**Fuente: Elaboración propia**

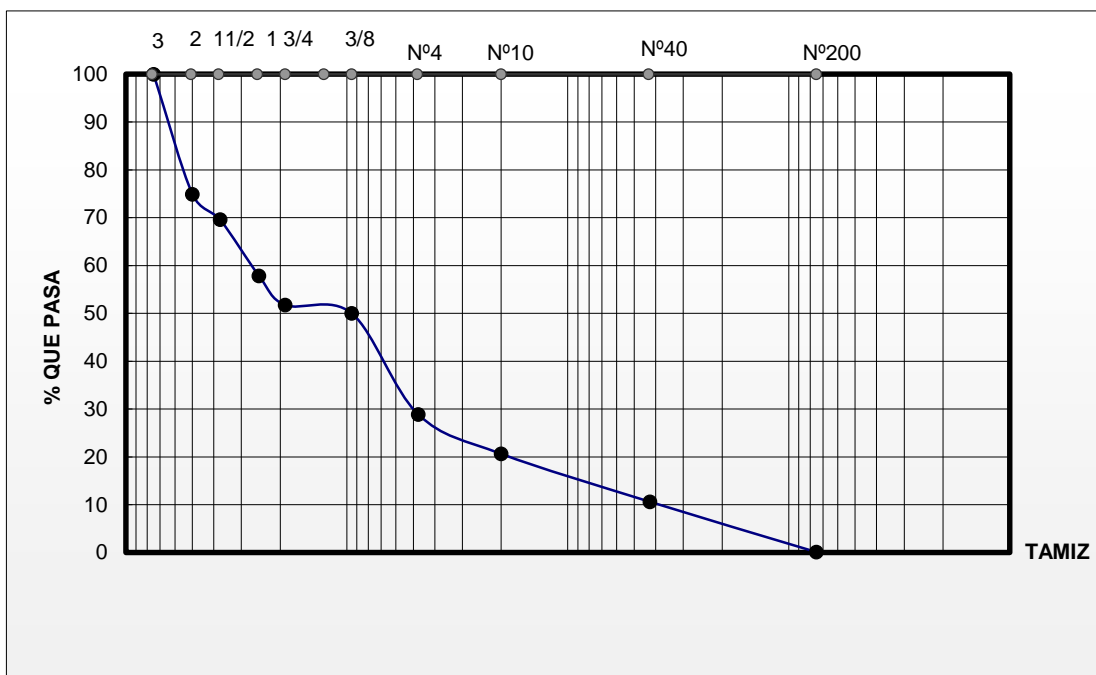
En la curva granulométrica de la arena se puede observar poca presencia de finos esto debido a por el tamiz N° 200 pasa menos del 5 % del material, además se puede decir que es una arena gruesa ya que el 43 % del material es retenido por el tamiz N°4

**Tabla 19: Granulometría de 1 A.D.L. / 1 arena**

Abertura tamiz		% En peso que pasa del total
(Serie Taylor*)	(en mm)	(en %)
2½"	63,50	100,00
2"	50,80	74,91
1½"	38,10	69,61
1"	25,40	57,86
¾"	19,05	51,76
⅜"	9,52	50,00
No.4	4,75	28,88
No.10	2,00	20,64
No.40	0,43	10,63
No.200	0,08	0,12

**Fuente: Elaboración propia**

**Grafica 4: Curva granulométrica de 1 A.D.L. / 1 arena**



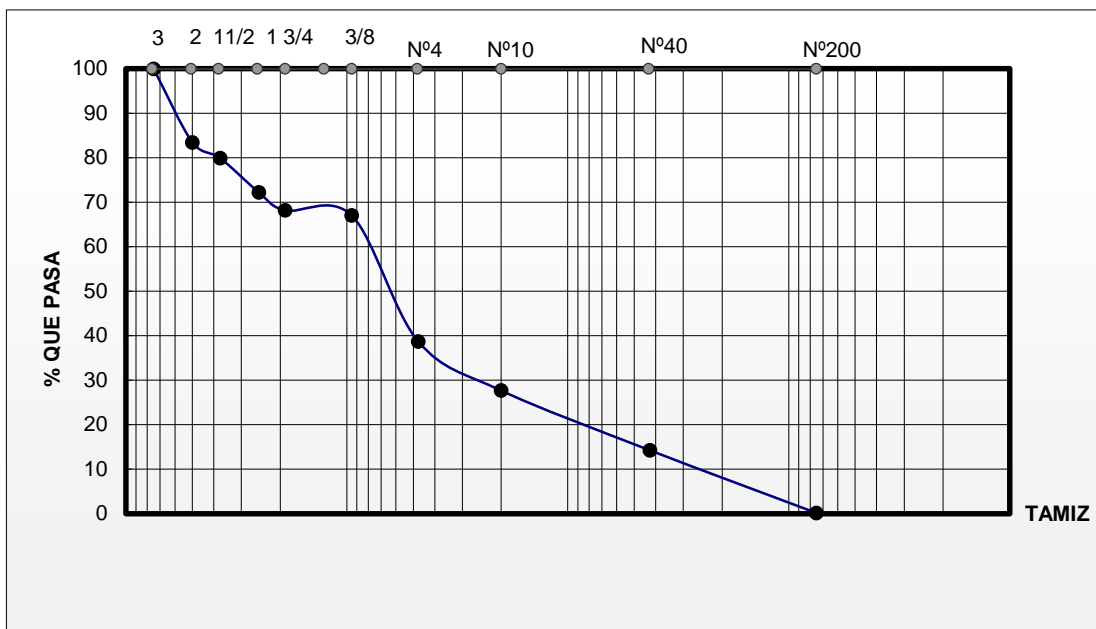
**Fuente: Elaboración propia**

**Tabla 20: Granulometría de 1 A.D.L. / 2 arena**

Abertura tamiz		% En peso que pasa del total
(Serie Taylor*)	(en mm)	(en %)
2½"	63,50	100,00
2"	50,80	83,44
1½"	38,10	79,94
1"	25,40	72,19
¾"	19,05	68,16
⅜"	9,52	67,00
No.4	4,75	38,70
No.10	2,00	27,66
No.40	0,43	14,24
No.200	0,08	0,16

**Fuente: elaboración propia**

**Grafica 5: Curva granulometría de 1 A.D.L. / 2 arena**



Fuente elaboración propia

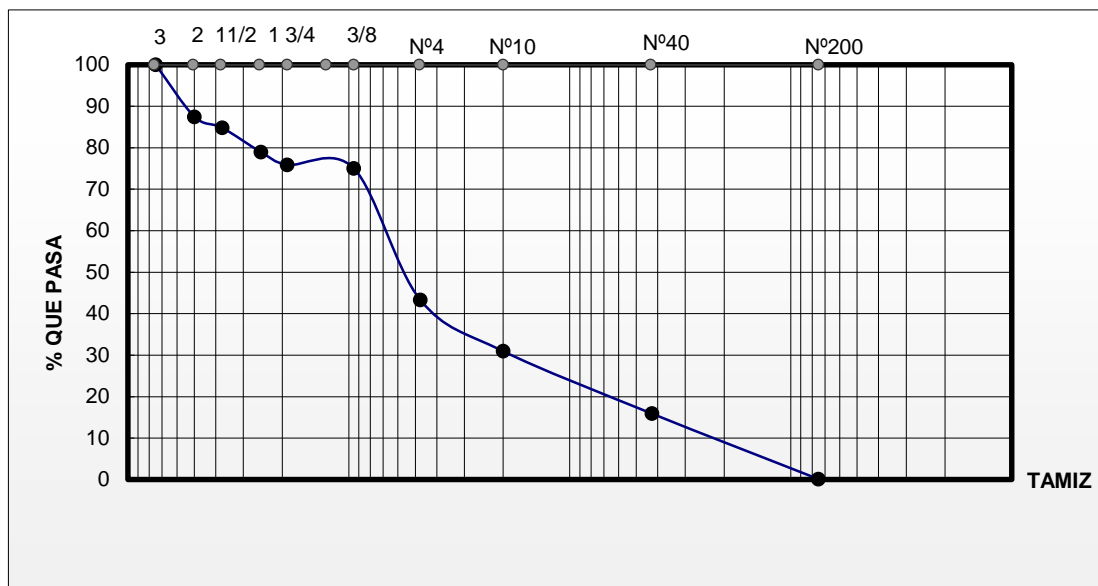
**Tabla 21: Granulometría de 1 A.D.L. / 3 arena**

Abertura tamiz		% En peso que pasa del total
(Serie Taylor*)	(en mm)	(en %)
2½"	63,50	100,00
2"	50,80	87,46
1½"	38,10	84,81
1"	25,40	78,93
¾"	19,05	75,88
⅜"	9,52	75,00
No.4	4,75	43,32
No.10	2,00	30,96
No.40	0,43	15,95
No.200	0,08	0,18

Fuente: elaboración propia



**Grafica 6: Curva granulométrica de 1 A.D.L. / 3 arena**



**Fuente: Elaboración propia**

### C. Clasificación

En la clasificación de suelos para el material de esta investigación se utilizó el sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S) y el sistema de la asociación americana de agencias oficiales de carreteras y transporte (AASHTO), en el que se deben determinar los valores de límites líquido y plástico de una fracción de suelo según sea el material. A continuación, se encuentra la clasificación de la arena:

#### a) Arena

Su clasificación según el sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S), es SP, con un  $C_u = 28$  y  $C_c = 1,89$ , que lo determina como arena bien graduada, son arenas con grava con pocos finos o sin ellos.

Según el sistema de la asociación americana de agencias oficiales de carreteras y transporte (AASHTO), es A-3 arena fina, sin finos de arcilla, limo o con una pequeña cantidad de limo no plástico.

### D. Investigación sobre la permeabilidad del agregado derivado de llantas (A.D.L.) y de las mezclas de A.D.L. con arena

Para poder realizar este ensayo se siguió la metodología descrita en la norma ASTM D-2434. donde como primer paso se procedió preparar las muestras de 100 % A.D.L, 100% arena, 1 A.D.L / 1 arena, 1 A.D.L / 2 arena, 1 A.D.L / 3 arena. Que serán sometidas al ensayo de permeabilidad con el permeámetro de carga constante, pesando el material en la balanza digital, una vez preparadas las muestras se procedió a la instalación del equipo colocando primero el embudo en el soporte metálico fijando una altura de carga solo sobre el permeámetro, después se procedió a sacar las dimensiones (diámetro interno, altura del permeámetro) del permeámetro con ayuda de un calibrador vernier o pie de rey, una vez obtenidas las medidas se procedió a realizar el pesaje del permeámetro vacío con sus dos piedras porosas con ayuda de la balanza digital, después se procedió a llenar el permeámetro con las muestras preparadas colocando una piedra porosa a cada extremo del permeámetro y asegurando el equipo, luego se procedió a realizar el pesaje del permeámetro con la muestras preparadas, una vez registrado ese dato se procedió a la conexión de las mangueras del permeámetro con el embudo y se procedió a la saturación del material haciendo circular el agua a través del muestras preparadas esto durante varios minutos, una vez saturada nuestras muestras se procedió a realizar el aforo correspondiente con ayuda de un cronometro y de una probeta de 500 ml y 5 ml. Una vez realizado los aforos se procedió a tomar la temperatura del agua con ayuda de un termómetro. Y después del trabajo de gabinete se obtuvieron los siguientes resultados

**Tabla 22: Permeabilidad y relación de vacíos para el A.D.L. y arena**

Dosificación		k	e
A.D.L.(%)	Arena (%)	cm/s	-
100,00	-	3,57E-01	3,90E-01
50,00	50,00	1,30E-02	2,50E-01
33,00	67,00	1,40E-03	2,30E-01
25,00	75,00	1,10E-03	2,10E-01
-	100,00	1,00E-03	2,00E-01

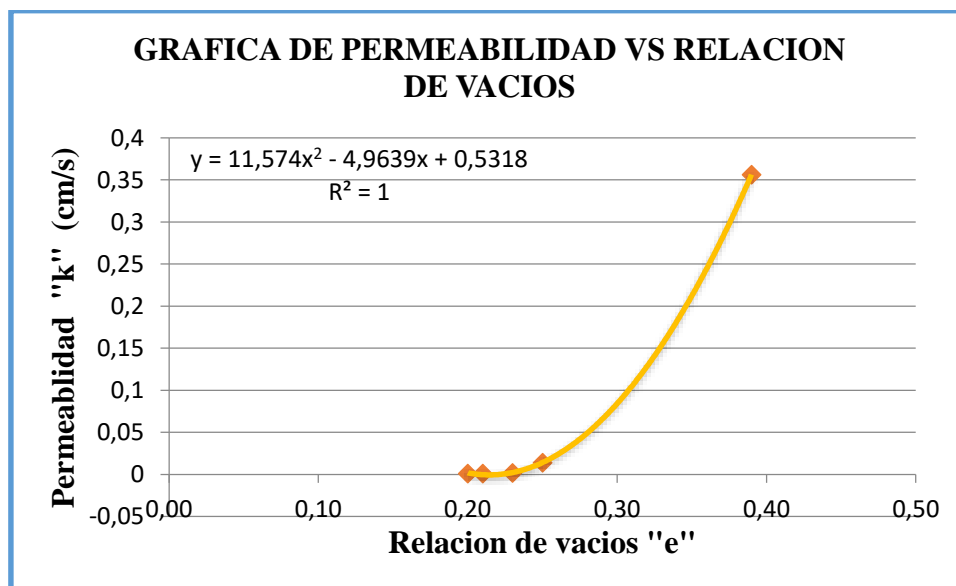
**Fuente: Elaboración propia**

**Figura 18: Permeámetro de carga constante**



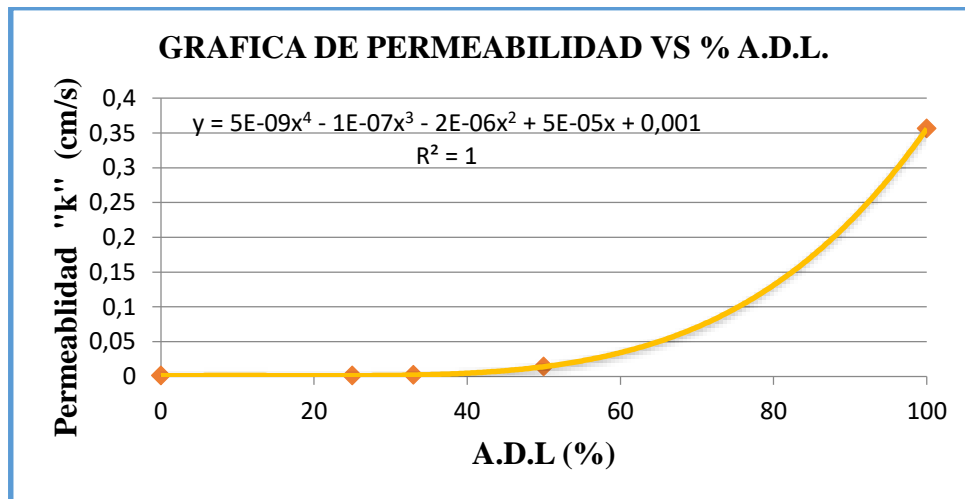
**Fuente: Elaboración propia**

**Grafica 7: Permeabilidad en función de la relación de vacíos para el A.D.L /arena**



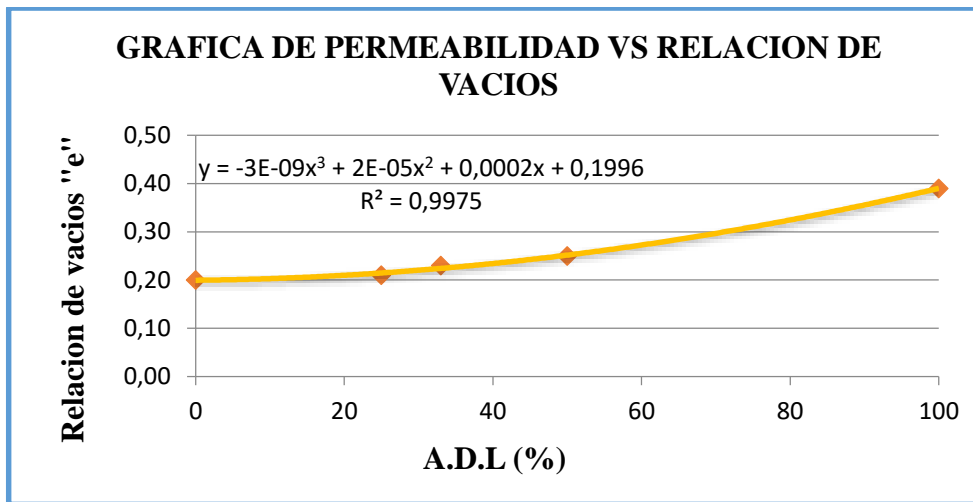
En la **tabla 22** presentada en los ensayos de permeabilidad se puede apreciar las permeabilidades tanto del A.D.L. como también de arena y de las distintas mezclas de A.D.L./arena, se puede observar un coeficiente de permeabilidad de A.D.L. de 0.36 cm/s que mezclarlo con arena va decreciendo esto es debido a que la arena está yendo a ocupar los espacios vacíos de reduciendo así la porosidad del A.D.L. esto se puede apreciar también en la gráfica presentada de permeabilidad vs relación de vacíos donde se puede apreciar que a medida que se reduce la relación de vacíos se reduce la permeabilidad del A.D.L. esto porque al reducir los vacíos se disminuye el libre movimiento del agua a través del suelo.

**Gráfica 8: Permeabilidad en función del % de A.D.L.**



**Fuente: Elaboración propia**

En la **gráfica 8** de permeabilidad vs % de A.D.L. podemos notar que de 0 – 40 % aproximadamente de A.D.L. que mezclado con arena no tiene mucha variación en la permeabilidad esto debido a que la relación de vacíos tiene poca variación.

**Grafica 9: Relación de vacíos en función del % de A.D.L.**

**Fuente: Elaboración propia**

En la **gráfica 9** podemos notar que a medida que se va incrementando la cantidad de agregado derivado de llantas (A.D.L.) la relación de vacíos va incrementando esto es debido a los tamaños uniformes que presenta el agregado derivado de llantas (A.D.L.) en su granulometría.

### **3.4. INVESTIGACIÓN SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LA UTILIZACIÓN DEL AGREGADO DERIVADO DE LLANTAS EN EL SUBDRENAJE**

Se requiere diseñar el subdrenaje en la carretera “CANALETAS – ENTRE RÍOS” ubicada en el departamento de Tarija, provincia O CONOR municipio de Entre Ríos al “ESTE” de la capital de cercado desde la progresiva 15+130 hasta la progresiva 15+660 por la presencia de filtraciones en el talud de corte del margen derecho, este problema se presentó luego de la excavación de corte cuando se entró en época de lluvias las primeras precipitaciones produjeron filtraciones de agua en el área demarcada. (Referencia: datos obtenidos de la tesis “Dimensionamiento de estructuras de drenaje subterráneo aplicado a carreteras: tramo canales - Entre Ríos variante” autor: ing. Vilte Sandoval Yamil)

La información de la zona es la siguiente:

**Topografía:** Zona montañosa con taludes casi verticales.

**Vegetación:** Bosques.

**Ancho de vía:** El ancho de vía son 7 m. con 1m de bermas.

De acuerdo a la exploración del subsuelo se establece lo siguiente:

**Tipo de suelo:** El material presente en la zona es suelo “Limoso con mezcla de Arena fina y Arcilla” con una clasificación:

**S.U.C.S.: ML-CL**

**A.A.S.H.T.O.: A-4**

**Nivel freático:** Se detectó al nivel freático a los 1.02 m.

**Coefficiente de permeabilidad:** Tras realizar los laboratorios se determinó un coeficiente de permeabilidad de:

$$k = 4,94 * 10^{-6} \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

**Precipitación media anual:** Precipitación media de frecuencia anual registrada en el proyecto extraída de las curvas de intensidad-duración-frecuencia es la siguiente:

$$I = 27,02 \text{ mm/h}$$

De acuerdo a la topografía del proyecto la zona afectada se divide 6 tramos como se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 23: Tramos y sus longitudes para la aplicación práctica**

Tramo	Longitud
	m
I	50,00
II	100,00
III	91,00
IV	99,00
V	100,00
VI	90,00

**Fuente: Elaboración propia**

#### **A. Cálculos para el diseño**

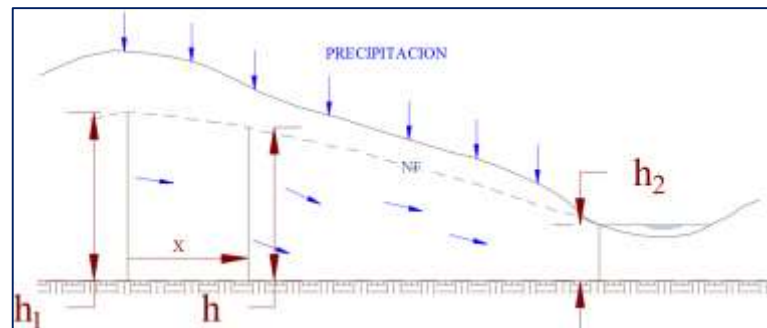
##### **a) Dirección de las líneas de flujo**

Como se puede observar en el esquema 3 de la sección transversal de la carretera según la hipótesis de flujo unidimensional y uniformemente distribuido en el espesor se pudo

determinar la profundidad del nivel freático que se encuentra a 1,02 m de la superficie de terreno.

La dirección del flujo según el esquema 3 es casi perpendicular a la sección de la carretera por lo que para poder controlar el nivel freático proveniente del talud y hacer descender el mismo se decidió realizar el diseño de un subdren longitudinal, del tipo zanja drenante con material filtrante, geotextil y tubería perforada, en la sección afecta para poder garantizar la estabilidad de la plataforma.

**Esquema 3: Dirección del flujo**



**Fuente: Elaboración propia**

**1) Tramo I ( $L = 50,00$  m)**

**a) Caudal de diseño**

Resulta muy difícil saber con exactitud conocer el caudal que va a fluir hacia los drenes por ello que es recomendable para estos casos adoptar caudales de diseño un poco excedidos a comparación de los caudales que se obtienen mediante fórmulas:

Para poder obtener el caudal de diseño se debe tener en cuenta dos tipos de aportaciones que son: las provenientes de infiltración de las aguas de lluvia y por el abatimiento del nivel freático de aguas subterráneas como se muestra a continuación:

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF}$$

**Dónde:**

$Q_T$  = Caudal total o de diseño (m<sup>3</sup>/s)

$Q_{inf}$  = Caudal de infiltración (m<sup>3</sup>/s)

$Q_{NF}$  = Caudal por abatimiento de nivel freático (m<sup>3</sup>/s).

Se procederá a realizar el cálculo para el primer tramo:

#### b) Caudal por infiltración

Para el cálculo del caudal de infiltración se propone la siguiente formula

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R$$

**Donde:**

$I_R$  = 27,02 mm/h (Precipitación máxima horaria de frecuencia anual)

$B$  = 4,50 m (Semibanca de la vía; ancho de la vía/2)

$L$  = 50,00 m (Longitud del tramo)

$F_i$  = 0,40 (Factor de infiltración; ver tabla 2)

$F_R$  = 1/3 (Factor de retención de base; ver tabla 3)

$$Q_{inf} = 2,23E-04 \text{ m}^3/\text{s}$$

También se puede calcular con la siguiente expresión:

$$Q_{inf} = 0,00028 * (1 - C) * I * (B * l + S_A) * \frac{b}{B}$$

**Dónde:**

$C_p$  = 0,29 (Coef. de escorrentía ponderado; ver tabla 4 y tabla 5)

$I$  = 27,02 mm/h (Precipitación máxima horaria de frecuencia anual)

$B$  = 7,00 m (Ancho de la vía)

$l$  = 50,00 m (Longitud del tramo)

$S$  = 25,00 m<sup>2</sup> (Superficie Aportadora del terreno adyacente con un derecho de



vía de 25)

$b = 2,00$  m (Ancho de bermas)

$$q = 4,90E-02 \text{ l/s}\cdot\text{m}$$

$$q = 2,50 \text{ E-03 m}^3/\text{s}$$

Asumimos el caudal mayor para tener un diseño con mayor seguridad:

$$Q_{\text{inf}} = 2,50 \text{ E-03 m}^3/\text{s}$$

**c) Caudal por abatimiento del nivel freático**

$$Q_{\text{NF}} = K * i * A_a$$

$$i = \frac{N_d - N_f}{B}$$

$$A_a = (N_d - N_f) * L$$

**Donde:**

$K = 4,94E-06$  m/s (Coeficiente de permeabilidad del suelo)

$N_d = 2,00$  m (Cota inferior del subdren; ver fig. 12)

$N_f = 1,02$  m (Cota superior del nivel freático; ver fig. 12)

$B = 4,50$  m (Semibanca de la vía; ancho de la vía/2)

$L = 50,00$  m (Longitud del tramo)

$$i = 2,18E-01$$

$$A_a = 49,00 \text{ m}^2$$

$$Q_{\text{NF}} = 5,27E-05 \text{ m}^3/\text{s}$$

Entonces se tiene el caudal de diseño después de sumas el caudal de infiltración y el de abatimiento del nivel freático.

$$Q_T = 3,00E-3 \text{ m}^3/\text{s}$$

**d) Diseño de la sección del subdren**

$$Q_T = V * i * A$$

**Donde:**

$$Q_T = 3,00E-03 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Caudal de diseño)}$$

$$V = 1,13 \text{ cm/s} \text{ (Velocidad de flujo ver; grafica 1)}$$

$$i = 1,00 \text{ (Gradiente hidráulico, para el caso de subdrenes es = 1)}$$

$$A = b * h$$

Asumiendo la base (b) = 0,6 m

$$h = \frac{Q_T}{b * (V * i)}$$

$$h = 0,37 \text{ m}$$

$$h = \mathbf{0,40 \text{ m}}$$

#### e) Diseño de tubería

- **Calculo del diámetro**

El diámetro de la tubería se lo calcula mediante la fórmula de manning de la siguiente manera:

$$Q_T = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$D = \sqrt[8]{\left(\frac{10,079 * q * n}{\pi * S^{\frac{1}{2}}}\right)^3}$$

**Donde:**

$$Q_T = 3,00E-03 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Caudal de diseño)}$$

$$n = 1,30E-02 \text{ (Rugosidad para tuberías de PVC)}$$

$$S = 0,01 \text{ m/m} \text{ (Pendiente longitudinal)}$$

$$D = 0,08 \text{ m.}$$

$$D = 3,00 \text{ Pulg.}$$

Asumimos un diámetro como recomienda el manual de carreteras vol. II de bolivia que nos dice que como diámetro mínimo se debe tomar 4 pulgadas entonces:

$$D = 4,00 \text{ Pulg}$$

velocidad del flujo debe de estar entre  $0,6 \text{ m/s} \leq V \leq 5,0 \text{ m/s}$

$$V = \frac{1}{n} * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 0,68 \text{ m/s}$$

**Esquema 4: Sección transversal del subdren**



**Fuente: Elaboración propia**

- **Diámetro de orificios**

$$\frac{D_{85 F}}{D} \geq 1,00$$

**Donde:**

$D_{85} = 54,10$  mm ( $D_{85}$  es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica del filtro)

$D = 10,00$  mm (Diámetro del orificio asumido)

$$5,41 > 1 \quad ! \text{ok!}$$

- **Numero de orificios**

$$N_{perf} = \frac{A_{abi}}{A_{orif}}$$

**Dónde:**

$A_{abi}$  = Área abierta necesaria por unidad de longitud ( $m^2/m$ )

$A_{orif}$  = Área de los orificios ( $m^2$ )

Área abierta necesaria por unidad de longitud:

$$A_{abi} = \frac{Q_u}{V_e * C_c}$$

**Dónde:**

$Q_u = 5,02E-05$   $m^3/s*m$  (Caudal de diseño por unidad de longitud)

$V_e = 3,00$  cm/s (Velocidad de entrada que debe estar en un rango de 2,5 cm/s

$$\leq V_e \leq 10 \text{ cm/s})$$

$C_c = 0,55$  (Coeficiente de contracción de entrada por orificio se recomienda 0.55)

$$A_{abi} = 3,00E-03 \text{ m}^2/m$$

- **Área de los orificios**

$$A_{orif} = \frac{\pi}{4} * D^2$$

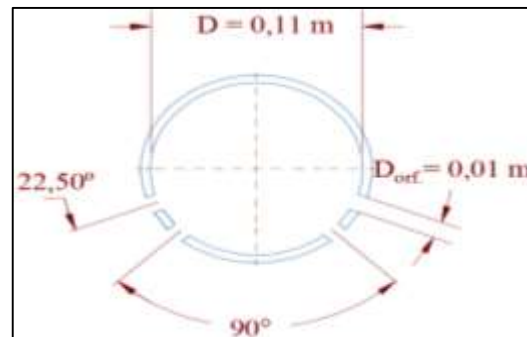
$D = 10 \text{ mm}$  (Diámetro del orificio)

$$A_{\text{orif}} = 7,85E-05 \text{ m}^2$$

Numero de perforaciones por metro lineal

$$N_{\text{perf}} = 39,00 \text{ m}^{-1}$$

**Esquema 5: Sección transversal de la tubería perforada**



**Fuente: Elaboración propia**

**f) Evaluación del geotextil a usar en el filtro**

- **Criterio de retención**

$$T_{AA} \leq B * D_{85}$$

**Donde:**

$T_{AA} = 0,15 \text{ mm}$  (Tamaño de abertura aparente. El geotextil NT2500 cumple esta condición; ver anexo 2)

$B = 1,80$  (Para geotextil no tejido)

$D_{85} = 7,50E-02 \text{ mm}$  ( $D_{85}$  es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica del suelo)

$$0,15 \leq 1,53E-01! \text{ ok!}$$

- **Criterio de permeabilidad**

$$k_g > 10 \text{ veces } k$$

**Donde:**

$k_g = 2,90E-03$  m/s (Permeabilidad del geotextil NT 2500; anexo 2)

$k = 4,94E-08$  m/s (Permeabilidad del suelo)

**$2,90E-03 > 4,94E-07$  ! ok!**

- **Criterios de colmatación**

Porosidad de geotextiles no tejido punzonados por agujas > 80 %

- **Criterio de supervivencia**

Valores sacados de las especificaciones técnicas para geotextiles (Pavco), ver anexo 2.

**Tabla 24. Especificaciones técnicas para geotextiles**

	<b>NT2500</b>
Resistencia ala tención (N)	730
Resistencia al punzonamiento(N)	390
Resistencia a rasgado (N)	300
Resistencia al estallido (N)	2000

**Fuente: Manual de la pavco**

- **Criterio de Durabilidad**

Los materiales con los cuales se fabrica los geotextiles no son biodegradables y son altamente resistentes a sustancias químicas con el objeto de garantizar la durabilidad

- **Calculo hidráulico para escoger el geotextil**

Permitividad Requerida por el geotextil como medio filtrante

$$\Psi_{req.} = \frac{Q}{\Delta h * H * L}$$

**Dónde:**

$Q = 3,00E-03$  m<sup>3</sup>/s (Caudal total a evacuar calculado)

$\Delta h = 0,60$  m (Cabeza hidráulica)

$H = 0,40$  m (Altura del subdrén)

$L = 50,00$  m (Longitud del tramo)

$$\Psi_{req} = 2,09E-04s^{-1}$$

Permitividad Admisible

$$\Psi_{adm.} = \frac{\Psi_{ult.}}{FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC}}$$

**Donde:**

$\Psi_{ult} = 2$  (factor sacado de anexos para geotextil NT 2500)

Factores de reducción tomados de Anexo N°2

$FR_{SCB} = 2,00$

$FR_{CR} = 1,00$

$FR_{IN} = 1,20$

$FR_{CC} = 1,00$

$FR_{BC} = 2,50$

$$\Psi_{adm} = 0,33 s^{-1}$$

Factor de seguridad

$$FS_g = \frac{\text{Permitividad Admisible}}{\text{Permitividad Requerida}}$$

$$FS_g > 1.0$$

$$1594,71 > 1 \quad \text{¡Ok!}$$

2) **Tramo II (L = 100 m)**

a) **Caudal de diseño**

Resulta muy difícil saber con exactitud conocer el caudal que va a fluir hacia los drenes por ello que es recomendable para estos casos adoptar caudales de diseño un poco excedidos a comparación de los caudales que se obtienen mediante fórmulas:

Para poder obtener el caudal de diseño se debe tener en cuenta dos tipos de aportaciones que son: las provenientes de infiltración de las aguas de lluvia y por el abatimiento del nivel freático de aguas subterráneas como se muestra a continuación:

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF}$$

**Dónde:**

$Q_T$  = Caudal total o de diseño (m<sup>3</sup>/s)

$Q_{inf}$  = Caudal de infiltración (m<sup>3</sup>/s)

$Q_{NF}$  = Caudal por abatimiento de nivel freático (m<sup>3</sup>/s).

Se procederá a realizar el cálculo para el primer tramo:

#### **b) Caudal por infiltración**

Para el cálculo del caudal de infiltración se propone la siguiente formula

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R$$

**Donde:**

$I_R$  = 27,02 mm/h (Precipitación máxima horaria de frecuencia anual)

$B$  = 4,50 m (Semibanca de la vía; ancho de la vía/2)

$L$  = 100,00 m (Longitud del tramo)

$F_i$  = 0,40 (Factor de infiltración; ver tabla 2)

$F_R$  = 1/3 (Factor de retención de base; ver tabla 3)

$$Q_{inf} = 4,46E-04 \text{ m}^3/\text{s}$$

También se puede calcular con la siguiente expresión:

$$Q_{inf} = 0,00028 * (1 - C) * I * (B * l + S_A) * \frac{b}{B}$$

**Dónde:**

$C_p$  = 0,29 (Coef. de escorrentía ponderado; ver tabla 4 y tabla 5)



**I** = 27,02 mm/h (Precipitación máxima horaria de frecuencia anual)

**B** = 7,00 m (Ancho de la vía)

**l** = 1000,00 m (Longitud del tramo)

**S** = 25,00 m<sup>2</sup> (Superficie Aportadora del terreno adyacente con un derecho de vía de 25)

**b** = 2,00 m (Ancho de bermas)

$$q = 4,90E-02 \text{ l/s}\cdot\text{m}$$

$$q = 4,90 \text{ E-03 m}^3/\text{s}$$

Asumimos el caudal mayor para tener un diseño con mayor seguridad:

$$Q_{\text{inf}} = 4,90 \text{ E-03 m}^3/\text{s}$$

**c) Caudal por abatimiento del nivel freático**

$$Q_{\text{NF}} = K * i * A_a$$

$$i = \frac{N_d - N_f}{B}$$

$$A_a = (N_d - N_f) * L$$

**Donde:**

**K** = 4,94E-06 m/s (Coeficiente de permeabilidad del suelo)

**N<sub>d</sub>** = 2,00 m (Cota inferior del subdren; ver fig. 12)

**N<sub>f</sub>** = 1,02 m (Cota superior del nivel freático; ver fig. 12)

**B** = 4,50 m (Semibanca de la vía; ancho de la vía/2)

**L** = 100,00 m (Longitud del tramo)

$$i = 2,18E-01$$

$$A_a = 98,00 \text{ m}^2$$

$$Q_{\text{NF}} = 1,05E-04 \text{ m}^3/\text{s}$$

Entonces se tiene el caudal de diseño después de sumas el caudal de infiltración y el de abatimiento del nivel freático.

$$Q_T = 3,00E-3 \text{ m}^3/\text{s}$$

**d) Diseño de la sección del subdren**

$$Q_T = V * i * A$$

**Donde:**

$$Q_T = 4,90 \text{ E-}03 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Caudal de diseño)}$$

$$V = 1,13 \text{ cm/s (Velocidad de flujo; ver grafica 1)}$$

$$i = 1,00 \text{ (Gradiente hidráulico, para el caso de subdrenes es = 1)}$$

$$A = b * h$$

Asumiendo la base (b) = 0,6 m

$$h = \frac{Q_T}{b * (V * i)}$$

$$h = 0,74 \text{ m}$$

$$h = 0,75 \text{ m}$$

**e) Diseño de tubería**

**• Calculo del diámetro**

El diámetro de la tubería se lo calcula mediante la fórmula de manning de la siguiente manera:

$$Q_T = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$D = \sqrt[8]{\left(\frac{10,079 * q * n}{\pi * S^{\frac{1}{2}}}\right)^3}$$

**Donde:**

$$Q_T = 4,90 \text{ E-}03 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Caudal de diseño)}$$

$$n = 1,30E-02 \text{ (Rugosidad para tuberías de PVC)}$$

$S = 0,01$  m/m (Pendiente longitudinal)

$D = 0,10$  m.

$D = 3,89$  Pulg.

Asumimos un diámetro como recomienda el manual de carreteras vol. II de bolivia que nos dice que como diámetro mínimo se debe tomar 4 pulgadas entonces:

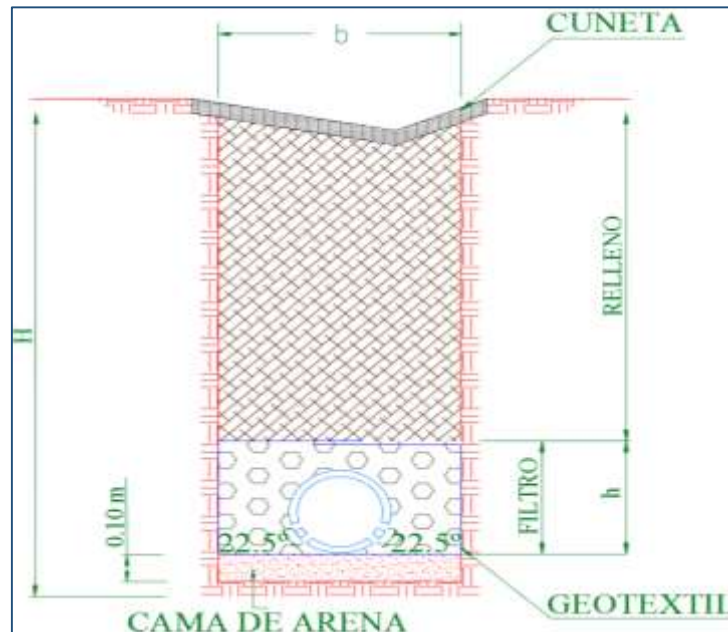
**$D = 4,00$  Pulg**

velocidad del flujo debe de estar entre  $0,6 \text{ m/s} \leq V \leq 5,0 \text{ m/s}$

$$V = \frac{1}{n} * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

**$V = 0,68$  m/s**

**Esquema 6: Sección transversal del subdren**



**Fuente: Elaboración propia**

- **Diámetro de orificios**

$$\frac{D_{85 F}}{D} \geq 1,00$$

**Donde:**

$D_{85} = 54,10$  mm ( $D_{85}$  es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica del filtro)

$D = 10,00$  mm (Diámetro del orificio asumido)

$$5,41 > 1 \quad ! \text{ ok!}$$

- **Numero de orificios**

$$N_{perf} = \frac{A_{abi}}{A_{orif}}$$

**Dónde:**

$A_{abi}$ . = Área abierta necesaria por unidad de longitud ( $m^2/m$ )

$A_{orif}$ . = Área de los orificios ( $m^2$ )

Área abierta necesaria por unidad de longitud:

$$A_{abi} = \frac{Q_u}{V_e * C_c}$$

**Dónde:**

$Q_u = 5,02E-05$   $m^3/s*m$  (Caudal de diseño por unidad de longitud)

$V_e = 3,00$  cm/s (Velocidad de entrada que debe estar en un rango de 2,5 cm/s

$$\leq V_e \leq 10 \text{ cm/s})$$

$C_c = 0,55$  (Coeficiente de contracción de entrada por orificio se recomienda 0.55)

$$A_{abi} = 3,00E-03 \text{ m}^2/m$$

- **Área de los orificios**

$$A_{orif} = \frac{\pi}{4} * D^2$$

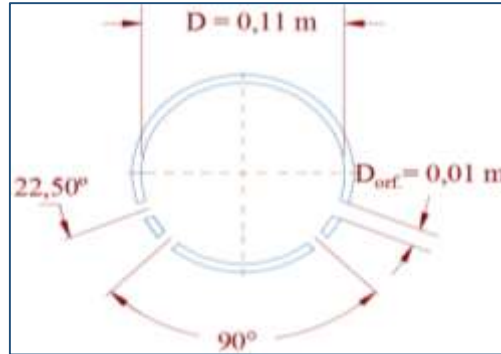
$D = 10$  mm (Diámetro del orificio)

$$A_{orif} = 7,85E-05 \text{ m}^2$$

Numero de perforaciones por metro lineal

$$N_{\text{perf}} = 39,00 \text{ m}^{-1}$$

**Esquema 7: Sección transversal de la tubería perforada**



**Fuente: Elaboración propia**

**f) Evaluación del geotextil a usar en el filtro**

- **Criterio de retención**

$$T_{AA} \leq B * D_{85}$$

**Donde:**

$T_{AA} = 0,15$  mm (Tamaño de abertura aparente. El geotextil NT2500 cumple esta condición; ver anexo 2)

$B = 1,80$  (Para geotextil no tejido)

$D_{85} = 7,50E-02$  mm ( $D_{85}$  es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica del suelo)

$$0,15 \leq 1,53E-01! \text{ ok!}$$

- **Criterio de permeabilidad**

$$k_g > 10 \text{ veces } k$$

**Donde:**

$k_g = 2,90E-03$  m/s (Permeabilidad del geotextil NT 2500; anexo 2)

$k = 4,94E-08$  m/s (Permeabilidad del suelo)

$$2,90E-03 > 4,94E-07 ! \text{ ok!}$$

- **Criterios de colmatación**

Porosidad de geotextiles no tejido punzonados por agujas > 80 %

- **Criterio de supervivencia**

Valores sacados de las especificaciones técnicas para geotextiles (Pavco), ver anexo 2.

**Tabla 24. Especificaciones técnicas para geotextiles**

	<b>NT2500</b>
Resistencia ala tención (N)	730
Resistencia al punzonamiento(N)	390
Resistencia a rasgado (N)	300
Resistencia al estallido (N)	2000

**Fuente: Manual de la pavco**

- **Criterio de Durabilidad**

Los materiales con los cuales se fabrica los geotextiles no son biodegradables y son altamente resistentes a sustancias químicas con el objeto de garantizar la durabilidad

- **Calculo hidráulico para escoger el geotextil**

Permitividad Requerida por el geotextil como medio filtrante

$$\Psi_{req.} = \frac{Q}{\Delta h * H * L}$$

**Dónde:**

**Q** = 4,90E-03 m<sup>3</sup>/s (Caudal total a evacuar calculado)

**Δh** = 0,60 m (Cabeza hidráulica)

**H** = 0,75 m (Altura del subdrén)

$L = 100,00$  m (Longitud del tramo)

$$\Psi_{req} = 1,11E-04s^{-1}$$

Permitividad Admisibile

$$\Psi_{adm.} = \frac{\Psi_{ult.}}{FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC}}$$

**Donde:**

$\Psi_{ult} = 2$  (factor sacado de anexos para geotextil NT 2500)

Factores de reducción tomados de Anexo N°2

$$FR_{SCB} = 2,00$$

$$FR_{CR} = 1,00$$

$$FR_{IN} = 1,20$$

$$FR_{CC} = 1,00$$

$$FR_{BC} = 2,50$$

$$\Psi_{adm} = 0,33 s^{-1}$$

Factor de seguridad

$$FS_g = \frac{\text{Permitividad Admisibile}}{\text{Permitividad Requerida}}$$

$$FS_g > 1.0$$

$$2990,08 > 1 ; \text{Ok!}$$

### 3) Tramo III (L = 91 m)

#### a) Caudal de diseño

Resulta muy difícil saber con exactitud conocer el caudal que va a fluir hacia los drenes por ello que es recomendable para estos casos adoptar caudales de diseño un poco excedidos a comparación de los caudales que se obtienen mediante fórmulas:

Para poder obtener el caudal de diseño se debe tener en cuenta dos tipos de aportaciones que son: las provenientes de infiltración de las aguas de lluvia y por el abatimiento del nivel freático de aguas subterráneas como se muestra a continuación:

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF}$$

**Dónde:**

$Q_T$  = Caudal total o de diseño ( $m^3/s$ )

$Q_{inf}$  = Caudal de infiltración ( $m^3/s$ )

$Q_{NF}$  = Caudal por abatimiento de nivel freático ( $m^3/s$ ).

Se procederá a realizar el cálculo para el primer tramo:

#### b) Caudal por infiltración

Para el cálculo del caudal de infiltración se propone la siguiente formula

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R$$

**Donde:**

$I_R$  = 27,02 mm/h (Precipitación máxima horaria de frecuencia anual)

$B$  = 4,50 m (Semibanca de la vía; ancho de la vía/2)

$L$  = 91,00 m (Longitud del tramo)

$F_i$  = 0,40 (Factor de infiltración; ver tabla 2)

$F_R$  = 1/3 (Factor de retención de base; ver tabla 3)

$$Q_{inf} = 4,06E-04 m^3/s$$

También se puede calcular con la siguiente expresión:

$$Q_{inf} = 0,00028 * (1 - C) * I * (B * l + S_A) * \frac{b}{B}$$

**Dónde:**

$C_p$  = 0,29 (Coef. de escorrentía ponderado; ver tabla 4 y tabla 5)

$I$  = 27,02 mm/h (Precipitación máxima horaria de frecuencia anual)

$B$  = 7,00 m (Ancho de la vía)



$I = 1000,00$  m (Longitud del tramo)

$S = 25,00$  m<sup>2</sup> (Superficie Aportadora del terreno adyacente con un derecho de vía de 25)

$b = 2,00$  m (Ancho de bermas)

$$q = 4,90E-02 \text{ l/s}\cdot\text{m}$$

$$q = 4,50 \text{ E-03 m}^3/\text{s}$$

Asumimos el caudal mayor para tener un diseño con mayor seguridad:

$$Q_{inf} = 4,50 \text{ E-03 m}^3/\text{s}$$

**c) Caudal por abatimiento del nivel freático**

$$Q_{NF} = K * i * A_a$$

$$i = \frac{N_d - N_f}{B}$$

$$A_a = (N_d - N_f) * L$$

**Donde:**

$K = 4,94E-06$  m/s (Coeficiente de permeabilidad del suelo)

$N_d = 2,00$  m (Cota inferior del subdren; ver fig. 12)

$N_f = 1,02$  m (Cota superior del nivel freático; ver fig. 12)

$B = 4,50$  m (Semibanca de la vía; ancho de la vía/2)

$L = 91,00$  m (Longitud del tramo)

$$i = 2,18E-01$$

$$A_a = 89,18 \text{ m}^2$$

$$Q_{NF} = 9,59E-05 \text{ m}^3/\text{s}$$

Entonces se tiene el caudal de diseño después de sumas el caudal de infiltración y el de abatimiento del nivel freático.

$$Q_T = 4,60E-3 \text{ m}^3/\text{s}$$

**d) Diseño de la sección del subdren**

$$Q_T = V * i * A$$

**Donde:**

$$Q_T = 4,60E-03 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Caudal de diseño)}$$

$$V = 1,13 \text{ cm/s} \text{ (Velocidad de flujo ver; grafica 1)}$$

$$i = 1,00 \text{ (Gradiente hidráulico, para el caso de subdrenes es = 1)}$$

$$A = b * h$$

Asumiendo la base (b) = 0,6 m

$$h = \frac{Q_T}{b * (V * i)}$$

$$h = 0,68 \text{ m}$$

$$h = \mathbf{0,70 \text{ m}}$$

**e) Diseño de tubería**

• **Calculo del diámetro**

El diámetro de la tubería se lo calcula mediante la fórmula de manning de la siguiente manera:

$$Q_T = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$D = \sqrt[8]{\left(\frac{10,079 * q * n}{\pi * S^{\frac{1}{2}}}\right)^3}$$

**Donde:**

$$Q_T = 4,60 \text{ E-}03 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Caudal de diseño)}$$

$$n = 1,30E-02 \text{ (Rugosidad para tuberías de PVC)}$$

$$S = 0,01 \text{ m/m} \text{ (Pendiente longitudinal)}$$

$$D = 0,10 \text{ m.}$$

$$D = 3,76 \text{ Pulg.}$$

Asumimos un diámetro como recomienda el manual de carreteras vol. II de Bolivia que nos dice que como diámetro mínimo se debe tomar 4 pulgadas entonces:

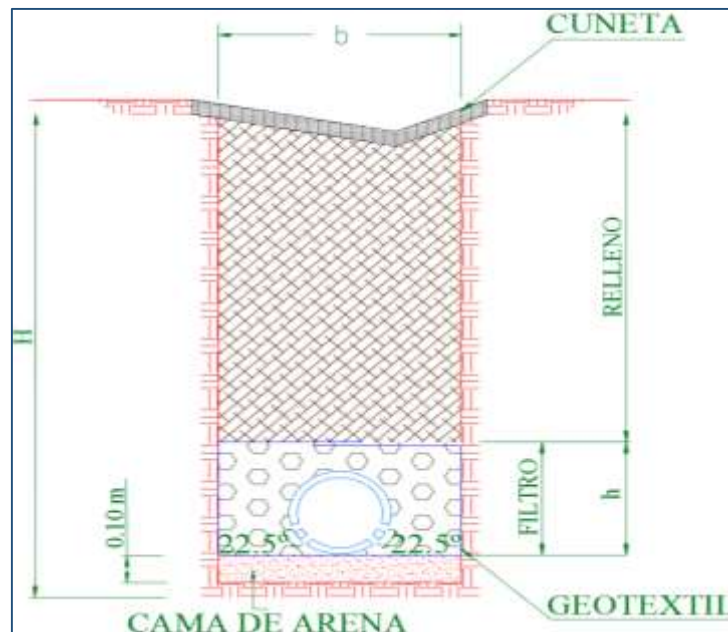
$$D = 4,00 \text{ Pulg}$$

velocidad del flujo debe de estar entre  $0,6 \text{ m/s} \leq V \leq 5,0 \text{ m/s}$

$$V = \frac{1}{n} * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 0,68 \text{ m/s}$$

**Esquema 8: Sección transversal del subdren**



**Fuente: Elaboración propia**

- **Diámetro de orificios**

$$\frac{D_{85 F}}{D} \geq 1,00$$

**Donde:**

$D_{85} = 54,10 \text{ mm}$  ( $D_{85}$  es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica del filtro)

$D = 10,00$  mm (Diámetro del orificio asumido)

$$5,41 > 1 \quad ! \text{ ok!}$$

- **Numero de orificios**

$$N_{perf} = \frac{A_{abi}}{A_{orif}}$$

**Dónde:**

$A_{abi}$ . = Área abierta necesaria por unidad de longitud ( $m^2/m$ )

$A_{orif}$ . = Área de los orificios ( $m^2$ )

Área abierta necesaria por unidad de longitud:

$$A_{abi} = \frac{Q_u}{V_e * C_c}$$

**Dónde:**

$Q_u = 5,02E-05$   $m^3/s*m$  (Caudal de diseño por unidad de longitud)

$V_e = 3,00$  cm/s (Velocidad de entrada que debe estar en un rango de 2,5 cm/s

$$\leq V_e \leq 10 \text{ cm/s})$$

$C_c = 0,55$  (Coeficiente de contracción de entrada por orificio se recomienda 0.55)

$$A_{abi} = 3,00E-03 \text{ m}^2/m$$

- **Área de los orificios**

$$A_{orif} = \frac{\pi}{4} * D^2$$

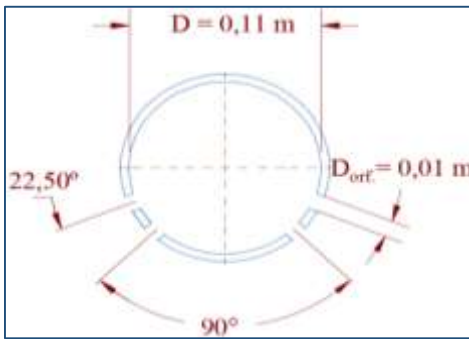
$D = 10$  mm (Diámetro del orificio)

$$A_{orif} = 7,85E-05 \text{ m}^2$$

Numero de perforaciones por metro lineal

$$N_{perf} = 39,00 \text{ m}^{-1}$$

**Esquema 9: Sección transversal de la tubería perforada**



Fuente: Elaboración propia

f) Evaluación del geotextil a usar en el filtro

- Criterio de retención

$$T_{AA} \leq B * D_{85}$$

Donde:

$T_{AA} = 0,15$  mm (Tamaño de abertura aparente. El geotextil NT2500 cumple esta condición; ver anexo 2)

$B = 1,80$  (Para geotextil no tejido)

$D_{85} = 7,50E-02$  mm ( $D_{85}$  es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica del suelo)

$$0,15 \leq 1,53E-01! \text{ ok!}$$

- Criterio de permeabilidad

$$k_g > 10 \text{ veces } k$$

Donde:

$k_g = 2,90E-03$  m/s (Permeabilidad del geotextil NT 2500; anexo 2)

$k = 4,94E-08$  m/s (Permeabilidad del suelo)

$$2,90E-03 > 4,94E-07 ! \text{ ok!}$$

- Criterios de colmatación

Porosidad de geotextiles no tejido punzonados por agujas > 80 %

- **Criterio de supervivencia**

Valores sacados de las especificaciones técnicas para geotextiles (Pavco), ver anexo 2.

**Tabla 24. Especificaciones técnicas para geotextiles**

	<b>NT2500</b>
Resistencia ala tención (N)	730
Resistencia al punzonamiento(N)	390
Resistencia a rasgado (N)	300
Resistencia al estallido (N)	2000

**Fuente: Manual de la pavco**

- **Criterio de Durabilidad**

Los materiales con los cuales se fabrica los geotextiles no son biodegradables y son altamente resistentes a sustancias químicas con el objeto de garantizar la durabilidad

- **Calculo hidráulico para escoger el geotextil**

Permitividad Requerida por el geotextil como medio filtrante

$$\Psi_{req.} = \frac{Q}{\Delta h * H * L}$$

**Dónde:**

**Q** = 4,60 E-03 m<sup>3</sup>/s (Caudal total a evacuar calculado)

**Δh** = 0,60 m (Cabeza hidráulica)

**H** = 0,70 m (Altura del subdrén)

**L** = 91,00 m (Longitud del tramo)

$$\Psi_{req} = 1,19E-04s^{-1}$$

Permitividad Admisible

$$\Psi_{adm.} = \frac{\Psi_{ult.}}{FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC}}$$

**Donde:**

$\Psi_{ult} = 2$  (factor sacado de anexos para geotextil NT 2500)

Factores de reducción tomados de Anexo N°2

$$FR_{SCB} = 2,00$$

$$FR_{CR} = 1,00$$

$$FR_{IN} = 1,20$$

$$FR_{CC} = 1,00$$

$$FR_{BC} = 2,50$$

$$\Psi_{adm} = 0,33 \text{ s}^{-1}$$

Factor de seguridad

$$FS_g = \frac{\textit{Permitividad Admisible}}{\textit{Permitividad Requerida}}$$

$$FS_g > 1.0$$

$$2790,74 > 1 \text{ ;Ok!}$$

#### 4) Tramo IV (L = 99 m)

##### a) Caudal de diseño

Resulta muy difícil saber con exactitud conocer el caudal que va a fluir hacia los drenes por ello que es recomendable para estos casos adoptar caudales de diseño un poco excedidos a comparación de los caudales que se obtienen mediante fórmulas:

Para poder obtener el caudal de diseño se debe tener en cuenta dos tipos de aportaciones que son: las provenientes de infiltración de las aguas de lluvia y por el abatimiento del nivel freático de aguas subterráneas como se muestra a continuación:

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF}$$

**Dónde:**

$Q_T$  = Caudal total o de diseño ( $m^3/s$ )

$Q_{inf}$  = Caudal de infiltración ( $m^3/s$ )

$Q_{NF}$  = Caudal por abatimiento de nivel freático ( $m^3/s$ ).

Se procederá a realizar el cálculo para el primer tramo:

**b) Caudal por infiltración**

Para el cálculo del caudal de infiltración se propone la siguiente formula

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R$$

**Donde:**

$I_R$  = 27,02 mm/h (Precipitación máxima horaria de frecuencia anual)

$B$  = 4,50 m (Semibanca de la vía; ancho de la vía/2)

$L$  = 99,00 m (Longitud del tramo)

$F_i$  = 0,40 (Factor de infiltración; ver tabla 2)

$F_R$  = 1/3 (Factor de retención de base; ver tabla 3)

$$Q_{inf} = 4,41E-04 m^3/s$$

También se puede calcular con la siguiente expresión:

$$Q_{inf} = 0,00028 * (1 - C) * I * (B * l + S_A) * \frac{b}{B}$$

**Dónde:**

$C_p$  = 0,29 (Coef. de escorrentía ponderado; ver tabla 4 y tabla 5)

$I$  = 27,02 mm/h (Precipitación máxima horaria de frecuencia anual)

$B$  = 7,00 m (Ancho de la vía)

$l$  = 1000,00 m (Longitud del tramo)

$S$  = 25,00  $m^2$  (Superficie Aportadora del terreno adyacente con un derecho de vía de 25)



$b = 2,00$  m (Ancho de bermas)

$$q = 4,90E-02 \text{ l/s}\cdot\text{m}$$

$$q = 4,90 \text{ E-03 m}^3/\text{s}$$

Asumimos el caudal mayor para tener un diseño con mayor seguridad:

$$Q_{\text{inf}} = 4,90 \text{ E-03 m}^3/\text{s}$$

**c) Caudal por abatimiento del nivel freático**

$$Q_{\text{NF}} = K * i * A_a$$

$$i = \frac{N_d - N_f}{B}$$

$$A_a = (N_d - N_f) * L$$

**Donde:**

$K = 4,94E-06$  m/s (Coeficiente de permeabilidad del suelo)

$N_d = 2,00$  m (Cota inferior del subdren; ver fig. 12)

$N_f = 1,02$  m (Cota superior del nivel freático; ver fig. 12)

$B = 4,50$  m (Semibanca de la vía; ancho de la vía/2)

$L = 99,00$  m (Longitud del tramo)

$$i = 2,18E-01$$

$$A_a = 97,02 \text{ m}^2$$

$$Q_{\text{NF}} = 1,04E-04 \text{ m}^3/\text{s}$$

Entonces se tiene el caudal de diseño después de sumas el caudal de infiltración y el de abatimiento del nivel freático.

$$Q_T = 4,97E-3 \text{ m}^3/\text{s}$$

**d) Diseño de la sección del subdren**

$$Q_T = V * i * A$$

**Donde:**

$$Q_T = 4,97E-03 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Caudal de diseño)}$$

$$V = 1,13 \text{ cm/s} \text{ (Velocidad de flujo; ver grafica 1)}$$

$$i = 1,00 \text{ (Gradiente hidráulico, para el caso de subdrenes es = 1)}$$

$$A = b * h$$

Asumiendo la base (b) = 0,6 m

$$h = \frac{Q_T}{b * (V * i)}$$

$$h = 0,74 \text{ m}$$

$$h = 0,75 \text{ m}$$

#### e) Diseño de tubería

- **Calculo del diámetro**

El diámetro de la tubería se lo calcula mediante la fórmula de manning de la siguiente manera:

$$Q_T = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$D = \sqrt[8]{\left(\frac{10,079 * q * n}{\pi * S^{\frac{1}{2}}}\right)^3}$$

**Donde:**

$$Q_T = 4,97E-03 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Caudal de diseño)}$$

$$n = 1,30E-02 \text{ (Rugosidad para tuberías de PVC)}$$

$$S = 0,01 \text{ m/m} \text{ (Pendiente longitudinal)}$$

$$D = 0,10 \text{ m.}$$

$$D = 3,88 \text{ Pulg.}$$

Asumimos un diámetro como recomienda el manual de carreteras vol. II de Bolivia que nos dice que como diámetro mínimo se debe tomar 4 pulgadas entonces:

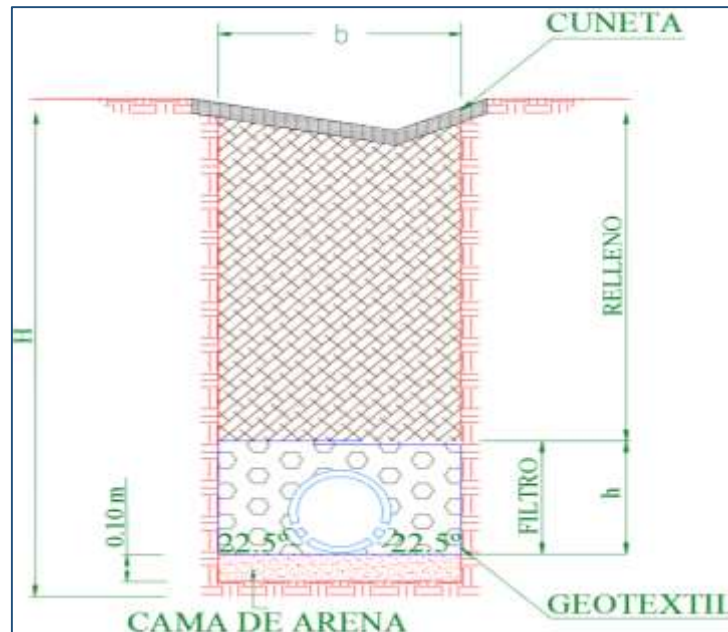
$$D = 4,00 \text{ Pulg}$$

velocidad del flujo debe de estar entre  $0,6 \text{ m/s} \leq V \leq 5,0 \text{ m/s}$

$$V = \frac{1}{n} * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 0,68 \text{ m/s}$$

**Esquema 10: Sección transversal del subdren**



**Fuente: Elaboración propia**

- **Diámetro de orificios**

$$\frac{D_{85 F}}{D} \geq 1,00$$

**Donde:**

$D_{85} = 54,10 \text{ mm}$  ( $D_{85}$  es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica del filtro)

$D = 10,00 \text{ mm}$  (Diámetro del orificio asumido)

$$5,41 > 1 \quad ! \text{ ok!}$$

- **Numero de orificios**

$$N_{perf} = \frac{A_{abi}}{A_{orif}}$$

**Dónde:**

$A_{abi}$ . = Área abierta necesaria por unidad de longitud ( $m^2/m$ )

$A_{orif}$ . = Área de los orificios ( $m^2$ )

Área abierta necesaria por unidad de longitud:

$$A_{abi} = \frac{Q_u}{V_e * C_c}$$

**Dónde:**

$Q_u = 5,02E-05 \text{ m}^3/\text{s} * \text{m}$  (Caudal de diseño por unidad de longitud)

$V_e = 3,00 \text{ cm/s}$  (Velocidad de entrada que debe estar en un rango de 2,5 cm/s

$$\leq V_e \leq 10 \text{ cm/s})$$

$C_c = 0,55$  (Coeficiente de contracción de entrada por orificio se recomienda 0.55)

$$A_{abi} = 3,00E-03 \text{ m}^2/\text{m}$$

- **Área de los orificios**

$$A_{orif} = \frac{\pi}{4} * D^2$$

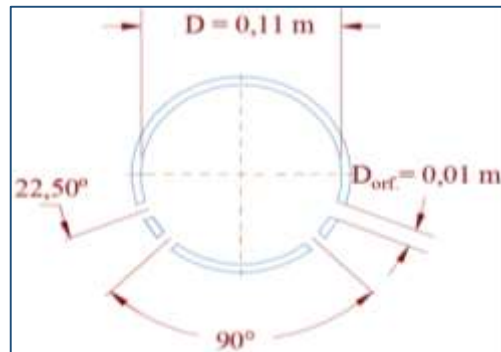
$D = 10 \text{ mm}$  (Diámetro del orificio)

$$A_{orif} = 7,85E-05 \text{ m}^2$$

Numero de perforaciones por metro lineal

$$N_{perf} = 39,00 \text{ m}^{-1}$$

**Esquema 11: Sección transversal de la tubería perforada**



Fuente: Elaboración propia

f) Evaluación del geotextil a usar en el filtro

- Criterio de retención

$$T_{AA} \leq B * D_{85}$$

Donde:

$T_{AA} = 0,15 \text{ mm}$  (Tamaño de abertura aparente. El geotextil NT2500 cumple esta condición; ver anexo 2)

$B = 1,80$  (Para geotextil no tejido)

$D_{85} = 7,50E-02 \text{ mm}$  ( $D_{85}$  es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica del suelo)

$$0,15 \leq 1,53E-01! \text{ ok!}$$

- Criterio de permeabilidad

$$k_g > 10 \text{ veces } k$$

Donde:

$k_g = 2,90E-03 \text{ m/s}$  (Permeabilidad del geotextil NT 2500; anexo 2)

$k = 4,94E-08 \text{ m/s}$  (Permeabilidad del suelo)

$$2,90E-03 > 4,94E-07 ! \text{ ok!}$$

- Criterios de colmatación

Porosidad de geotextiles no tejido punzonados por agujas  $> 80 \%$

- **Criterio de supervivencia**

Valores sacados de las especificaciones técnicas para geotextiles (Pavco), ver anexo 2.

**Tabla 24. Especificaciones técnicas para geotextiles**

	<b>NT2500</b>
Resistencia ala tención (N)	730
Resistencia al punzonamiento(N)	390
Resistencia a rasgado (N)	300
Resistencia al estallido (N)	2000

**Fuente: Manual de la pavco**

- **Criterio de Durabilidad**

Los materiales con los cuales se fabrica los geotextiles no son biodegradables y son altamente resistentes a sustancias químicas con el objeto de garantizar la durabilidad

- **Calculo hidráulico para escoger el geotextil**

Permitividad Requerida por el geotextil como medio filtrante

$$\Psi_{req.} = \frac{Q}{\Delta h * H * L}$$

**Dónde:**

**Q** = 4,97E-03 m<sup>3</sup>/s (Caudal total a evacuar calculado)

**Δh** = 0,60 m (Cabeza hidráulica)

**H** = 0,75 m (Altura del subdrén)

**L** = 99,00 m (Longitud del tramo)

$$\Psi_{req} = 1,11E-04 \text{ s}^{-1}$$

Permitividad Admisible

$$\Psi_{adm.} = \frac{\Psi_{ult.}}{FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC}}$$

**Donde:**

$\Psi_{ult} = 2$  (factor sacado de anexos para geotextil NT 2500)

Factores de reducción tomados de Anexo N°2

$$FR_{SCB} = 2,00$$

$$FR_{CR} = 1,00$$

$$FR_{IN} = 1,20$$

$$FR_{CC} = 1,00$$

$$FR_{BC} = 2,50$$

$$\Psi_{adm} = 0,33 \text{ s}^{-1}$$

Factor de seguridad

$$FS_g = \frac{\textit{Permitividad Admisible}}{\textit{Permitividad Requerida}}$$

$$FS_g > 1.0$$

$$2990,08 > 1 \text{ ;Ok!}$$

## 5) Tramo V (L = 100 m)

### a) Caudal de diseño

Resulta muy difícil saber con exactitud conocer el caudal que va a fluir hacia los drenes por ello que es recomendable para estos casos adoptar caudales de diseño un poco excedidos a comparación de los caudales que se obtienen mediante fórmulas:

Para poder obtener el caudal de diseño se debe tener en cuenta dos tipos de aportaciones que son: las provenientes de infiltración de las aguas de lluvia y por el abatimiento del nivel freático de aguas subterráneas como se muestra a continuación:

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF}$$

**Dónde:**

$Q_T$  = Caudal total o de diseño ( $m^3/s$ )

$Q_{inf}$  = Caudal de infiltración ( $m^3/s$ )

$Q_{NF}$  = Caudal por abatimiento de nivel freático ( $m^3/s$ ).

Se procederá a realizar el cálculo para el primer tramo:

**b) Caudal por infiltración**

Para el cálculo del caudal de infiltración se propone la siguiente formula

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R$$

**Donde:**

$I_R$  = 27,02 mm/h (Precipitación máxima horaria de frecuencia anual)

$B$  = 4,50 m (Semibanca de la vía; ancho de la vía/2)

$L$  = 100,00 m (Longitud del tramo)

$F_i$  = 0,40 (Factor de infiltración; ver tabla 2)

$F_R$  = 1/3 (Factor de retención de base; ver tabla 3)

$$Q_{inf} = 4,46E-04 m^3/s$$

También se puede calcular con la siguiente expresión:

$$Q_{inf} = 0,00028 * (1 - C) * I * (B * l + S_A) * \frac{b}{B}$$

**Dónde:**

$C_p$  = 0,29 (Coef. de escorrentía ponderado; ver tabla 4 y tabla 5)

$I$  = 27,02 mm/h (Precipitación máxima horaria de frecuencia anual)

$B$  = 7,00 m (Ancho de la vía)

$l$  = 1000,00 m (Longitud del tramo)

$S$  = 25,00  $m^2$  (Superficie Aportadora del terreno adyacente con un derecho de vía de 25)



$b = 2,00$  m (Ancho de bermas)

$$q = 4,90E-02 \text{ l/s}\cdot\text{m}$$

$$q = 4,90 \text{ E-03 m}^3/\text{s}$$

Asumimos el caudal mayor para tener un diseño con mayor seguridad:

$$Q_{\text{inf}} = 4,90 \text{ E-03 m}^3/\text{s}$$

**c) Caudal por abatimiento del nivel freático**

$$Q_{\text{NF}} = K * i * A_a$$

$$i = \frac{N_d - N_f}{B}$$

$$A_a = (N_d - N_f) * L$$

**Donde:**

$K = 4,94E-06$  m/s (Coeficiente de permeabilidad del suelo)

$N_d = 2,00$  m (Cota inferior del subdren; ver fig. 12)

$N_f = 1,02$  m (Cota superior del nivel freático; ver fig. 12)

$B = 4,50$  m (Semibanca de la vía; ancho de la vía/2)

$L = 100,00$  m (Longitud del tramo)

$$i = 2,18E-01$$

$$A_a = 98,00 \text{ m}^2$$

$$Q_{\text{NF}} = 1,05E-04 \text{ m}^3/\text{s}$$

Entonces se tiene el caudal de diseño después de sumas el caudal de infiltración y el de abatimiento del nivel freático.

$$Q_T = 3,00E-3 \text{ m}^3/\text{s}$$

**d) Diseño de la sección del subdren**

$$Q_T = V * i * A$$

**Donde:**

$$Q_T = 4,90 \text{ E-}03 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Caudal de diseño)}$$

$$V = 1,13 \text{ cm/s} \text{ (Velocidad de flujo; ver grafica 1)}$$

$$i = 1,00 \text{ (Gradiente hidráulico, para el caso de subdrenes es = 1)}$$

$$A = b \cdot h$$

Asumiendo la base (b) = 0,6 m

$$h = \frac{Q_T}{b \cdot (V \cdot i)}$$

$$h = 0,74 \text{ m}$$

$$h = \mathbf{0,75 \text{ m}}$$

#### e) Diseño de tubería

- **Calculo del diámetro**

El diámetro de la tubería se lo calcula mediante la fórmula de Manning de la siguiente manera:

$$Q_T = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$D = \sqrt[8]{\left(\frac{10,079 \cdot q \cdot n}{\pi \cdot S^{\frac{1}{2}}}\right)^3}$$

**Donde:**

$$Q_T = 4,90 \text{ E-}03 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Caudal de diseño)}$$

$$n = 1,30\text{E-}02 \text{ (Rugosidad para tuberías de PVC)}$$

$$S = 0,01 \text{ m/m} \text{ (Pendiente longitudinal)}$$

$$D = 0,10 \text{ m.}$$

$$D = 3,89 \text{ Pulg.}$$

Asumimos un diámetro como recomienda el manual de carreteras vol. II de Bolivia que nos dice que como diámetro mínimo se debe tomar 4 pulgadas entonces:

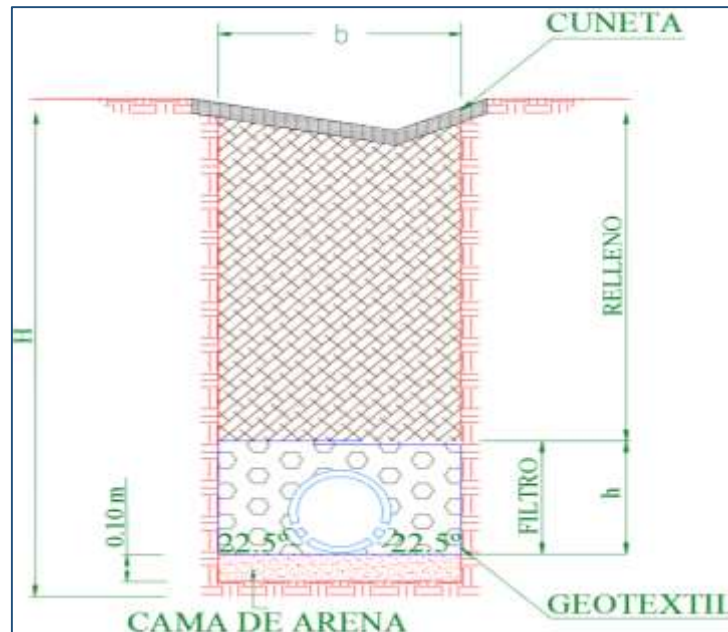
$$\mathbf{D = 4,00 \text{ Pulg}}$$

velocidad del flujo debe de estar entre  $0,6 \text{ m/s} \leq V \leq 5,0 \text{ m/s}$

$$V = \frac{1}{n} * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 0,68 \text{ m/s}$$

**Esquema 12: Sección transversal del subdren**



**Fuente: Elaboración propia**

- **Diámetro de orificios**

$$\frac{D_{85 F}}{D} \geq 1,00$$

**Donde:**

$D_{85} = 54,10 \text{ mm}$  ( $D_{85}$  es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica del filtro)

$D = 10,00 \text{ mm}$  (Diámetro del orificio asumido)

$$5,41 > 1 \quad \text{! ok!}$$

- **Numero de orificios**

$$N_{perf} = \frac{A_{abi}}{A_{orif}}$$

**Dónde:**

$A_{abi}$ . = Área abierta necesaria por unidad de longitud ( $m^2/m$ )

$A_{orif}$ . = Área de los orificios ( $m^2$ )

Área abierta necesaria por unidad de longitud:

$$A_{abi} = \frac{Q_u}{V_e * C_c}$$

**Dónde:**

$Q_u = 5,02E-05 \text{ m}^3/\text{s} * \text{m}$  (Caudal de diseño por unidad de longitud)

$V_e = 3,00 \text{ cm/s}$  (Velocidad de entrada que debe estar en un rango de 2,5 cm/s

$$\leq V_e \leq 10 \text{ cm/s})$$

$C_c = 0,55$  (Coeficiente de contracción de entrada por orificio se recomienda 0.55)

$$A_{abi} = 3,00E-03 \text{ m}^2/\text{m}$$

- **Área de los orificios**

$$A_{orif} = \frac{\pi}{4} * D^2$$

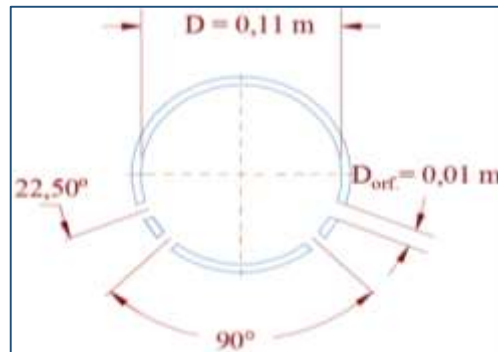
$D = 10 \text{ mm}$  (Diámetro del orificio)

$$A_{orif} = 7,85E-05 \text{ m}^2$$

Numero de perforaciones por metro lineal

$$N_{perf} = 39,00 \text{ m}^{-1}$$

**Esquema 13: Sección transversal de la tubería perforada**



Fuente: Elaboración propia

f) Evaluación del geotextil a usar en el filtro

- Criterio de retención

$$T_{AA} \leq B * D_{85}$$

Donde:

$T_{AA} = 0,15 \text{ mm}$  (Tamaño de abertura aparente. El geotextil NT2500 cumple esta condición; ver anexo 2)

$B = 1,80$  (Para geotextil no tejido)

$D_{85} = 7,50E-02 \text{ mm}$  ( $D_{85}$  es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica del suelo)

$$0,15 \leq 1,53E-01! \text{ ok!}$$

- Criterio de permeabilidad

$$k_g > 10 \text{ veces } k$$

Donde:

$k_g = 2,90E-03 \text{ m/s}$  (Permeabilidad del geotextil NT 2500; anexo 2)

$k = 4,94E-08 \text{ m/s}$  (Permeabilidad del suelo)

$$2,90E-03 > 4,94E-07 ! \text{ ok!}$$

- Criterios de colmatación

Porosidad de geotextiles no tejido punzonados por agujas  $> 80 \%$

- **Criterio de supervivencia**

Valores sacados de las especificaciones técnicas para geotextiles (Pavco), ver anexo 2.

**Tabla 24. Especificaciones técnicas para geotextiles**

	<b>NT2500</b>
Resistencia ala tención (N)	730
Resistencia al punzonamiento(N)	390
Resistencia a rasgado (N)	300
Resistencia al estallido (N)	2000

**Fuente: Manual de la pavco**

- **Criterio de Durabilidad**

Los materiales con los cuales se fabrica los geotextiles no son biodegradables y son altamente resistentes a sustancias químicas con el objeto de garantizar la durabilidad

- **Calculo hidráulico para escoger el geotextil**

Permitividad Requerida por el geotextil como medio filtrante

$$\Psi_{req.} = \frac{Q}{\Delta h * H * L}$$

**Dónde:**

**Q** = 4,90E-03 m<sup>3</sup>/s (Caudal total a evacuar calculado)

**Δh** = 0,60 m (Cabeza hidráulica)

**H** = 0,75 m (Altura del subdrén)

**L** = 100,00 m (Longitud del tramo)

$$\Psi_{req} = 1,11E-04s^{-1}$$

Permitividad Admisible

$$\Psi_{adm.} = \frac{\Psi_{ult.}}{FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC}}$$

**Donde:**

$\Psi_{ult} = 2$  (factor sacado de anexos para geotextil NT 2500)

Factores de reducción tomados de Anexo N°2

$$FR_{SCB} = 2,00$$

$$FR_{CR} = 1,00$$

$$FR_{IN} = 1,20$$

$$FR_{CC} = 1,00$$

$$FR_{BC} = 2,50$$

$$\Psi_{adm} = 0,33 \text{ s}^{-1}$$

Factor de seguridad

$$FS_g = \frac{\textit{Permitividad Admisible}}{\textit{Permitividad Requerida}}$$

$$FS_g > 1.0$$

$$2990,08 > 1 \text{ ;Ok!}$$

## 6) Tramo VI (L = 90,00 m)

### a) Caudal de diseño

Resulta muy difícil saber con exactitud conocer el caudal que va a fluir hacia los drenes por ello que es recomendable para estos casos adoptar caudales de diseño un poco excedidos a comparación de los caudales que se obtienen mediante fórmulas:

Para poder obtener el caudal de diseño se debe tener en cuenta dos tipos de aportaciones que son: las provenientes de infiltración de las aguas de lluvia y por el abatimiento del nivel freático de aguas subterráneas como se muestra a continuación:

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF}$$

**Dónde:**

$Q_T$  = Caudal total o de diseño ( $m^3/s$ )

$Q_{inf}$  = Caudal de infiltración ( $m^3/s$ )

$Q_{NF}$  = Caudal por abatimiento de nivel freático ( $m^3/s$ ).

Se procederá a realizar el cálculo para el primer tramo:

**b) Caudal por infiltración**

Para el cálculo del caudal de infiltración se propone la siguiente formula

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R$$

**Donde:**

$I_R$  = 27,02 mm/h (Precipitación máxima horaria de frecuencia anual)

$B$  = 4,50 m (Semibanca de la vía; ancho de la vía/2)

$L$  = 90,00 m (Longitud del tramo)

$F_i$  = 0,40 (Factor de infiltración; ver tabla 2)

$F_R$  = 1/3 (Factor de retención de base; ver tabla 3)

$$Q_{inf} = 4,01E-04 m^3/s$$

También se puede calcular con la siguiente expresión:

$$Q_{inf} = 0,00028 * (1 - C) * I * (B * l + S_A) * \frac{b}{B}$$

**Dónde:**

$C_p$  = 0,29 (Coef. de escorrentía ponderado; ver tabla 4 y tabla 5)

$I$  = 27,02 mm/h (Precipitación máxima horaria de frecuencia anual)

$B$  = 7,00 m (Ancho de la vía)

$l$  = 1000,00 m (Longitud del tramo)

$S$  = 25,00  $m^2$  (Superficie Aportadora del terreno adyacente con un derecho de vía de 25)



$b = 2,00$  m (Ancho de bermas)

$$q = 4,90E-02 \text{ l/s}\cdot\text{m}$$

$$q = 4,40 \text{ E-03 m}^3/\text{s}$$

Asumimos el caudal mayor para tener un diseño con mayor seguridad:

$$Q_{\text{inf}} = 4,90 \text{ E-03 m}^3/\text{s}$$

**c) Caudal por abatimiento del nivel freático**

$$Q_{\text{NF}} = K * i * A_a$$

$$i = \frac{N_d - N_f}{B}$$

$$A_a = (N_d - N_f) * L$$

**Donde:**

$K = 4,94E-06$  m/s (Coeficiente de permeabilidad del suelo)

$N_d = 2,00$  m (Cota inferior del subdren; ver fig. 12)

$N_f = 1,02$  m (Cota superior del nivel freático; ver fig. 12)

$B = 4,50$  m (Semibanca de la vía; ancho de la vía/2)

$L = 100,00$  m (Longitud del tramo)

$$i = 2,18E-01$$

$$A_a = 88,20 \text{ m}^2$$

$$Q_{\text{NF}} = 9,49E-05 \text{ m}^3/\text{s}$$

Entonces se tiene el caudal de diseño después de sumas el caudal de infiltración y el de abatimiento del nivel freático.

$$Q_T = 4,45E-3 \text{ m}^3/\text{s}$$

**d) Diseño de la sección del subdren**

$$Q_T = V * i * A$$

$Q_T = 4,45E-03 \text{ m}^3/\text{s}$  (Caudal de diseño)

$V = 1,13 \text{ cm/s}$  (Velocidad de flujo ver “grafica 1”)

$i = 1,00$  (Gradiente hidráulico, para el caso de subdrenes es = 1)

$A = b * h$

Asumiendo la base ( $b$ ) = 0,6 m

$$h = \frac{Q_T}{b * (V * i)}$$

$$h = 0,67 \text{ m}$$

$$h = \mathbf{0,70 \text{ m}}$$

#### e) Diseño de tubería

##### • Cálculo del diámetro

El diámetro de la tubería se lo calcula mediante la fórmula de Manning de la siguiente manera:

$$Q_T = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$D = \sqrt[8]{\left(\frac{10,079 * q * n}{\pi * S^{\frac{1}{2}}}\right)^3}$$

**Donde:**

$Q_T = 4,90 \text{ E-03 m}^3/\text{s}$  (Caudal de diseño)

$n = 1,30\text{E-02}$  (Rugosidad para tuberías de PVC)

$S = 0,01 \text{ m/m}$  (Pendiente longitudinal)

$$D = 0,10 \text{ m.}$$

$$D = 3,74 \text{ Pulg.}$$

Asumimos un diámetro como recomienda el manual de carreteras vol. II de Bolivia que nos dice que como diámetro mínimo se debe tomar 4 pulgadas entonces:

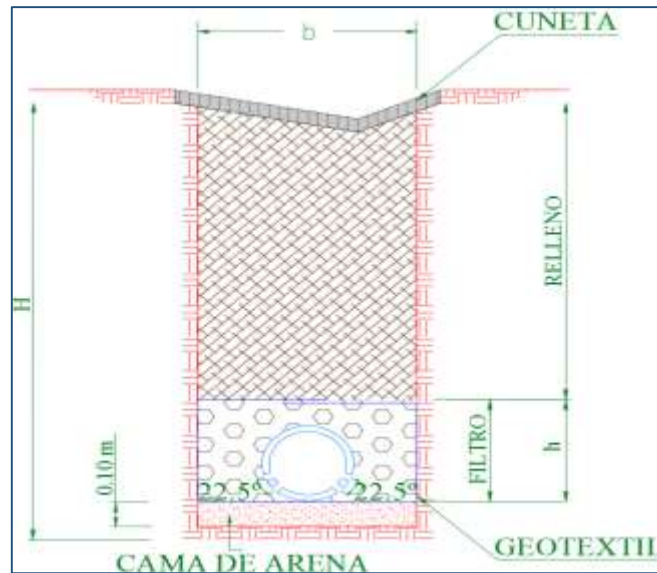
$$\mathbf{D = 4,00 \text{ Pulg}}$$

velocidad del flujo debe de estar entre  $0,6 \text{ m/s} \leq V \leq 5,0 \text{ m/s}$

$$V = \frac{1}{n} * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 0,68 \text{ m/s}$$

**Esquema 14: Sección transversal del subdren**



**Fuente: Elaboración propia**

- **Diámetro de orificios**

$$\frac{D_{85 F}}{D} \geq 1,00$$

**Donde:**

$D_{85} = 54,10 \text{ mm}$  ( $D_{85}$  es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica del filtro)

$D = 10,00 \text{ mm}$  (Diámetro del orificio asumido)

$$5,41 > 1 \quad \text{! ok!}$$

- **Numero de orificios**

$$N_{perf} = \frac{A_{abi}}{A_{orif}}$$

**Dónde:**

$A_{abi}$ . = Área abierta necesaria por unidad de longitud ( $m^2/m$ )

$A_{orif}$ . = Área de los orificios ( $m^2$ )

Área abierta necesaria por unidad de longitud:

$$A_{abi} = \frac{Q_u}{V_e * C_c}$$

**Dónde:**

$Q_u = 5,02E-05 m^3/s*m$  (Caudal de diseño por unidad de longitud)

$V_e = 3,00 cm/s$  (Velocidad de entrada que debe estar en un rango de 2,5 cm/s

$$\leq V_e \leq 10 cm/s)$$

$C_c = 0,55$  (Coeficiente de contracción de entrada por orificio se recomienda 0.55)

$$A_{abi} = 3,00E-03 m^2/m$$

- **Área de los orificios**

$$A_{orif} = \frac{\pi}{4} * D^2$$

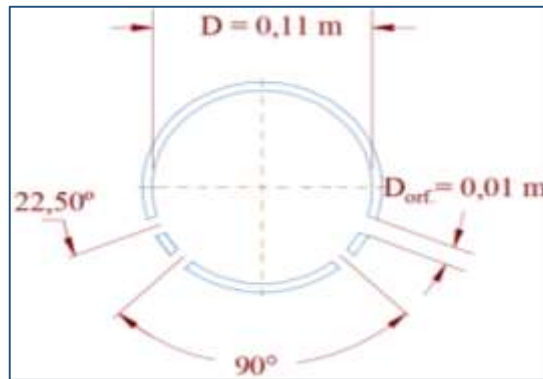
$D = 10 mm$  (Diámetro del orificio)

$$A_{orif} = 7,85E-05 m^2$$

Numero de perforaciones por metro lineal

$$N_{perf} = 39,00 m^{-1}$$

**Esquema 15: Sección transversal de la tubería perforada**



Fuente: Elaboración propia

f) Evaluación del geotextil a usar en el filtro

- Criterio de retención

$$T_{AA} \leq B * D_{85}$$

Donde:

$T_{AA} = 0,15$  mm (Tamaño de abertura aparente. El geotextil NT2500 cumple esta condición; ver anexo 2)

$B = 1,80$  (Para geotextil no tejido)

$D_{85} = 7,50E-02$  mm ( $D_{85}$  es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica del suelo)

$$0,15 \leq 1,53E-01! \text{ ok!}$$

- Criterio de permeabilidad

$$k_g > 10 \text{ veces } k$$

Donde:

$k_g = 2,90E-03$  m/s (Permeabilidad del geotextil NT 2500; anexo 2)

$k = 4,94E-08$  m/s (Permeabilidad del suelo)

$$2,90E-03 > 4,94E-07 ! \text{ ok!}$$

- Criterios de colmatación

Porosidad de geotextiles no tejido punzonados por agujas > 80 %

- **Criterio de supervivencia**

Valores sacados de las especificaciones técnicas para geotextiles (Pavco), ver anexo 2.

**Tabla 24. Especificaciones técnicas para geotextiles**

	<b>NT2500</b>
Resistencia ala tención (N)	730
Resistencia al punzonamiento(N)	390
Resistencia a rasgado (N)	300
Resistencia al estallido (N)	2000

**Fuente: Manual de la pavco**

- **Criterio de Durabilidad**

Los materiales con los cuales se fabrica los geotextiles no son biodegradables y son altamente resistentes a sustancias químicas con el objeto de garantizar la durabilidad

- **Calculo hidráulico para escoger el geotextil**

Permitividad Requerida por el geotextil como medio filtrante

$$\Psi_{req.} = \frac{Q}{\Delta h * H * L}$$

**Dónde:**

**Q** = 4,45E -03 m3/s (Caudal total a evacuar calculado)

**Δh** = 0,60 m (Cabeza hidráulica)

**H** = 0,75 m (Altura del subdrén)

**L** = 100,00 m (Longitud del tramo)

$$\Psi_{req} = 1,11E-04s^{-1}$$

Permitividad Admisible

$$\Psi_{adm.} = \frac{\Psi_{ult.}}{FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC}}$$

**Donde:**

$\Psi_{ult} = 2$  (factor sacado de anexos para geotextil NT 2500)

Factores de reducción tomados de Anexo N°2

$$FR_{SCB} = 2,00$$

$$FR_{CR} = 1,00$$

$$FR_{IN} = 1,20$$

$$FR_{CC} = 1,00$$

$$FR_{BC} = 2,50$$

$$\Psi_{adm} = 0,33 \text{ s}^{-1}$$

Factor de seguridad

$$FS_g = \frac{\textit{Permitividad Admisible}}{\textit{Permitividad Requerida}}$$

$$FS_g > 1.0$$

$$2790,74 > 1 \text{ ;Ok!}$$

## B. Cargas sobre conductos enterrados (P)

- Carga muerta

$$P = \gamma * HR * D$$

**Donde:**

$\gamma = 647,12 \text{ kg/m}^3$  (Peso específico del A.D.L. y relleno de arena)

$HR = 1,50 \text{ m}$  (Altura carga sobre el tubo)

$D = 105,00 \text{ mm}$  (Diámetro del tubo)

**P=135,90Kg/m**

### C. Diseño del filtro

La norma americana ASTM D 6270-98 recomienda utilizar agregado derivado de llantas del TIPO A esto para evitar problemas de reacciones exotérmicas y tener un buen drenaje para el proyecto, a continuación, se presenta la granulometría del TIPO A:

**Tabla 25. Granulometría “tipo A”**

<b>Tipo de A.D.L</b>	<b>A</b>
<b>Tamiz</b>	<b>% En peso que pasa del total</b>
12" (300 mm)	-
8" (200 mm)	-
4" (100 mm)	100 %
3" (75 mm)	95-100%
2" (50 mm)	0-50%
Nº 4 (4.75 mm)	0-5%

**Fuente: Norma ASTM D 6270-98.**

De la curva granulométrica del A.D.L. tenemos la siguiente tabla:

**Tabla 26. Granulometría del A.D.L.**

<b>Abertura tamiz</b>		<b>% En peso que pasa del total</b>
<b>(Serie Taylor*)</b>	<b>(en mm)</b>	<b>(en %)</b>
2½"	63,500	100,00
2"	50,800	49,83
1½"	38,100	39,23
1"	25,400	15,73
¾"	19,050	3,52

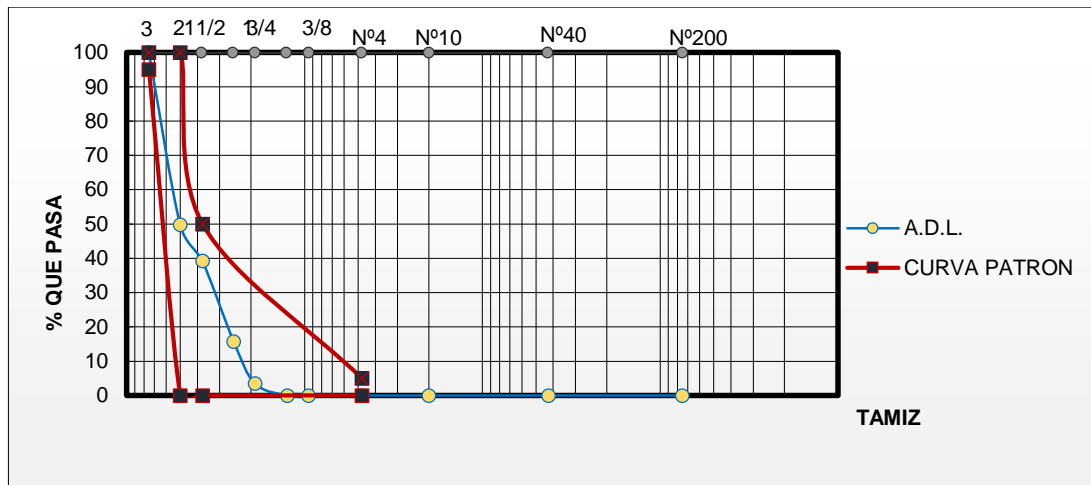


$\frac{3}{8}$ "	9,525	0,0
-----------------	-------	-----

Fuente: elaboración propia

Por lo cual cumple con los requerimientos establecidos por la norma ASTM D 6270-98. Según se puede observar en la **gráfica 12** la curva granulométrica del A.D.L. esta dentro de los parámetros establecidos por la norma ASTM.

**GRAFICA 12: Curva granulométrica del A.D.L. y curvas patrón según norma ASTM**



Fuente: Elaboración propia

#### D. Espesor de la capa de agregado derivado de llanta

Debido a varios incidentes de auto-combustión en rellenos con este material la norma establece un espesor máximo de 3 m.

En el diseño la altura de sección del dren llega a 0.75 m. ubicado a 2 m. de profundidad por lo cual cumple con las recomendaciones establecidas por la norma ASTM D 6270-98. Además, recomienda que el material debe de estar libre de cualquier contaminante (grasas o derivados del petróleo) como también evitar A.D.L. que hayan sido sometidos a incineración.

#### E. Resultados de investigación

A continuación, se presentará solo los resultados como se muestra en la siguiente tabla de resumen del diseño del subdren tipo zanja drenante con tubería perforada y geotextil utilizando A.D.L. como material filtrante:

**Tabla 24: Resultados del diseño utilizando A.D.L.**

Tramo	Longitud	Pendiente	Q <sub>INF</sub>	Q <sub>INF</sub>	Q <sub>T</sub>
	m	%	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s
I	50,00	2,00	2,46E-03	5,27E-05	2,51E-03
II	100,00	2,00	4,91E-03	1,05E-04	5,02E-03
III	91,00	2,00	4,47E-03	9,59E-05	4,57E-03
IV	99,00	2,00	4,86E-03	1,04E-04	4,97E-03
V	100,00	2,00	4,91E-03	1,05E-04	5,02E-03
VI	90,00	2,00	4,42E-03	9,49E-05	4,51E-03

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 24: Resultados del diseño utilizando A.D.L.**

Tramo	Longitud	Dimensión subdren		D <sub>TUBERIA</sub>	P
		b	h		
	m	m	m	Pulg.	Kg/m
I	50,00	0,60	0,40	4,00	135,90
II	100,00	0,60	0,75	4,00	135,90
III	91,00	0,60	0,70	4,00	135,90
IV	99,00	0,60	0,75	4,00	135,90
V	100,00	0,60	0,70	4,00	135,90
VI	90,00	0,60	0,75	4,00	135,90

Fuente: Elaboración propia

#### F. Análisis de resultados

Como se puede observar en la tabla de resultados del diseño de subdrenaje de la aplicación práctica utilizando el agregado derivado de llantas se puede apreciar que este material ejerce baja presión sobre el tubo, por lo que se puede disponer de un diámetro de 4 pulgadas cumpliendo con los requerimientos hidráulicos y técnicos (los tubos de PVC tienen una resistencia a la presión de 755,50 kg/m.)

#### 3.5. EVALUACIÓN DE COSTOS

Para una valoración económica de agregado derivado de llantas se debe tener en cuenta los sistemas de recolección y procesamiento, que varían de acuerdo al país y al costo

de la recolección de la materia prima, por ello se presenta un breve planteamiento de la recolección básica, el transporte y el procesamiento (incluyendo métodos, equipo, procesos y aspectos económicos) con el propósito de facilitar la evaluación de alternativas.

#### **A. Recolección y transporte**

Para poder obtener la materia prima que son las llantas enteras no radiales del transporte medio (micros o camionetas), se ubicó un centro de acopio (gomería) que está ubicada en la zona de la ex parada del norte de la ciudad de Tarija, después de haber realizado una inspección visual de la materia prima que será sometida al proceso de trituración tomando en cuentas las recomendaciones de la norma ASTM, se procede a realizar el transporte de la materia prima (llantas enteras) en una vagoneta particular hasta el lugar donde serán sometidas a la trituración manual.

- **Aspectos económicos de la recolección y el transporte:**

Si bien la recolección y el transporte se pueden hacer en cualquier vehículo disponible los costos varían considerablemente conforme al tiempo y el lugar es por ello que los costos se calcularon como costo/km/llanta a fin de reflejar de manera más precisa las condiciones económicas por volumen.

#### **B. Procesamiento**

Si bien existe maquinaria y equipos que puedes triturara las llantas de acuerdo al requerimiento de usuario en nuestro medio no se cuentas con platas de procesamiento de llantas, pero alno contar con él con una planta procesadora en nuestro medio se optó trituración manual de las llantas enteras cuyo procesamiento y equipo utilizado se detalló anteriormente.

- **Aspectos económicos del procesamiento**

Si bien se realizó para nuestra investigación una trituración manual los principales elementos en el cálculo del costo son la mano de obra que incluyen los impuestos y prestaciones correspondientes y pueden variar ampliamente según en lugar.

**C. Costo de material**

El precio aparente que se establecido, para el producto Agregado Derivado de las llantas usadas tomado en cuenta los aspectos mencionado anteriormente, es de 1,43 bs/kg.

## CAPITULO IV

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 4.1. CONCLUSIONES

- Se realizó la recopilación de la información sobre el manejo y diseño de subdrenaje utilizando el agregado derivado de llantas.
- Tras realizar los ensayos con el permeámetro con el agregado derivado de llantas se encontró que este material posee una permeabilidad promedio de 0,36 cm/s con tamaños de partículas que varían de 1,90 cm a 5,00 cm.
- Después de determinar el peso específico del agregado derivado de llantas (A.D.L.) que es en promedio aproximado de  $650 \text{ kg/m}^3$ , se pudo observar que es aproximadamente tres veces más ligero en comparación de la arena que utilizamos en los ensayos, Esto es debido a que las llantas están compuestas casi por un 50 % de caucho.
- Tras realizar el diseño del subdrenaje utilizando el agregado derivado de llantas (A.D.L.) como material de filtro se pudo determinar que este material ejerce baja presión sobre el tubo de PVC alrededor de 135 kg/m, esto nos indica que al utilizar este material como filtro se podría escoger tubos de menor diámetro que cumplan con los requerimientos hidráulicos del proyecto.
- Tras realizar los cálculos métricos del diseño de subdrenaje utilizando el agregado derivado de llantas (A.D.L.) se realizó un análisis de precios unitarios donde se pudo apreciar que el precio del agregado derivado de llantas (A.D.L.) tiene un costo de 1,43 bs/kg que es aproximadamente  $950 \text{ bs/m}^3$  casi 8 veces mayor que utilizando grava para el material del filtro, esto es debido a la producción manual que se realizó, este precio del A.D.L. podría reducirse considerablemente si se contara con una planta procesadora de A.D.L.
- Al usar los neumáticos usados como materia prima para producir el A.D.L. se estaría utilizando alrededor de 65 llantas usadas por cada metro cubico, lo que reduciría la cantidad de neumáticos usados acopiados en gomerías, quebradas o en las calles de la ciudad de Tarija.

- A partir de los resultados de las pruebas, se puede establecer que los agregados derivados de llantas tienen buena permeabilidad, además son materiales ligeros, y por lo tanto puede ser considerado como un material alternativo para ser usados como material filtrante en el subdrenaje de carreteras, siendo más recomendable su uso para las zonas frías por el motivo de que estaríamos evitando el calentamiento del A.D.L.

#### **4.2. RECOMENDACIONES**

- Es recomendable buscar información bibliográfica necesaria antes de efectuar los ensayos de laboratorio para así evitar inconvenientes al momento de la realización del mismo.
- Se recomienda que al momento de realizar la trituration manual de las llantas se debe utilizar los guantes esto para evitar cualquier accidente al momento de cortar la llanta con el cuchillo.
- Se debe tener en cuenta que el material de agregado derivado de llantas (A.D.L.) debe de estar libre de cualquier contaminante (grasas y aceites) al momento de realizar el ensayo de permeabilidad porque podría contaminar o tapar las piedras porosas del permeámetro.
- Para el ensayo con el permeámetro de carga constante es recomendable realizarlo entre dos personas, esto para poder mantener un nivel constante de la carga de agua al momento que se realizan los aforos correspondientes.
- Se debe tener cuidado que al momento de instalar el equipo no haya fugas de agua cuando empieza a fluir, esto porque afectaría en el aforo que se realiza.
- Se debe tomar muy en cuenta el manejo del permeámetro tratando de seguir la guía de laboratorio y respaldarse observando videos guías, para evitar romper las piedras porosas tanto como al momento de ingresar la muestra al equipo, como también al momento de colocar la tapa del equipo.