

UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO HENRÍQUEZ UREÑA
(UNPHU)

VICERRECTORIA DE DESARROLLO E INVESTIGACION
PROGRAMA DE POSGRADO EN INGENIERIA SANITARIA
Y AMBIENTAL

“NORMAS TECNICAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS E INSTALACIONES
HIDRAULICAS Y SANITARIAS DE LA REPUBLICA DOMINICANA”



Tesis para optar al título de
Magíster en Ingeniería Sanitaria

Sustentantes:

| | |
|---------------------------------|---------|
| Ing. Leonardo Pérez Gutiérrez | 96-0009 |
| Ing. Omar José Segura Alcántara | 95-0917 |

Asesores:

Msc. Ing. Manuel de Jesús Lama Lama
Ing. Julio Suero Marranzini

Santo Domingo, Republica Dominicana

2009

INDICE

| <u>TOPICO</u> | <u>PÁGINA</u> |
|---|---------------|
| RESUMEN | |
| 1. INTRODUCCION..... | 1 |
| 1.1. Antecedentes | 1 |
| 1.2. Importancia..... | 2 |
| 1.3. Objetivos..... | 3 |
| 1.3.1. Objetivo General | 3 |
| 1.3.2. Objetivos Específicos | 3 |
| 1.4. Alcance | 3 |
| 2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA..... | 4 |
| 3. PREGUNTAS DE INVESTIGACION..... | 4 |
| 4. DESCRIPCION DEL AREA DE ESTUDIO..... | 4 |
| 5. FUNDAMENTOS TEORICOS..... | 4 |
| 6. ESTADO ACTUAL DE LOS CONOCIMIENTOS..... | 5 |
| 7. METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION | 6 |
| 8. RESULTADOS..... | 8 |
| <i>TITULO I: CONSIDERACIONES GENERALES.....</i> | <i>8</i> |
| CAPITULO I: DEFINICIONES | 8 |
| CAPITULO II: NORMAS TECNICAS DE REFERENCIA..... | 17 |
| <i>TITULO II: SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.....</i> | <i>18</i> |
| CAPITULO I: POBLACION, DOTACION Y DEMANDA..... | 18 |
| CAPITULO II: FUENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA..... | 27 |
| CAPITULO III: CAPTACIONES DE AGUA SUPERFICIAL | 33 |
| CAPITULO IV: CAPTACIONES DE AGUA SUBTERRANEA | 38 |
| CAPITULO V: LINEAS DE ADUCCION Y CONDUCCION | 41 |

| | |
|--|------------|
| CAPITULO VI: REDES DE DISTRIBUCION..... | 56 |
| CAPITULO VII: ESTACIONES DE BOMBEO..... | 66 |
| CAPITULO VIII: TANQUES DE ALMACENAMIENTO Y COMPENSACION.... | 71 |
| TITULO III: SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE | 74 |
| CAPITULO I: CALIDAD DEL AGUA | 74 |
| CAPITULO II: PRETRATAMIENTO | 76 |
| CAPITULO III: COAGULACION - MEZCLA RAPIDA | 83 |
| CAPITULO IV: FLOCULACION - MEZCLA LENTA..... | 88 |
| CAPITULO V: SEDIMENTACION | 93 |
| CAPITULO VI: FILTRACION | 99 |
| CAPITULO VII: DESINFECCION..... | 112 |
| CAPITULO VIII: ESTABILIZACION - ABLANDAMIENTO | 116 |
| CAPITULO IX: TECNOLOGIAS ALTERNATIVAS | 118 |
| CAPITULO X: MANEJO DE LODOS | 120 |
| TITULO IV: SISTEMAS DE RECOLECCION Y EVACUACION DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES | 124 |
| CAPITULO I: REDES DE COLECTORES..... | 124 |
| CAPITULO II: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO..... | 132 |
| CAPITULO III: REDES DE SISTEMAS DE DRENAJE Y ALCANTARILLADO PLUVIAL | 140 |
| CAPITULO IV: ESTACIONES ELEVADORAS Y DE BOMBEO | 147 |
| TITULO V: SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES | 150 |
| CAPITULO I: CARACTERIZACION DE AGUAS RESIDUALES | 150 |

| | |
|---|-----|
| CAPITULO II: SISTEMAS DE PRETRATAMIENTO..... | 156 |
| CAPITULO III: SISTEMAS DE TRATAMIENTO..... | 162 |
| <i>TITULO VI: CONSTRUCCION</i> | 203 |
| CAPITULO I: CONSIDERACIONES GENERALES | 203 |
| CAPITULO II: ESPECIFICACIONES TECNICAS-CONSTRUCTIVAS..... | 204 |
| 9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | 258 |
| 10. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS | |
| 11. ABREVIATURAS Y ACRONIMOS | |
| 12. LISTA DE TABLAS | |
| 13. APENDICES | |
| 13.1. Relación Intensidad Máxima vs. Duración para diferentes periodos de retorno en República Dominicana | |
| 13.2. Efecto del periodo de floculación en la sedimentación | |
| 13.3. Curva de la demanda de cloro | |

RESUMEN

Este proyecto de investigación tiene como finalidad contribuir con el desarrollo del Sector Agua Potable y Saneamiento del país, ya que si las reglas están claras y todos los sectores hablamos el mismo idioma, las instalaciones sanitarias y las obras hidráulicas serán diseñadas y construidas en forma óptima, reduciendo así las enfermedades de origen hídrico, la proliferación de vectores y las pérdidas por incompatibilidad de sistemas, lo cual afecta en forma negativa el medio ambiente.

La normalización ofrece a la sociedad importantes beneficios al facilitar la adaptación de los productos, procesos y servicios a los fines a los que se destinan, protegiendo la salud y el medio ambiente, previniendo los obstáculos al comercio y facilitando la cooperación tecnológica.

Las instalaciones y los sistemas hidráulicos y sanitarios del país cada día requieren mayor eficiencia para eliminar contaminación por la rigurosidad de las normativas ambientales vigentes, estos se encuentran avalados por otras normativas actualizadas que no son las dominicanas. Los equipos de última generación (tecnología de punta) se importan desde los países industrializados y se están utilizando en las empresas, en la industria del turismo e incluso en los sistemas que construyen las instituciones del sector agua potable y saneamiento del país.

Dentro de los sistemas e instalaciones hidráulicas y sanitarias que hacen un mayor aporte a la salud de las comunidades podemos mencionar:

- Los Sistemas de Abastecimiento de Agua, son un conjunto de obras destinadas a transportar el agua desde la fuente hasta los puntos de consumo de las comunidades.
- Los Sistemas de Tratamiento para Agua Potable, son un conjunto de obras destinadas a eliminar los contaminantes del agua cruda para convertirla en agua potable apta para el consumo humano.
- Los Sistemas de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales, son un conjunto de obras destinadas a recolectar y evacuar las aguas residuales desde las comunidades hasta los sistemas de tratamiento para aguas residuales.
- Los Sistemas de Tratamiento para Aguas Residuales, son un conjunto de obras destinadas a eliminar los contaminantes de las aguas de reuso para que el efluente cumpla con la normativa nacional de descargas y poder realizar la correcta disposición final de los mismos.

La selección de los componentes fundamentales de las instalaciones sanitarias y de las obras hidráulicas servirá para que la normativa técnica sea funcional, simple y completa, que pueda ser aplicada en forma efectiva y rápida.

La revisión bibliográfica nacional e internacional servirá para elaborar una normativa completa y actualizada a los tiempos modernos, la cual optimizara desde todo punto de vista el diseño y la construcción de obras e instalaciones hidráulicas y sanitarias.

Finalmente la preparación del informe final deberá cumplir con las exigencias legales de nuestro país, que regula la Secretaria de Estado de Obras Publicas y Comunicaciones a través de la Dirección General de Reglamentos y Sistemas.

La Ley General de Medio Ambiente y Recursos Naturales (64-00) ordena que el uso de las aguas superficiales y la extracción de las subterráneas, se realice de acuerdo con la capacidad de la cuenca y el estado cualitativo de sus aguas, además de establecer los límites a los parámetros básicos para el control de la descarga de aguas residuales tratadas. Tanto la cantidad como la calidad de las aguas en nuestro país están siendo seriamente comprometidas por la degradación de las cuencas y las descargas de aguas residuales sin ningún tipo de tratamiento, con los consecuentes efectos de salud pública y medio ambiental. La correcta aplicación de la ley de medio ambiente debe estar apoyada por reglamentos y criterios de diseño claramente definidos.

Por otra parte, no existe un ente que desempeñe el papel de rector del Sector. Este rol fue parcialmente asignado al INAPA en su Ley de Creación, sin embargo, no lo ha desempeñado por lo cual existe un vacío en este sentido. Actualmente existe en el congreso nacional un anteproyecto de ley para la *Consolidación de la Reforma de Sector Agua Potable y Saneamiento* orientado a transformar las instituciones en autosustentables y otro anteproyecto para la *Ley General de Agua* (que es una condición previa para la referida transformación), tendientes a modernizar el sector, razón además por lo que se hace necesaria una normalización nacional.

Durante años se ha planteado la necesidad de unificar todas las normativas técnicas del sector, pero la solución de esta necesidad se ha quedado en la intención de algunas personas que no han recibido el apoyo requerido para alcanzar esta meta. Se ha de destacar que todos los países de la región poseen sus normativas nacionales y en algunos casos también provinciales. La SEOPC, a través de la Dirección General de Reglamentos y Sistemas, y la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, Arquitectura y Ramas Afines (CONARTIA), está realizando serios esfuerzos por la actualización de los reglamentos existentes e implementación de nuevos en diferentes áreas, pero en la actualidad no están trabajando en la parte de agua potable y saneamiento, fuera de lo correspondiente a instalaciones internas en edificaciones.

1.2. Importancia

Importancia intrínseca

La normalización ofrece a la sociedad importantes beneficios al facilitar la adaptación de los productos, procesos y servicios a los fines a los que se destinan, protegiendo la salud y el medio ambiente, previniendo los obstáculos al comercio y facilitando la cooperación tecnológica.

Importancia extrínseca: Impacto social

Las instalaciones sanitarias y obras hidráulicas tienen una gran importancia en las comunidades urbanas u rurales de población considerable. Estas obras e instalaciones son las encargadas de abastecer de agua potable a las poblaciones, almacenar agua para riego y para periodos de sequía, realizar la recolección, el tratamiento y la correcta disposición de las aguas residuales, drenar correctamente las aguas pluviales, etc. La correcta selección y construcción de obras e instalaciones hidráulicas y sanitarias evita en gran medida la

proliferación de vectores, reduce al mínimo las enfermedades de origen hídrico y ayuda a preservar el medio ambiente y los recursos naturales de todas las comunidades y poblaciones. Estos factores mencionados y muchos más, muestran la importancia real que tiene para la sociedad el regular y normalizar el diseño y la construcción de las obras e instalaciones hidráulicas y sanitarias.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Este proyecto de investigación tiene el objetivo de analizar el estado actual de la normativa y reglamentación técnica en la República Dominicana en la actualidad y además proponer una normativa que va unificar todos los criterios de diseño y construcción aplicados en el “SECTOR AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO” de la República Dominicana.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Normalizar y unificar los criterios de diseño de obras e instalaciones hidráulicas y sanitarias de la República Dominicana.
- Normalizar y unificar los criterios de construcción de obras e instalaciones hidráulicas y sanitarias de la República Dominicana.
- Dotar a la República Dominicana de una herramienta que garantice la unidad de criterios, simplificación de soluciones y métodos de seguridad en el diseño y la construcción de obras e instalaciones hidráulicas y sanitarias.

1.4. Alcance

Esta investigación se circunscribe a las empresas estatales, privadas y constructores independientes que brindan servicios al sector agua potable y saneamiento básico de la República Dominicana, es decir toda la geografía nacional ya que en todas las provincias del país existen sistemas e instalaciones hidráulicas y sanitarias.

Se abarcan todos los sistemas e instalaciones hidráulicas y sanitarias haciendo un énfasis especial en aquellos que contribuyen a mantener la salud de los habitantes de nuestro país. Dentro de estos sistemas podemos mencionar:

- Sistemas de Abastecimiento de Agua
- Sistemas de Tratamiento para Agua Potable
- Sistemas de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales y Pluviales
- Sistemas de Tratamiento para Aguas Residuales

Ya que solo se consideran las instalaciones y sistemas pertenecientes al sector agua potable y saneamiento, las instalaciones y sistemas hidráulicos y no sanitarios quedan excluidos de esta normativa (como presas, canales, etc.).

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La falta de regulación en el sector agua potable y saneamiento provoca que en este trabajo de investigación formulemos una normativa innovadora y completa con el propósito de dotar al sector agua potable y saneamiento de una herramienta indispensable, sencilla, completa y efectiva, ya que todos los participantes en el mismo estarán obligados por la misma a utilizar los mismos parámetros de diseño y procedimientos constructivos de las obras e instalaciones hidráulicas y sanitarias, lo cual promoverá el desarrollo del sector antes mencionado.

Una de las características principales de esta normativa técnica es su simplicidad y la gran facilidad de aplicación de su contenido.

También al momento de aplicar la normativa técnica, se estarán utilizando parámetros de diseño actualizados y se aprovechara las experiencias e investigaciones en el área hidráulica y sanitaria de varios países que se encuentran más avanzados en el área de agua potable y saneamiento básico.

3. PREGUNTAS DE INVESTIGACION

- ¿Cuál es el procedimiento adecuado para elaborar normas técnicas?
- ¿Es necesario normalizar el diseño y la construcción de obras e instalaciones hidráulicas y sanitarias?
- ¿Cuánto mejorara el diseño y la construcción de obras hidráulicas e instalaciones sanitarias con la aplicación de las normas técnicas?
- ¿Cuál es la diferencia entre un sector normalizado y un sector no normalizado?

4. DESCRIPCION DEL AREA DE ESTUDIO

La República Dominicana ocupa un área aproximada de 48,670 kilómetros cuadrados, en una isla de área total aproximada de 77,914 kilómetros cuadrados, la cual comparte con la República de Haití. El área de estudio es el “SECTOR AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO”, en toda el área poblada de la República Dominicana.

5. FUNDAMENTOS TEORICOS

La norma en una sociedad es una regla que se debe seguir o a la que se deben ajustar las conductas, tareas y actividades del ser humano. La normalización es una actividad que aporta soluciones para las aplicaciones repetitivas que se realizan, fundamentalmente, en las esferas de las ciencias, la técnica y la economía, con vistas a la obtención de un resultado óptimo. Los beneficiarios de la normalización son tanto los ciudadanos, como la industria o las propias administraciones públicas.

El recurso a la normalización es sin duda síntoma de madurez de cualquier rama de la técnica y es garantía de unidad de criterio, simplificación de soluciones y métodos, seguridad en el diseño y construcción y marco de relación entre las partes que intervienen en el sector.

La salubridad relaciona todos los factores y aspectos que conciernen al mejoramiento de las condiciones de vida de la población y al cuidado de la salud colectiva. Esta busca adaptar el ambiente físico que rodea al hombre a las condiciones que le permitan vivir sano, sin molestias o incomodidades, a través de la aplicación de los principios y normas sanitarias. Esta se considera como una ciencia o el arte de organizar y dirigir los esfuerzos colectivos para proteger, fomentar y reparar la salud.

El saneamiento es una rama de la salubridad destinada a eliminar los riesgos del ambiente natural, sobre todo resultantes de la vida en sociedad, y crear y promover en el ambiente las condiciones óptimas para la salud.

Las actividades de la ingeniería sanitaria tendentes a sanear el medio ambiente, tienen por objeto cortar el eslabón de la cadena de transmisión de muchas enfermedades infectocontagiosas o transmisibles (anquilostomiasis, ascariasis, bilharziasis, cólera, conjuntivitis bacteriana aguda, dengue, dracunculosis, disentería amibica, disentería bacilar, fiebre paratifoidea, sarna, hepatitis infecciosa, sífilis endémica, tifo, etc.) y proporcionar agrado y bienestar a la sociedad. Algunas de las funciones que cumplen las obras hidráulicas y las instalaciones sanitarias son las siguientes:

- Controlar el abastecimiento de agua en calidad y cantidad provenientes de fuentes superficiales, fuentes subterráneas, fuentes marítimas, estanques de aguas pluviales, reduciendo al mínimo las enfermedades de origen hídrico.
- Controlar la recolección, el tratamiento y la disposición de las aguas residuales provenientes de redes de alcantarillado sanitario, evitando la proliferación de vectores, transmisores de enfermedades.
- Controlar el correcto drenaje y disposición de las aguas pluviales evitando las inundaciones de áreas pobladas.

6. ESTADO ACTUAL DE LOS CONOCIMIENTOS

En la República Dominicana, la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones (SEOPC) es por ley el ente rector de todas las construcciones que se realizan en el territorio nacional, por esta razón debe dictar normas, reglamentos y especificaciones que regulen la buena práctica de la ingeniería a través de la Dirección General de Normas, Reglamentos y Sistemas. Para el sector agua potable y saneamiento, esta dirección tiene vigentes las especificaciones generales para la construcción de edificaciones de la SEOPC y las reglamentaciones para instalaciones sanitarias en edificaciones de la SEOPC.

El Instituto Nacional de Aguas Potables y Alcantarillados (INAPA) posee una normativa interna que teóricamente es válida para los sistemas que se diseñan y construyen en su área de influencia.

La Corporación del Acueducto y Alcantarillado de Santo Domingo (CAASD) posee una normativa interna que solo es válida para los sistemas que se diseñan y construyen en su área de influencia.

Las otras empresas del sector agua potable y saneamiento se rigen por una o varias de las normativas antes mencionadas, las cuales adolecen de no estar actualizadas por ser muy antiguas o de ser incompletas, ya que no abarcan muchos parámetros, dispositivos y elementos utilizados comúnmente en el diseño y construcción de los sistemas e instalaciones hidráulicas y sanitarias.

7. METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

Las informaciones necesarias para realizar la investigación se obtendrán de fuentes primarias y secundarias. En general las informaciones que necesitamos para nuestra investigación no se encuentran disponibles al público y necesariamente no son realizadas por un personal o departamento específico dentro de las empresas del agua. Esto lleva a que sea necesario levantar información en diferentes departamentos de las empresas del sector agua potable y saneamiento del país y del exterior y realizar consultas a los técnicos que actuaron en la elaboración de las normativas o reglamentos internos y que tienen responsabilidad pública o privada en el diseño de los sistemas que estamos investigando.

Por medio de la revisión bibliográfica nacional e internacional, conoceremos las diferentes experiencias en la elaboración de reglamentos, normativas para el diseño y la construcción de sistemas hidráulicos y sanitarios, esto nos permitirá definir una metodología para la correcta presentación de la investigación que estamos trabajando. La metodología debe servir de instrumento de toma de decisión para mejorar, mitigar, diseñar o dar respuestas en casos de desastres naturales.

La presentación de las “NORMAS TECNICAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS E INSTALACIONES HIDRAULICAS Y SANITARIAS DE LA REPUBLICA DOMINICANA”, se realizara siguiendo las recomendaciones de la Dirección General de Reglamentos y Sistemas, perteneciente al ente rector de todas las construcciones que se realizan en el país, La Secretaria de Estado de Obras Publicas y Comunicaciones.

La metodología utilizada se presenta en detalle en el cronograma de actividades siguiente:

Cronograma de actividades

| Actividad | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|--|---|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|
| Establecer la metodología para la elaboración de las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Obras e Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias de la República Dominicana. | | | | | | | | | | | | |
| Revisión bibliográfica sobre metodologías para la elaboración de normas técnicas en la República Dominicana. | ■ | ■ | ■ | | | | | | | | | |
| Revisión bibliográfica sobre metodologías para la elaboración de normas técnicas a nivel internacional. | ■ | ■ | ■ | | | | | | | | | |
| Comparación de metodologías utilizadas para la elaboración de las normas técnicas. | | | | ■ | ■ | | | | | | | |
| Revisión y selección del formato de presentación que exige la Dirección General de Reglamentos y Sistemas de la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones. | | | | | ■ | | | | | | | |
| Seleccionar los componentes fundamentales de las obras hidráulicas y de las instalaciones sanitarias, para normalizar su diseño y construcción. | | | | | | | | | | | | |
| Inventario y descripción de los componentes de las obras hidráulicas y de las instalaciones sanitarias. | | | | | | ■ | | | | | | |
| Elaborar el esquema funcional de cada sistema sanitario para proceder con su normalización. | | | | | | ■ | | | | | | |
| Visitas de evaluación a las instalaciones sanitarias y obras hidráulicas. | | | | | | ■ | | | | | | |
| Entrevistas dirigidas con actores del sector de agua potable y saneamiento que han participado en la elaboración de normativas internas de una institución. | | | | | | ■ | ■ | | | | | |
| Revisar los procedimientos técnicos (formales e informales) establecidos en el país para diseñar y construir instalaciones sanitarias y obras hidráulicas. | | | | | | | ■ | ■ | | | | |
| Revisar los procedimientos técnicos establecidos internacionalmente para diseñar y construir instalaciones sanitarias y obras hidráulicas. | | | | | | | ■ | ■ | | | | |
| Preparar el proyecto de norma técnica considerando los aspectos legales del país. | | | | | | | | | | | | |
| Elaborar la norma técnica para sistemas de abastecimiento de agua. | | | | | | | | | ■ | ■ | ■ | |
| Elaborar la norma técnica para sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales. | | | | | | | | | ■ | ■ | ■ | |
| Elaborar la norma técnica para sistemas de drenaje y evacuación de aguas pluviales. | | | | | | | | | ■ | ■ | ■ | |
| Elaborar la norma técnica para sistemas de tratamiento para agua potable. | | | | | | | | | ■ | ■ | ■ | |
| Elaborar la norma técnica para sistemas de tratamiento de aguas residuales. | | | | | | | | | ■ | ■ | ■ | |
| Preparar el informe final de la normativa técnica cumpliendo con los requerimientos de la Dirección General de Reglamentos y Sistemas de la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones. | | | | | | | | | ■ | ■ | ■ | ■ |

8. RESULTADOS

Los resultados de esta investigación son las "NORMAS TECNICAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS E INSTALACIONES HIDRAULICAS Y SANITARIAS DE LA REPUBLICA DOMINICANA", donde se establecen los criterios y requisitos a cumplir para los actores del sector agua potable y saneamiento del país. Se recogen y presentan en la forma siguiente:

TITULO I CONSIDERACIONES GENERALES

CAPITULO I DEFINICIONES

Se tendrán en cuenta las siguientes definiciones para analizar, interpretar y aplicar correctamente estas normas técnicas:

Ablandamiento: Remoción de la dureza (calcio y/o magnesio) del agua.

Agitación hidráulica: Movimiento obtenido al aprovechar la energía del agua para producir turbulencia.

Agitación mecánica: Movimiento obtenido mediante dispositivos mecánicos (paletas, aspas, etc.) para producir turbulencia.

Agua cruda: Agua que no ha sido sometida a proceso de tratamiento.

Agua dura: Agua que contiene cationes divalentes y sales disueltas en concentraciones tales que interfieren con la formación de la espuma del jabón.

Agua potable: Agua que por reunir los requisitos organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos, en las condiciones señaladas en la Ley 64-00, puede ser consumida por la población humana sin producir efectos adversos a la salud.

Aeración: Proceso en el que se produce un contacto entre el aire y el agua con el objetivo de oxigenarla o de excluir gases o sustancias volátiles.

Aireador: Dispositivo o equipo que permite transferir aire al agua.

Alcalinidad: Capacidad del agua para neutralizar los ácidos. Esta capacidad se origina en el contenido de carbonatos (CO_3^{2-}), bicarbonatos (HCO_3^-), hidróxidos (OH^-) y ocasionalmente boratos, silicatos y fosfatos. La alcalinidad se expresa en miligramos por litro de equivalente de carbonato de calcio (CaCO_3).

Análisis físico-químico del agua: Pruebas de laboratorio que se efectúan a una muestra para determinar sus características físicas, químicas o ambas.

Análisis microbiológico del agua: Pruebas de laboratorio que se efectúan a una muestra para determinar la presencia o ausencia, tipo y cantidad de microorganismos.

Análisis organoléptico: Se refiere a olor, sabor y percepción visual de sustancias y materiales flotantes y/o suspendidos en el agua.

Absorción: Concentración selectiva de sólidos disueltos en el interior de un material sólido, por difusión.

Acidez: Capacidad de una solución acuosa para reaccionar con iones hidroxilo.

Adsorción: Transferencia de una masa gaseosa, líquida o de material disuelto a la superficie de un sólido.

Afluente: Agua residual u otro líquido que ingrese a un reservorio, o algún proceso de tratamiento.

Aguas crudas: Aguas residuales que no han sido tratadas.

Aguas residuales municipales: Agua residual de origen doméstico, comercial e institucional que contiene desechos humanos.

Aguas residuales: Agua que contiene material disuelto y en suspensión, luego de ser usada por una comunidad o industria.

Aguas servidas: Aguas de desecho provenientes de lavamanos, tinas de baño, duchas, lavaplatos, y otros artefactos que no descargan materias fecales.

Aireación: Proceso de transferencia de masa, generalmente referido a la transferencia de oxígeno al agua por medios naturales (flujo natural, cascadas, etc.) o artificiales (agitación mecánica o difusión de aire comprimido).

Ambiente aerobio: Proceso que requiere o no es destruido por la presencia de oxígeno.

Ambiente anaerobio: Proceso desarrollado en ausencia de oxígeno molecular.

Análisis: Examen del agua, agua residual o lodos, efectuado por un laboratorio.

Barredor de lodos: Dispositivo mecánico para recoger el lodo del fondo de los tanques.

Boquilla: Dispositivo para aumentar la velocidad del agua.

Bacteria: Grupo de organismos microscópicos unicelulares, rígidos carentes de clorofila, que desempeñan una serie de procesos de tratamiento que incluyen oxidación biológica, fermentaciones, digestión, nitrificación y desnitrificación.

Biodegradación: Degradación de la materia orgánica por acción de microorganismos sobre el suelo, aire, cuerpos de agua receptores o procesos de tratamiento de aguas residuales.

Biopelícula: Película biológica adherida a un medio sólido que lleva a cabo la degradación de la materia orgánica.

Calibración: Determinación, verificación o rectificación de la graduación de cualquier instrumento que proporcione medidas cuantitativas.

Calidad del agua: Conjunto de características organolépticas, físicas, químicas y microbiológicas propias del agua.

Capacidad de almacenamiento: Volumen de agua retenido en un tanque o embalse.

Capacidad hidráulica: Caudal que puede manejar un componente o una estructura hidráulica conservando sus condiciones normales de operación.

Capacidad máxima: Caudal máximo de diseño de una estructura hidráulica.

Carbón activado: Forma de carbón altamente adsorbente, usada para remover material orgánico disuelto causante del mal sabor, color y olor del agua.

Caudal de diseño: Caudal estimado con el cual se diseñan los equipos, dispositivos y estructuras de un sistema determinado.

Clarificación: Proceso de separación de los sólidos del agua por acción de la gravedad.

Cloración: Aplicación de cloro al agua, generalmente para desinfectar o para oxidar compuestos indeseables.

Cloro residual: Concentración de cloro existente en cualquier punto del sistema de abastecimiento de agua, después de un tiempo de contacto determinado.

Coagulación: Aglutinación de las partículas suspendidas y coloidales presentes en el agua mediante la adición de coagulantes.

Coagulantes: Sustancias químicas que inducen el aglutinamiento de las partículas muy finas, ocasionando la formación de partículas más grandes y pesadas.

Coefficiente de uniformidad: Relación entre el diámetro por debajo del cual se encuentra el 60% de menor tamaño y el tamaño efectivo (10%).

Coloides: Sólidos finamente divididos (que no disuelven) que permanecen dispersos en un líquido por largo tiempo debido a su menor diámetro y a la presencia de una carga eléctrica en su superficie.

Contaminación del agua: Alteración de sus características organolépticas, físicas, químicas, radiactivas y microbiológicas, como resultado de las actividades humanas o procesos naturales, que producen o pueden producir rechazo, enfermedad o muerte al consumidor.

Control de calidad del agua potable: Análisis organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos realizados al agua en cualquier punto de la red de distribución, con el objeto de garantizar el cumplimiento de las disposiciones establecidas en la Ley 64-00.

Cortocircuito: Condición que ocurre en los tanques cuando parte del agua pasa a una velocidad mayor que el resto del fluido, disminuyendo el tiempo de residencia medio de la masa líquida en el reactor.

Criterio de diseño: Parámetros establecidos como base de diseño de una obra.

Cámara: Compartimento con paredes, empleado para un propósito específico.

Carga de diseño: Producto del caudal por la concentración de un parámetro específico; se usa para dimensionar un proceso de tratamiento, en condiciones aceptables de operación. Tiene unidades de masa por unidad de tiempo, (M/T).

Carga orgánica: Producto de la concentración media de DBO por el caudal medio determinado en el mismo sitio; se expresa en kilogramos por día (kg/d).

Carga superficial: Caudal o masa de un parámetro por unidad de área y por unidad de tiempo, que se emplea para dimensionar un proceso de tratamiento ($m^3/(m^2 \text{ día})$, kg DBO/(ha día)).

Caudal máximo horario: Caudal a la hora de máxima descarga.

Caudal medio: Caudal medio anual.

Clarificador: Tanque de sedimentación rectangular o circular usado para remover sólidos sedimentables del agua residual.

Cloración: Aplicación de cloro, o compuestos de cloro, al agua residual para desinfección; en algunos casos se emplea para oxidación química o control de olores.

Combinado: Sistema de alcantarillado que recibe aguas lluvias y aguas residuales de origen doméstico y/o industrial.

Concentración: Denominase concentración de una sustancia, elemento o compuesto en un líquido, la relación existente entre su peso y el volumen del líquido que lo contiene.

Criterios de diseño: Normas o guías de ingeniería que especifican objetivos, resultados o límites que deben cumplirse en el diseño de un proceso, estructura o componente de un sistema. Guías que especifican detalles de construcción y materiales.

Desarenador: Componente destinado a la remoción de las arenas y sólidos que están en suspensión en el agua, mediante un proceso de sedimentación.

Densidad: Relación existente entre la masa de un cuerpo y el volumen ocupado por éste.

Desinfección: Proceso físico o químico que permite la eliminación o destrucción de los organismos patógenos presentes en el agua.

Desinfectante: Sustancia que tiene el poder de destruir microorganismos patógenos.

Difusor: Dispositivo para dispersar un fluido en otro.

Dosificación: Acción mediante la cual se suministra una sustancia química al agua.

Dosis óptima: Concentración que produce la mayor eficiencia de reacción en un proceso químico.

Dotación: Cantidad de agua asignada a una población o a un habitante para su consumo en cierto tiempo, expresada en términos de litro por habitante por día o dimensiones equivalentes.

Drenaje: Dispositivo para la extracción o inyección de agua de una superficie.

Dureza: 1. Resistencia que opone un determinado material a ser rayado por otro; se relaciona con su estructura cristalina. 2. Característica del agua debida a la presencia de varias sales.

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) ó Demanda de oxígeno: Cantidad de oxígeno usado en la estabilización de la materia orgánica carbonácea y nitrogenada por acción de los microorganismos en condiciones de tiempo y temperatura especificados (generalmente cinco días y 20 °C). Mide indirectamente el contenido de materia orgánica biodegradable.

Demanda Química de Oxígeno (DQO): Medida de la cantidad de oxígeno requerido para oxidación química de la materia orgánica del agua residual, usando como oxidantes sales inorgánicas de permanganato o dicromato en un ambiente ácido y a altas temperaturas.

Desarenadores: Cámara diseñada para permitir la separación gravitacional de sólidos minerales (arena).

Deshidratación de lodos: Proceso de remoción del agua de lodos hasta formar una pasta.

Desinfección: Destrucción de bacterias y virus de origen fecal en las aguas residuales, mediante un agente desinfectante.

Digestión aerobia: Descomposición biológica de la materia orgánica de un lodo en presencia de oxígeno.

Digestión anaerobia: Descomposición biológica de la materia orgánica de un lodo en ausencia de oxígeno.

Digestión: Descomposición biológica de la materia orgánica de un lodo en presencia de oxígeno.

Disposición en el suelo: Reciclaje de agua residual o lodos parcialmente tratados en el terreno, bajo condiciones controladas.

Disposición final: Disposición del efluente de una planta de tratamiento o de los lodos tratados.

Eficiencia de remoción: Medida de la efectividad de un proceso en la remoción de una sustancia específica.

Efluente: Flujo proveniente de un sistema hidráulico.

Ensayos con trazador: Pruebas en las que se emplean sustancias, con el fin de observar y estudiar el comportamiento hidrodinámico del fluido.

Ensayo de sedimentabilidad: Determinación de la velocidad de asentamiento de los sólidos en suspensión en un líquido.

Ensayo de tratabilidad: Estudios efectuados a nivel de laboratorio o de planta piloto, a una fuente de abastecimiento específica, para establecer el potencial de aplicación de un proceso de tratamiento.

Error: Diferencia entre el error medido y el valor real de la variable observada.

Escherichia Coli (E-Coli): Bacilo aerobio gram-negativo que no produce esporas, pertenece a la familia de los enterobacteriaceas, fermenta la lactosa liberando ácido y gas, produce indol a partir del triptófano y no produce oxidasa.

Edad de lodo: Tiempo medio de residencia celular en el tanque de aireación.

Efluente final: Líquido que sale de una planta de tratamiento de aguas residuales.

Efluente: Líquido que sale de un proceso de tratamiento.

Emisario: Canal o tubería que recibe las aguas residuales de un sistema de alcantarillado y las lleva a una planta de tratamiento o de una planta de tratamiento y las lleva hasta el punto de disposición final.

Filtración: Proceso mediante el cual se remueven las partículas suspendidas y coloidales del agua al hacerlas pasar a través de un medio poroso.

Filtración de contacto o en línea: Proceso de filtración sin floculación ni sedimentación previa.

Filtración lenta: Proceso de filtración a baja velocidad.

Filtración rápida: Proceso de filtración a alta velocidad.

Floculación: Aglutinación de partículas inducida por una agitación lenta de la suspensión coagulada.

Flotación: Proceso de separación de los sólidos del agua mediante adhesión de microburbujas de aire a las partículas para llevarlas a la superficie.

Fuente de abastecimiento de agua: Depósito o curso de agua superficial o subterráneo, natural o artificial, utilizado en un sistema de suministro de agua.

Gradiente de velocidad medio: Raíz cuadrada de la potencia total disipada (P) en la unidad de volumen de una estructura hidráulica (V) dividida por la viscosidad absoluta del agua

Granulometría: Técnica para la medida del tamaño de los granos o partículas y estudio de la distribución de los mismos con arreglo a una escala de clasificación.

Hidrólisis: Proceso químico en el cual la materia orgánica se desdobla en partículas más pequeñas por la acción del agua.

Impacto ambiental: Afectación del entorno ocasionada por la realización de una obra.

Índice coliforme: Número estimado de microorganismos del grupo coliforme presentes en cien centímetros cúbicos de agua (100 cm³), cuyo resultado se expresa en términos de número más probable (NMP) por el método de los tubos múltiples y por el número de microorganismos en el método del filtro de membrana.

Índice volumétrico de lodo: Indica las características de sedimentabilidad del lodo.

Lecho de filtración: Medio constituido por material granular poroso por el que se hace percolar un flujo.

Lodo: Contenido de sólidos en suspensión o disolución que contiene el agua y que se remueve durante los procesos de tratamiento.

Licor Mixto: Mezcla de lodo activado y aguas residuales en el tanque de aireación que fluye a un tanque de sedimentación secundario en donde se sedimentan los lodos activados.

Lodos activados

Procesos de tratamiento biológico de aguas residuales en ambiente químico aerobio, donde las aguas residuales son aireadas en un tanque que contiene una alta concentración de microorganismos degradadores.

Mantenimiento: Conjunto de acciones que se ejecutan en las instalaciones y/o equipos para prevenir daños o para la reparación de los mismos cuando se producen.

Material flotante: Aquellos materiales que se sostienen en equilibrio en la superficie del agua y que influyen en su apariencia.

Mezclador: Equipo para producir turbulencia en el agua.

Mezcla rápida: Agitación violenta para producir dispersión instantánea de un producto químico en la masa de agua.

Mezcla lenta: Agitación suave del agua con los coagulantes, con el fin de favorecer la formación de los flóculos.

Microtamizado: Cribado del agua en mallas.

Muestra compuesta de agua: Integración de muestras puntuales tomadas a intervalos programados y por períodos determinados, preparadas a partir de mezclas de volúmenes iguales o proporcionales al flujo durante el periodo de toma de muestras.

Muestra puntual de agua: Muestra tomada en un punto o lugar en un momento determinado.

Metales pesados: Son elementos tóxicos que tiene un peso molecular relativamente alto. Usualmente tienen una densidad superior a 5,0 g/cm³ por ejemplo, plomo, plata, mercurio, cadmio, cobalto, cobre, hierro, molibdeno, níquel, zinc.

Metanogénesis: Etapa del proceso anaerobio en la cual se genera gas metano y gas carbónico.

Norma de calidad del agua potable: Valores de referencia admisibles para algunas características presentes en el agua potable, que proporcionan una base para estimar su calidad.

Número de Froude: Relación entre las fuerzas inerciales y la fuerza de gravedad.

Número de Reynolds: Relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas de fricción.

Ozonización / Ozonizador: Aplicación de ozono al agua. El ozonizador es el dispositivo empleado para hacer este proceso.

Oxígeno disuelto: Concentración de oxígeno medida en un líquido, por debajo de la saturación. Normalmente se expresa en mg/L.

Pantalla: Guía o mecanismo similar para desviar la dirección del agua.

Parámetros de control de un proceso: Criterios preestablecidos que se utilizan como base para compararlos con los obtenidos en un proceso, con el fin de controlar o medir la eficiencia del mismo.

Parámetros de diseño: Criterios preestablecidos con los que se diseñan y construyen cada uno de los equipos de la planta de tratamiento.

Patógenos: Microorganismos que pueden causar enfermedades en otros organismos, ya sea en humanos, animales y plantas.

Pérdida de carga: Disminución de la energía de un fluido debido a la resistencia que encuentra a su paso.

pH: Potencial de hidrogeno.

pH óptimo: Valor de pH que produce la máxima eficiencia en un proceso determinado.

Período de diseño: Tiempo para el cual se diseña un sistema o los componentes de éste, en el cual su(s) capacidad(es) permite(n) atender la demanda proyectada para este tiempo.

Planta de potabilización: Conjunto de obras, equipos y materiales necesarios para efectuar los procesos que permitan cumplir con las normas de calidad del agua potable.

Planta piloto: Modelo para simular operaciones, procesos y condiciones hidráulicas de la planta de tratamiento, utilizando para este efecto el agua de la fuente de abastecimiento.

Polución del agua: Alteración de las características organolépticas, físicas, químicas o microbiológicas del agua como resultado de las actividades humanas o procesos naturales.

Porosidad: Relación entre el volumen de los poros formados dentro de un medio filtrante y el volumen total del mismo.

Poscloración: Adición de cloro al efluente de la planta para propósitos de desinfección después de que éste ha sido tratado.

Potencia: Tasa a la cual se ejecuta un trabajo.

Potencial de hidrógeno (pH): Expresión de la intensidad de la condición básica o ácida de un líquido.

Precisión: Define los límites máximo y mínimo de error en un instrumento en condiciones normales de utilización.

Precloración: Adición de cloro al iniciar un proceso o una serie de procesos. Presión Fuerza por unidad de superficie.

Presión osmótica: Presión mínima necesaria para contrarrestar la difusión natural del agua a través de una membrana semi-permeable de la solución menos salina a la más salina, es expresada en Pascal.

Pretratamiento: Proceso previo que tiene como objetivo remover el material orgánico e inorgánico flotante, suspendido o disuelto del agua antes del tratamiento final.

Prueba de jarras: Ensayo de laboratorio que simula las condiciones en que se realizan los procesos de oxidación química, coagulación, floculación y sedimentación en la planta.

Puesta en marcha: Actividades que se realizan cuando un sistema va a empezar a funcionar al final de la etapa constructiva.

Punto de muestreo: Sitio específico destinado para tomar una muestra representativa del cuerpo de agua.

Punto de quiebre en cloración: Adición de cloro al agua hasta que la demanda de cloro ha sido satisfecha, para tener un residual de cloro libre en el agua tratada.

Paso directo (By Pass): Conjunto de tuberías, canales, válvulas y compuertas que permiten desvío del agua residual de un proceso o planta de tratamiento en condiciones de emergencia o de mantenimiento correctivo.

pH: Logaritmo, con signo negativo, de la concentración de iones hidrógeno, en moles por litro.

Pretratamiento: Procesos de tratamiento localizados antes del tratamiento primario.

Proceso biológico: Proceso en el cual las bacterias y otros microorganismos asimilan la materia orgánica del desecho, para estabilizar el desecho e incrementar la población de microorganismos (lodos activados, filtros percoladores, digestión, etc.).

Procesos anaerobios de contacto: Los lodos del digester de alta tasa son sedimentados en un digester de segunda etapa. El digester de segunda etapa opera como un tanque de sedimentación que permite la remoción de microorganismos del efluente.

Reactor: Estructura hidráulica en la cual un proceso químico, físico o biológico se lleva a cabo.

Reactor de flujo de pistón: Aquel en que todas las partículas del fluido tienen igual tiempo teórico de detención.

Red de distribución: Conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde el tanque de almacenamiento o planta de tratamiento hasta los puntos de consumo.

Registro de control de calidad: Recopilación escrita de los resultados de los análisis del agua que se suministra a la población.

Repetibilidad: Capacidad del instrumento para repetir la misma lectura en condiciones idénticas.

Resalto hidráulico: Discontinuidad de la superficie del agua en la cual el flujo pasa de una manera abrupta de un régimen rápido (supercrítico) a un régimen tranquilo (subcrítico) y depende del número de Froude.

Reactor anaerobio de flujo ascendente (UASB): Proceso continuo de tratamiento anaerobio de aguas residuales en el cual el desecho circula de abajo hacia arriba a través de un manto de lodos o filtro, para estabilizar parcialmente de la materia orgánica.

Rejilla: Artefacto de barras paralelas de separación uniforme (2 a 4 cm), utilizado para remover sólidos flotantes y en suspensión. Son las más empleadas en el tratamiento preliminar.

Sedimentación: Proceso en el cual los sólidos suspendidos en el agua se decantan por gravedad, previa adición de químicos coagulantes.

Sensibilidad: Razón entre el incremento en una lectura y el incremento en la variable que lo ocasiona.

Sistema de suministro de agua potable: Conjunto de obras, equipos y materiales utilizados para la captación, aducción, conducción, tratamiento y distribución del agua potable para consumo humano.

Sistema de conducción: Conjunto de tuberías, ductos o canales que sirven para conducir un fluido.

Sistema de potabilización: Conjunto de procesos unitarios para purificar el agua y que tienen por objeto hacerla apta para el consumo humano.

Sistema de succión: Producción de una presión inferior a la atmosférica.

Sistema de registro: Dispositivo encargado de registrar las variables seleccionadas sobre un método apropiado: papel, magnético, entre otros.

Sólidos disueltos: Mezcla de un sólido (soluto) en un líquido solvente en forma homogénea.

Sólidos suspendidos: Pequeñas partículas de sólidos dispersas en el agua; no disueltas.

Solubilidad: Capacidad de una sustancia o soluto de mezclarse homogéneamente en un solvente para unas condiciones de presión y temperatura específicas.

Sustancias flotantes: Materiales que se sostienen en equilibrio en la superficie del agua y que influyen en su apariencia.

Sedimentación: Proceso físico de clarificación de las aguas residuales por efecto de la gravedad. Junto con los sólidos sedimentables precipita materia orgánica del tipo putrescible.

Sistemas de agitación mecánica: Sistemas para mezclar el contenido de digestores por medio de turbinas.

Sólidos activos: Parte de los sólidos volátiles en suspensión que representan los microorganismos.

Sólidos no sedimentables: Materia sólida que no sedimenta en un período de 1 hora, generalmente.

Sólidos sedimentables: Materia sólida que sedimenta en un periodo de 1 hora.

Tamaño efectivo: Diámetro por debajo del cual se encuentra el 10% en peso seco del total de las partículas de una distribución granulométrica dada.

Tanque de almacenamiento: Depósito destinado a mantener agua para su uso posterior.

Tasa de aplicación superficial (carga superficial): Relación entre el caudal y el área superficial de una determinada estructura hidráulica ($m^3/m^2/día$).

Tiempo de contacto para la desinfección: Tiempo que toma al agua moverse desde el punto de aplicación del desinfectante hasta el punto donde se mide la concentración residual del mismo.

Tiempo teórico de detención (td): Volumen de un reactor (V) dividido por el caudal (Q) con que trabaja o el tiempo teórico que tarda una masa líquida en desplazarse de un punto a otro, suponiendo flujo pistón.

Tiempo de operación: Periodo de funcionamiento de un sistema.

Tratamiento: Conjunto de operaciones y procesos que se realizan sobre el agua cruda, con el fin de modificar sus características organolépticas, físicas, químicas y microbiológicas, para hacerla potable de acuerdo a las normas establecidas en la Ley 64-00.

Turbiedad: Propiedad óptica del agua basada en la medida de luz reflejada por las partículas en suspensión.

Tanque de aireación: Cámara usada para inyectar aire dentro del agua.

Tanque de compensación: Tanque utilizado para almacenar y homogeneizar el desecho, eliminando las descargas violentas.

Tanque Imhoff: Tanque compuesto de tres cámaras en el cual se realizan los procesos de sedimentación y digestión.

Tanque séptico: Sistema individual de disposición de aguas residuales para una vivienda o conjunto de viviendas; combina la sedimentación y la digestión.

Tiempo de retención hidráulica: Tiempo medio teórico que se demoran las partículas de agua en un proceso de tratamiento. Usualmente se expresa como la razón entre el caudal y el volumen útil.

Trampa de llamas o atrapallamas: Sistema detenedor de llamas en las conducciones de gas en los sistemas anaerobios de digestores de lodos.

Tratamiento anaerobio: Estabilización de un desecho por acción de microorganismos en ausencia de oxígeno.

Tratamiento avanzado: Proceso de tratamiento fisicoquímico o biológico usado para alcanzar un grado de tratamiento superior al de tratamiento secundario.

Tratamiento biológico: Procesos de tratamiento en los cuales se intensifican la acción natural de los microorganismos para estabilizar la materia orgánica presente. Usualmente se utilizan para la remoción de material orgánico disuelto.

Tratamiento convencional: Procesos de tratamiento bien conocidos y utilizados en la práctica. Generalmente se refiere a procesos de tratamiento primario o secundario. Se excluyen los procesos de tratamiento terciario o avanzado.

Tratamiento preparatorio: Acondicionamiento de un desecho antes de ser descargado en el sistema de alcantarillado. Procesos de tratamiento localizados antes del tratamiento primario (desmenuzado, cribas, desarenadores, etc.). Preparan el agua para el tratamiento posterior.

Tratamiento primario: Tratamiento en el que se remueve una porción de los sólidos suspendidos y de la materia orgánica del agua residual. Esta remoción normalmente es realizada por operaciones físicas como la sedimentación.

Tratamiento secundario: Es aquel directamente encargado de la remoción de la materia orgánica y los sólidos suspendidos.

Tratamiento anaerobio: El tratamiento anaerobio es el proceso de degradación de la materia orgánica por la acción coordinada de microorganismos, en ausencia de oxígeno u otros agentes oxidantes fuertes ($\text{SO}_4=$, $\text{NO}_3=$ etc.).

Tubo pitot: Tubo doblado de forma especial, que al igual que el molinete es útil para medir velocidades en una tubería.

Tratamiento terciario: Es aquel directamente encargado de la remoción adicional de la materia orgánica, los sólidos suspendidos, patógenos, nutrientes y metales pesados.

Unidad de la planta de tratamiento: Cada uno de los procesos de tratamiento.

Valor admisible: Valor establecido para la concentración de un componente o sustancia, que garantiza que el agua de consumo humano no representa riesgo para la salud del consumidor.

Velocidad de filtración: Caudal de filtración por unidad de área.

Velocidad de lavado: Caudal de lavado por unidad de área.

Vertedero: Dispositivo hidráulico de rebose de un líquido.

Vida útil: Tiempo estimado para la duración de un equipo o componente de un sistema sin que sea necesaria la sustitución del mismo; en este tiempo solo se requieren labores de mantenimiento para su adecuado funcionamiento.

Vertederos: Son dispositivos que permiten determinar el caudal. Poseen una ecuación general que depende de la gravedad, de su geometría, de su espesor de pared.

Zonas muertas: Sitios en un reactor en donde no hay desplazamiento unidimensional de la masa de agua.

Zona muerta de un instrumento: Es el campo de valores dentro del cual el instrumento no reporta una variación de la variable observada.

CAPITULO II NORMAS TECNICAS DE REFERENCIA

Las normas técnicas que se utilizaron como referencia para la elaboración de este proyecto son:

- NORMAS AWWA
- NORMAS ASTM
- NORMAS AASTHO
- NORMAS ISO
- NORMAS DIN

TITULO II

SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

CAPITULO I

POBLACION, DOTACION Y DEMANDA

1.1. Estimación de la población

El cálculo de la población y su distribución espacial, debe ser realizado con base en datos censales e información local y regional. Deben ser determinadas, tanto para el inicio como para el final del proyecto (lo que define el periodo de diseño "n"), así como para los años intermedios que se consideren pertinentes, las densidades poblacionales en las zonas de ocupación homogénea, siguiendo las categorías: residencial, comercial, industrial y pública.

La población futura P_n , será estimada con base a la población inicial P_o , relevamientos censales, estadísticas continuas y otras investigaciones demográficas (muestreos, crecimiento vegetativo, fecundidad, población flotante, etc.), Para estimar la magnitud de P_n se sugiere aplicar, según el caso, uno de los procedimientos siguientes:

- Extensión de la propia curva de crecimiento según ajuste o interpolación, gráfica o analítica, mínimos cuadrados.
- Extensión gráfica de la curva de crecimiento, según desarrollos análogos observados, en población de mayor dimensión.
- Crecimiento Lineal
- Progresión geométrica
- Logística de Verhulst

El procedimiento a utilizar en cada proyecto deberá justificarse. El cálculo de la población por abastecer debe considerar actividades turísticas, laborales, industriales y/o comerciales que representen población flotante. Debe ajustarse la proyección de la población para tener en cuenta la población flotante, de acuerdo con los estudios socioeconómicos disponibles para la población. En el caso de proyectos de urbanizaciones la población se calculará en base al número de viviendas y el número de habitantes por unidad habitacional.

En caso de que existan posibilidades de migración hacia el municipio, ésta debe tenerse presente en los estudios de proyección de la población.

El alcance a período de diseño "n" del proyecto dependerá de la disponibilidad de las fuentes, vida útil de las instalaciones y recursos financieros con un mínimo deseable de "n" de 20 años.

Cuando se trata de diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable, es obligatorio fijar la vida útil de todos los componentes del sistema; debe definirse hasta que punto estos componentes pueden satisfacer las necesidades futuras de la localidad; qué partes deben considerarse a construirse en forma inmediata, y cuáles serán las provisiones que deben de

tomarse en cuenta para incorporar nuevas construcciones al sistema. Para lograr esto en forma económica, es necesario fijar los períodos de diseño para cada componente del sistema. El contenido de la tabla que sigue debe considerarse normativo para estos aspectos.

TABLA 1

Período de diseño económico para las estructuras de los sistemas⁽⁵⁷⁾

| Tipo Estructuras | Características especiales | Período de Diseño (años) |
|---|--|---------------------------------|
| Presas, ductos grandes | Difíciles y costosos de agrandar | 25-100 |
| Pozos, tanques, equipos de bombeo, plantas de potabilización. | Fáciles de ampliar cuando el crecimiento y las tasas de interés son bajas. Menor de 3% anual | 20-25 |
| Tuberías mayores de 12" de diámetro | Reemplazar tuberías pequeñas es más costoso a largo plazo | 10-20 |
| Tuberías Secundarias | Para el desarrollo Completo | 20-25 |

1.2. Usos del agua

Debe hacerse un estudio de la dotación desagregada por usos y por zonas del municipio, el cual debe considerar los siguientes usos:

1.2.1. Uso Residencial

El diseñador debe analizar detenidamente la dotación de uso residencial teniendo en cuenta las siguientes disposiciones:

-En general el consumo total de uso residencial aumenta con el tiempo. El diseñador debe justificar la proyección de la dotación para las etapas de construcción de las obras del sistema de acueducto y para el período de diseño de cada uno de sus componentes.

-Debe conocerse la tendencia sobre uso eficiente y ahorro del agua, considerando el uso de micromedidores de caudal, reguladores de caudal, reguladores de presión o cualquier otro tipo de accesorio que implique una reducción en el consumo.

-El diseñador debe tener en cuenta la utilización de aparatos de bajo consumo, con el fin de determinar el posible ahorro y el efecto de estos instrumentos en la dotación neta.

El diseñador debe deducir la dotación de uso residencial para el diseño de los sistemas de acueducto con base en mediciones directas hechas en la localidad. Cuando en ésta no existan

micromedidores de caudal, el diseñador puede estimar la dotación por comparación de poblaciones cercanas con características similares.

Al hacer el estudio de la dotación por uso residencial deben tenerse en cuenta, entre otros, los siguientes factores: el tamaño de la población, las condiciones socioeconómicas, el clima, la cobertura de medidores, los aspectos sanitarios y demás factores que se estimen convenientes.

La dotación por uso residencial debe incluir el riego de jardines.

Las variaciones que sean propuestas por el diseñador a las dotaciones establecidas deben estar técnicamente justificadas, teniendo en cuenta aspectos climatológicos y socioeconómicos.

1.2.2. Uso Comercial

Para establecer el uso comercial, el diseñador debe utilizar un censo comercial y realizar un estimativo de consumos futuros. El diseñador debe cuantificar y analizar detenidamente la dotación comercial de acuerdo con las características de dichos establecimientos. Deben estudiarse los consumos puntuales o concentrados de demandas. El uso comercial también incluye el uso en oficinas.

1.2.3. Uso Industrial

Para estimar el uso industrial, el diseñador debe utilizar censos industriales y estimativos de consumos futuros. El diseñador debe cuantificar y analizar detenidamente la dotación industrial de acuerdo con las características de dichos establecimientos. Deben estudiarse los consumos puntuales o concentrados demandados con el fin de establecer los posibles grandes consumidores.

1.2.4. Uso Rural

En caso de que la comunidad objeto de la construcción de un nuevo sistema de acueducto o la ampliación del sistema de acueducto existente tenga que abastecer población rural, el diseñador debe utilizar los datos del censo rural y estimar los consumos futuros. El diseñador debe cuantificar y analizar detenidamente la dotación rural de acuerdo con las características establecidas en el censo.

1.2.5. Uso para fines públicos

El consumo para uso público utilizado en los servicios de aseo, riego de jardines y parques públicos, fuentes públicas y demás, se estimará entre el 0 y el 3% del consumo medio diario doméstico, siempre y cuando no existan datos disponibles. En caso de que estos datos existan, servirán para establecer la proyección del uso público en el municipio.

1.2.6. Uso escolar

En caso de que en el municipio objeto de la construcción de un nuevo sistema de acueducto o de la ampliación del sistema existente se localice una concentración escolar importante que implique la permanencia durante el día de una población adicional, el diseñador debe analizar y cuantificar detenidamente la dotación de uso escolar de acuerdo con las características de los establecimientos de educación.

1.2.7. Uso institucional

Deben identificarse los establecimientos y predios que requieran una dotación especial debido a las características de sus actividades, tales como hospitales, cárceles, hoteles etc.

1.3. Dotación neta

La dotación neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto.

1.3.1. Dotación neta mínima y máxima

La dotación neta depende del uso del agua asociado a las características de la comunidad, y sus valores mínimo y máximo se establecen de acuerdo con la tabla 2

TABLA 2
Dotación neta según las características socioeconómicas y del sistema^(1, 47, 57)

| Características Sistema | Dotación neta mínima (L/hab/día) | Dotación neta máxima (L/hab/día) |
|--------------------------------|--|---|
| Rural (Fuente Publica) | 40 | 60 |
| Rural (Acometida Rural) | 80 | 120 |
| Semi-Urbano (Acometida Urbana) | 120 | 150 |
| Urbano (Acometida Urbana) | 200 | - |

En el caso de ampliaciones de sistemas de acueducto, la dotación neta mínima debe fijarse con base en el análisis de los datos de producción y consumo del sistema sin incluir las pérdidas. La dotación puede obtenerse del consumo medio diario por habitante registrado durante un año. En aquellos casos en los que exista una carencia notable del recurso agua, pueden tenerse dotaciones netas inferiores a las establecidas en la tabla 2. En éste caso debe tenerse autorización expresa de la entidad reguladora.

| Tipo de proyecto | Dotación |
|---|-------------------------|
| Hospitales | 200 L/cama·día |
| Clínicas Médicas | 500 L/consultorio·día |
| Clínicas Dentales | 1000 L/consultorio·día |
| Mercados, puestos: 15 l/m ² /d | 15 L/m ² /d |
| Cines, teatros: 3 l/asiento/d | 3 L/asiento/d |
| Oficinas: 6 l/m ² /d | 6 L/m ² /d |
| Bodegas: 20 l/m ² /d | 20 L/m ² /d |
| Gasolineras: 300 l/bomba/d | 350 l/bomba/d |
| Área Verde | 2-3 L/m ² /d |

1.5.2. Dotaciones Polígonos Industriales

Tanto los consumos como los caudales máximos a estimar en los polígonos industriales presentan valores muy dispersos. Estas variaciones son notable aun entre industrias análogas, debido a la influencia de los procesos adoptados, a que se hayan previsto o no sistemas de recuperación de agua, a que existan o no sistemas de almacenamiento, etc. En cualquier caso, cuando no se disponga de información de primera mano, podrá adoptarse como caudal punta en las zonas industriales un valor comprendido entre 1 y 2 L/seg/día.”

Para el diseño, se puede utilizar el método de las dotaciones individuales para estimar la demanda para dimensionar las redes exteriores de este tipo de proyecto cuando se tienen los datos sobre el tipo de empresa y el área que ocupara. En función de esto, se presentan en la tabla siguiente las demandas picos orientativas (mínimas/medias/máximas) según la clase de industria. A continuación se muestran las dotaciones seleccionadas:

TABLA 4
Dotación por tipo de empresa⁽²⁴⁾

| Tipo de Empresa | Dotación (L/s-Ha) | Dotación (L/m²-Día) |
|-----------------------------------|--------------------------|---------------------------------------|
| Pequeña y Mediana Empresa | 1.50 | 12.96 |
| Textiles y Fabricación de Telas | 1.25 | 10.80 |
| Metal Mecánica | 3.00 | 25.92 |
| Impresores | 4.00 | 34.56 |
| Ebanistería General | 2.00 | 17.28 |
| Escuelas y Talleres Empresariales | 0.50 | 4.32 |
| Cerámica y Porcelana | 1.00 | 8.64 |
| Área Institucional | 1.00 | 8.64 |
| Área Verde | 0.40 | 3.46 |

1.6. Demanda

1.6.1. Caudal medio diario

El caudal medio diario, Q_{med} , es el caudal medio calculado para la población proyectada, teniendo en cuenta la dotación bruta asignada. Corresponde al promedio de los consumos diarios en un período de un año y puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{medio} = \frac{\text{Población} * D_{bruta}}{86,400}$$

1.6.2. Caudal máximo diario

El caudal máximo diario, $Q_{max/d}$, corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas durante un período de un año. Se calcula multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario, k_1 . (Véase 1.6.4.)

El caudal máximo diario se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{max/d} = Q_{med} k_1$$

1.6.3. Caudal máximo horario

El caudal máximo horario, $Q_{max/h}$, corresponde al consumo máximo registrado durante una hora en un período de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio. Se calcula como el caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente de consumo máximo horario, k_2 , (véase B.2.7.5) según la siguiente ecuación:

$$Q_{max/h} = Q_{med} k_2$$

1.6.4. Coeficiente de consumo máximo diario - k_1

El coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , se obtiene de la relación entre el mayor consumo diario y el consumo medio diario, utilizando los datos registrados en un período mínimo de un año. En caso de sistemas nuevos, el coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , se tomara como establece la siguiente tabla.

TABLA 5
Coefficiente de consumo máximo diario k_1 ^(43, 44, 57)

| Características Sistema | Coefficiente de consumo máximo diario - k_1 |
|--------------------------------|---|
| Rural (Fuente Publica) | 1.35 |
| Rural (Acometida Rural) | 1.30 |
| Semi-Urbano (Acometida Urbana) | 1.25 |
| Urbano (Acometida Urbana) | 1.25 |

Para los proyectos singulares establecidos en 1.3.2 y 1.3.3, se utilizara un coeficiente k_1 de 1.25.

1.6.5. Coeficiente de consumo máximo horario con relación al consumo máximo diario- k_2

El coeficiente de consumo máximo horario con relación al consumo máximo diario, k_2 , puede calcularse, para el caso de ampliaciones de sistema de acueducto, como la relación entre el caudal máximo horario, QMH, y el caudal máximo diario, QMD, registrados durante un período mínimo de un año, sin incluir los días en que ocurran fallas relevantes en el servicio. En el caso de sistemas de acueductos nuevos, el coeficiente de consumo máximo horario con relación al consumo máximo diario, k_2 , es función de lo que se establece en la siguiente tabla:

TABLA6
Coefficiente de consumo máximo horario, k_2 ⁽⁵⁷⁾

| Características del Sistema | Coefficiente de consumo máximo horario - k_2 |
|------------------------------------|--|
| Rural (Fuente Publica) | 2.50 |
| Rural (Acometida Rural) | 2.50 |
| Semi-Urbano (Acometida Urbana) | 2.00 |
| Urbano (Acometida Urbana) | 1.60-2.00 |

Para los proyectos singulares establecidos en 1.3.2, se utilizara un coeficiente k_2 de 2.00, con excepción de los hoteles, para los que se recomienda entre 2.50 y 4.00 en función de sus características. Para los proyectos industriales indicados en 1.3.3, se considera un coeficiente de 2.00.

1.6.6. Gran consumidor

Para propósitos de esta normatividad se considera que un suscriptor individual es un gran consumidor cuando su demanda media sea mayor que o igual a 3 L/s (260 m³/día). La identificación de los grandes consumidores debe llevarse a cabo considerando el catastro de

suscriptores de la empresa prestadora del servicio municipio, complementado por el desarrollo de encuestas dirigidas a los grandes consumidores identificados, estén atendidos o por atender.

1.6.7. Curva de variación horaria de la demanda

Debe establecerse la curva de demanda que defina la variación del consumo a lo largo del día, con el fin de establecer la necesidad y la magnitud de un posible almacenamiento. Los datos para elaborar las curvas de demanda horarias de cada población o zona abastecida pueden pertenecer a la localidad en estudio o a una localidad que presenta características semejantes, en términos de nivel socioeconómico, de costumbres y de clima.

1.7. Caudal de incendios

La demanda mínima contra incendios debe estimarse teniendo en cuenta las siguientes especificaciones:

-Para poblaciones menores de 5,000 habitantes, el diseñador debe justificar si la protección contra incendio se considera necesaria. Sin embargo, se tendrá en cuenta que la presión requerida para la protección contra incendios puede obtenerse mediante el sistema de bombas del equipo del cuerpo de bomberos y no necesariamente de la presión en la red de distribución.

-Presión mínima en un hidrante es de 5 mca.

-Los hidrantes se instalarán preferiblemente en las tuberías matrices de diámetros $\geq 4''$ y $\leq 12''$ y descargarán un caudal mínimo de 5 L/s.

-Se recomienda una distancia máxima de 600 metros entre los hidrantes, medidos a lo largo del eje de la calle. La disposición final de los hidrantes debe ser recomendada por el diseñador de acuerdo con las exigencias de la zonificación urbana.

-Todos los hidrantes serán de tipo columna y estarán interconectados en tuberías de la red primaria con diámetros máximos de $\leq 12''$ y mínimo de $\geq 4''$ (no recomendamos colocar hidrantes en tuberías de diámetros mayores puesto que cualquier inconveniente con la válvula de pie implicaría la salida de servicio de esta).

-Verificación de la red proyectada para la hora de mayor consumo.

-Se aceptan velocidades mayores de las recomendadas en los criterios de diseño de la red, dado que son sucesos puntuales.

-Para zonas residenciales densamente pobladas, edificios multifamiliares, comerciales e industriales de municipios con una población entre 5000 y 15.000 habitantes, un incendio se

considerará servido por un hidrante y las zonas residenciales unifamiliares serán servidas por un hidrante en uso simultáneo con una descarga mínima de 5 L/s.

-Para zonas residenciales densamente pobladas o zonas con edificios multifamiliares, comerciales e industriales de municipios con poblaciones entre 15.000 y 60.000 habitantes, un incendio debe ser servido por tres hidrantes y las zonas residenciales unifamiliares deben ser servidas por un hidrante en uso simultáneo con una descarga mínima de 5 L/s.

-Para zonas residenciales densamente pobladas o zonas con edificios multifamiliares, comerciales e industriales de municipios con poblaciones entre 60.000 y 100.000 habitantes, un incendio debe ser servido por tres hidrantes y las zonas residenciales unifamiliares deben ser servidas por dos hidrantes en uso simultáneo con capacidad de descarga mínima de 5 L/s cada uno.

-Para zonas residenciales densamente pobladas o multifamiliares, comerciales e industriales de municipios con más de 100.000 habitantes, un incendio debe ser servido por cuatro hidrantes y las zonas residenciales unifamiliares deben ser servidas con dos hidrantes en uso simultáneo con capacidad mínima de 10 L/s cada uno.

-Cuando en las localidades consideradas existan o estén en proyectos la instalación de: industrias, fábricas, centros comerciales, etc, a estos se les deberá diseñar su propio sistema de protección contra incendios, contando cada uno de ellos con: tanques de almacenamiento, equipos de bombeo, redes internas de protección, etc., independientes al sistema de distribución de agua potable de la ciudad.

CAPITULO II FUENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

2.1. Alcance

En este capítulo se establece el procedimiento que debe seguirse y los criterios básicos que deben tenerse en cuenta para la aceptación de una fuente de abastecimiento de agua para un sistema de acueducto.

Se consideran fuentes de abastecimiento todas las aguas provenientes de cursos o cuerpos superficiales o subterráneos. También pueden considerarse como fuentes, en casos excepcionales, las aguas lluvias y el agua de mar.

2.2. Consideraciones generales

Cuando se efectúen los estudios de fuentes deben presentarse las alternativas técnico-económicas más factibles, siguiendo criterios de costo mínimo. La selección de la fuente debe hacerse teniendo en cuenta la calidad del agua y aquella que permita la construcción de una

captación económica, segura, confiable y que tenga unas características de acceso, operación y mantenimiento fáciles.

Además, deben efectuarse estudios con el fin de minimizar los efectos sobre el medio ambiente, el ecosistema y el hábitat natural de diferentes especies, que puedan producir las obras de la captación.

2.3. Fuentes superficiales

Para propósitos de este título, se consideran fuentes superficiales los ríos, quebradas, lagos, lagunas y embalses de almacenamiento, y excepcionalmente aguas lluvias y agua de mar.

2.3.1. Estudios previos

Para la selección y el desarrollo de una fuente superficial de agua, el diseñador debe llevar a cabo o recolectar los siguientes estudios previos:

2.3.1.1. Concepción del proyecto:

El diseñador debe presentar todas las alternativas técnico-económicas factibles, de tal manera que pueda aplicarse el criterio de costo mínimo. Para la selección de la fuente superficial debe tenerse en cuenta la calidad del agua en la fuente, tanto química como bacteriológica, y la facilidad de construcción, de manera que se tenga una obra de costo mínimo. Además, deben efectuarse los estudios de impacto ambiental básicos con el fin de minimizar los efectos sobre el medio ambiente y el ecosistema, siguiendo los criterios establecidos por SEMAREN.

2.3.1.2. Estudio de la demanda

Para determinar la confiabilidad de una fuente superficial, el diseñador debe realizar los estudios de demanda a que se hace referencia en el capítulo I: POBLACIÓN, DOTACIÓN Y DEMANDA de este título. Las fuentes deben suministrar el consumo de la población estimada para el sistema más las necesidades de agua en la planta de tratamiento.

2.3.1.3. Aspectos generales de la zona de la fuente

Con el fin de establecer los aspectos generales de la fuente de abastecimiento, el diseñador debe localizar las obras públicas y privadas existentes en las zonas aledañas a la fuente que puedan afectar o ser afectadas por el proyecto de acueducto, debe conocer el tipo de cultivos, haciendo énfasis en los posibles usos de agroquímicos, debe localizar las posibles fuentes de contaminación, sitios de descarga o arrastre de materias orgánicas, aguas residuales domésticas o aguas residuales industriales.

2.3.1.4. Estudios topográficos

El diseñador debe contar con toda la información topográfica del área de la fuente. Entre otros aspectos, esta información debe incluir los planos del Instituto Cartográfico Militar en escala 1:50.000, las placas de referencia con cotas y coordenadas para los levantamientos topográficos, las fotografías aéreas de la zona aledaña a la fuente, y los planos de

instalaciones de sistemas de infraestructura, como carreteras, líneas de transmisión, industrias, etc.

2.3.1.5. Condiciones geológicas y geotécnicas

El diseñador debe tener en cuenta la siguiente información: Nivel de amenaza sísmica en la zona de la fuente, cortes transversales geológicos, fallas geológicas en las áreas circundantes al proyecto y estudios geotectónicos en el área de la fuente.

Con respecto a la geotecnia, el diseñador debe tener en cuenta o realizar los siguientes estudios: Mecánica de suelos, permeabilidad del suelo y del subsuelo y características químicas del suelo y de las capas de agua para establecer la agresividad de éstos sobre los materiales que se emplearán en las obras civiles de la captación.

2.3.1.6. Estudios hidrológicos

El diseñador debe tener en cuenta los siguientes estudios hidrológicos: precipitación pluvial, escorrentía superficial, infiltración, evaporación, transpiración, etc. También debe conocer las características hidrográficas de la cuenca, datos, informaciones o estimaciones acerca de los niveles de agua máximo y mínimo de la fuente en el lugar donde se construirá la captación, si es posible, con la indicación de los periodos de retorno más probable.

2.3.1.7. Características del agua cruda

El diseñador debe conocer las características físicas, organolépticas, químicas y bacteriológicas de las aguas de la fuente. Con el fin de asegurar la calidad del agua en ésta, las muestras para análisis deben extraerse durante las épocas de caudales pico, ya sea el caudal mínimo mensual o el caudal máximo mensual, en todos los posibles sitios de ubicación de las obras de captación y en los afluentes importantes localizados en las cercanías, aguas arriba del sitio de la fuente.

La calidad de la fuente debe caracterizarse de la manera más completa posible para poder identificar el tipo de tratamiento que necesita y los parámetros principales de interés en periodo seco y de lluvia. En la tabla siguiente se presenta la clasificación de los niveles de calidad de las fuentes de abastecimiento en función de unos parámetros mínimos de análisis fisico-químicos y microbiológicos.

2.3.1.10. Cantidad y caudal mínimo

En todos los casos, el caudal correspondiente al 95% de tiempo de excedencia en la curva de duración de caudales diarios, Q95, debe ser superior a dos veces el caudal medio diario si la captación se realiza por gravedad o si el sistema de acueducto incluye sistemas de almacenamiento, o superior a dos veces el caudal máximo horario si la captación si la captación se realiza por bombeo.

Si el caudal Q95 en la fuente es insuficiente para cumplir el requerimiento anterior, pero el caudal promedio durante un período que abarque el intervalo más seco del que se tenga registro es suficiente para cubrir la demanda, ésta puede satisfacerse mediante la construcción de uno o más embalses o tanques de reserva.

2.3.1.11. Caudal mínimo aguas abajo

En todos los casos, la fuente debe tener un caudal tal que garantice un caudal mínimo remanente aguas abajo de las estructuras de toma con el fin de no interferir con otros proyectos, tanto de captación como de agricultura y piscicultura, preservando en todos los casos el ecosistema aguas abajo. Por consiguiente, el diseñador debe conocer los proyectos presentes y futuros que utilicen agua de la misma fuente del proyecto que está diseñando o construyendo.

2.4. Fuentes subterráneas

Las fuentes de agua subterránea pueden ser subsuperficiales y acuíferos. La explotación de las aguas subterráneas puede realizarse mediante pozos profundos, pozos excavados, manantiales o galerías de filtración.

2.4.1. Concepción del proyecto

Para justificar el uso de una fuente subterránea de agua, el diseñador debe presentar todas las alternativas técnico-económicas con el fin de escoger la más factible desde el punto de vista de costo mínimo. La selección debe hacerse teniendo en cuenta la calidad del agua en la fuente subterránea y las características que permitan una construcción económica de la obra de aprovechamiento.

2.4.2. Aspectos generales de la zona

En el caso de una fuente subterránea, además de los aspectos establecidos en el literal 2.4.1 de este capítulo, el diseñador debe conocer o hacer un inventario y análisis de todos los pozos existentes en la zona, que incluya la ubicación, el rendimiento, las variaciones de nivel y el abatimiento del nivel freático. También debe conocer la litología y la calidad de agua en el subsuelo.

2.4.3. Estudios topográficos

El diseñador debe tener un plano topográfico a escala adecuada con la localización de las obras de los pozos existentes y el registro de los niveles de drenajes actuales y los niveles piezométricos.

2.4.4. Condiciones geológicas

El diseñador debe obtener información fotogeológica, los estudios paleográficos, la delimitación de fallas, y los sondeos correspondientes a la zona del proyecto. Debe seguirse lo establecido en la norma AWWA A-100, sección 2 para las investigaciones geológicas.

2.4.5. Estudios hidrológicos

El diseñador debe hacer un balance hídrico de aguas subterráneas. Debe obtenerse toda la información referente a los niveles freáticos en la zona de la fuente subterránea.

El diseñador debe desarrollar estudios hidrogeológicos que contengan la información básica geofísica y geológica de los acuíferos, características hidráulicas y la calidad del agua. Los estudios hidrogeológicos de la cuenca deben contener la siguiente información: formaciones geológicas, características y propiedades físicas de los acuíferos, estimación de la descarga y recarga de la cuenca, nivel de las aguas freáticas, calidad del agua (características físicas, organolépticas, químicas y bacteriológicas), posibles fuentes de contaminación, inventario y análisis de los pozos existentes de la zona de fuente que incluya la ubicación, el rendimiento, las variaciones de nivel y el abatimiento durante el bombeo de las aguas subterráneas.

2.4.6. Características de la fuente

2.4.6.1. Calidad del agua

El diseñador debe hacer un análisis de la calidad del agua en los diferentes ambientes de depósitos subterráneos. Debe asegurarse de que exista un perímetro de seguridad sanitario alrededor de la zona de la fuente subterránea dentro del cual no se permitan actividades que produzcan infiltración de contaminantes en el acuífero.

2.4.6.2. Muestreos

Deben hacerse pruebas para conocer las condiciones en que se encuentra el agua del acuífero mediante pozos piezométricos. Este tipo de ensayos debe ser constante durante toda la vida útil de la fuente.

2.4.6.3. Capacidad de la fuente subterránea

La capacidad de la fuente subterránea debe ser igual al caudal máximo diario cuando se tenga almacenamiento, y al consumo máximo horario cuando no se tenga almacenamiento.

2.4.6.4. Rendimiento y niveles del acuífero

El nivel dinámico fijado por el diseñador no debe ser inferior al nivel de saturación más alto captado, respetándose un cierto nivel mínimo de seguridad para el caudal máximo de explotación.

2.4.6.5. Aspectos adicionales protección de las fuentes

-Debe asegurarse un perímetro sanitario alrededor de cada uno de los pozos de explotación de la fuente subterránea, con el fin de garantizar la no contaminación de las aguas subterráneas.

-En caso de que en la zona de agua subterránea existan aguas superficiales con capacidad de infiltración hacia el acuífero, el diseñador debe asegurarse de que dichas aguas tengan la suficiente calidad para no contaminar el acuífero.

CAPITULO III CAPTACIONES DE AGUA SUPERFICIAL

3.1. Capacidad de diseño

Para comunidades rurales la capacidad de diseño de las estructuras de captación debe ser igual a 1.5 veces el caudal máximo diario y para comunidades urbanas la capacidad de diseño de las obras de captación debe ser igual a 2 veces el caudal máximo diario.

3.2. Aspectos particulares de las captaciones laterales

En caso de que el proyecto de abastecimiento de agua potable de un municipio tenga una captación lateral, deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

La captación lateral estará constituida, entre otras, por las siguientes partes:

- 1.-Un muro normal o inclinado con respecto a la dirección de la corriente para asegurar un nivel mínimo de las aguas.
- 2.-Un muro lateral para proteger y acondicionar la entrada de agua al conducto o canal que conforme la aducción y para colocar los dispositivos necesarios que controlen el flujo e impidan la entrada de materiales extraños.
- 3.-La bocatoma debe estar ubicada por debajo del nivel de aguas mínimas y por encima del probable nivel de sedimentación del fondo.
- 4.-La obra debe tener un canal o conducto de entrada provisto de rejilla que impida el acceso de elementos flotantes y peces.

5.-El agua del río circulará por gravedad hacia el registro, desde donde será conducida, ya sea por bombeo o por gravedad, al desarenador y posteriormente a la planta de tratamiento.

6.-La bocatoma debe estar provista de dos rejillas. La primera de ellas tendrá una separación entre barrotes de 20 mm a 25 mm, cuya finalidad es impedir el acceso de los elementos más gruesos o flotantes. La segunda tendrá una malla de 3 mm aproximadamente, la cual tendrá como fin evitar el acceso de los elementos de arrastre y los peces.

7.-Inmediatamente después de la zona de rejillas debe instalarse una compuerta que permita la realización de las operaciones de limpieza y mantenimiento, y que en lo posible permita el aforo de caudales como función de la apertura de la misma.

3.3. Aspectos particulares de las captaciones sumergidas

En caso de que la estructura de captación involucre una toma sumergida, deben considerarse los siguientes aspectos:

1.-La toma consiste fundamentalmente en uno o dos conductos cuando la importancia de la comunidad por abastecer lo justifique (no se recomienda la utilización de este tipo de toma para comunidades mayores a 5,000 habitantes). El conducto o los conductos deben enterrarse en el lecho del río en el sentido transversal a la dirección de la corriente, terminando generalmente en un tubo de filtro o cámara sumergida.

2.-La finalidad de la colocación de dos tuberías de toma es una manera de evitar posibles interrupciones temporales del suministro ante la posibilidad de obstrucciones, rotura o limpieza de una de las dos. En tal caso, cada uno de los conductos debe tener una capacidad hidráulica igual al caudal medio diario ($Q_{\max/d}$) más las pérdidas que ocurran en la planta de tratamiento.

3.-El agua captada a través de la tubería, filtro o cámara sumergida debe fluir hasta una cámara de bombas, pozo de succión o cámara de inicio del flujo por gravedad y de allí ser conducida hacia el desarenador y posteriormente hacia la aducción y la planta de tratamiento.

4.-Los conductos de toma deben penetrar en el lecho del río de modo que queden localizados por debajo del nivel mínimo de socavación que adquiera el lecho durante el paso de una crecida cuyo período de retorno sea 20 años.

5.-Con el objeto de evitar asentamientos, los conductos deben apoyarse sobre una base de concreto de 0.2 m de espesor como mínimo, en aquellos sitios donde pueda existir una socavación local en el lecho del río.

6.-En la zona del río, los conductos de toma deben estar protegidos, en las partes superior y lateral mediante un pedraplén de aproximadamente 2 m de ancho en su parte superior. Debe verificarse la estabilidad del pedraplén en función de las velocidades de arrastre del río.

7.-Con el objeto de evitar probables obstrucciones, las tuberías deben tener un diámetro mínimo de 200 mm (8 pulgadas).

8.-La tubería de captación debe ser preferiblemente metálica con el fin de que puedan absorber los asentamientos diferenciales que puedan producirse debido a la socavación local del lecho. El diseñador puede proponer otros materiales para fabricar la tubería, los cuales debe justificar técnica y económicamente.

3.4. Aspectos particulares de las captaciones flotantes y las captaciones móviles con elevación mecánica

En el caso de que el sistema de abastecimiento de agua de un municipio contemple captaciones flotantes, deben tenerse presente los siguientes aspectos:

1.-La impulsión debe ser flexible con el fin de absorber todos los alargamientos debidos a las variaciones de nivel del agua en el río.

2.-En caso de que el equipo de bombeo y el filtro estén ubicados sobre una misma plataforma flotante, deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

a) Estas estaciones consisten en una estructura flotante cuyas dimensiones serán adoptadas en función del tamaño y el peso del equipo de bombeo.

b) Normalmente es aconsejable el empleo de bombas centrífugas por su menor tamaño, peso y costo inicial.

c) Es recomendable emplear en el cálculo un amplio margen de seguridad de flotación, verificando el par estabilizante, con el fin de lograr una mayor estabilidad. La balsa o elemento flotante debe anclarse en tres puntos, dos de los cuales deben ir en tierra firme o en bloques de concreto instalados en forma permanente en el lecho del río.

3.- En caso de que el equipo de bombeo se encuentre ubicado en una de las orillas y el filtro sobre la estructura flotante, deben observarse los siguientes aspectos:

a) Tanto la bomba como el motor deben ubicarse por encima del nivel de aguas máximas, de modo que la altura de succión no sobrepase los límites aconsejables al producirse el nivel de aguas mínimas. Esto evitará problemas de cavitación.

b) En la cámara de bombeo debe preverse un dispositivo de ventilación, para permitir una correcta aireación del recinto.

c) El planchón flotante debe anclarse de manera que se eviten los posibles desplazamientos laterales y a una distancia de la orilla compatible con la sumergencia del filtro de la tubería de succión.

4.-En ambos casos el conducto de succión debe ser capaz de resistir sin deformaciones los esfuerzos de flexión a que pueda estar sometido.

5.-La sumergencia del filtro debe adecuarse de modo que se evite la captación de desechos flotantes, algas u otros elementos que se encuentren en la superficie del agua, así como la posibilidad de aspirar agua turbia o con algún contenido de materia orgánica en descomposición desde el fondo en ciertas épocas del año.

3.5. Aspectos particulares de las captaciones de rejilla

En caso de que la obra de captación involucre una toma de rejilla deben cumplirse los siguientes requisitos:

1.-La toma de rejilla debe ser un pequeño muro transversal a la corriente, con una rejilla superior de captación que permita el ingreso de aguas y limite la entrada de los materiales sólidos.

2.- La bocatoma debe estar constituida por los siguientes elementos:

- a) Una rejilla de captación dispuesta transversalmente a la dirección de corriente.
- b) Un canal de captación.
- c) Una tubería o canal de conducción.
- d) Una compuerta que permita la regulación de caudales.
- e) Una cámara desarenadora.

3.-En los casos en que la conformación de la sección transversal del río así lo requiera, se proyectará un muro de encauzamiento transversal que oriente las líneas de corriente hacia la rejilla en épocas de estiaje.

4.-El agua del río será captada a través de la rejilla y conducida por gravedad a lo largo del canal de captación, en cuyo tramo final debe colocarse una compuerta que permitirá la regulación de caudales hacia la tubería o el canal de conducción, y descargar luego las aguas en el desarenador. Desde allí continúa la aducción hasta la planta de tratamiento.

5.-La velocidad a través de la rejilla será inferior a 0.15 m/s, para reducir a un mínimo el arrastre de materiales flotantes.

6.-La rejilla será de hierro fundido preferiblemente con perfiles o en su defecto con barras paralelas entre sí y colocadas en el sentido de la corriente en hierro negro o acero inoxidable.

7.-La separación libre entre perfiles o barras será de 20 mm a 50 mm.

8.-La rejilla estará formada por secciones removibles con el fin de facilitar su limpieza. No se aceptará la colocación de mallas por la dificultad para la limpieza.

9.-El canal de captación debe tener una pendiente alta, capaz de impedir la sedimentación de las arenas y el material de arrastre que ingrese a través de la rejilla. El dimensionamiento de dicho canal permitirá conducir la totalidad del agua captada en toda la longitud de la rejilla.

10.-El cálculo debe realizarse con base en los lineamientos clásicos para las conducciones a superficie libre.

11.-El ancho de la base del fondo del canal debe permitir las operaciones de limpieza mediante elementos manuales.

12.-Aguas arriba y aguas abajo del canal de captación debe construirse una protección contra la acción erosiva de la corriente en toda su longitud, con un ancho no menor de 3 metros y una profundidad media de 0.6 metros.

13.-La tubería o el canal de conducción tendrá por finalidad servir de enlace entre el canal de captación y el desarenador. Ésta tubería puede ser proyectada enterrada o a cielo abierto, dependiendo de la topografía de la zona de captación.

3.6 Aspectos particulares de las captaciones en toma directa

En caso de que el sistema de captación requiera una toma directa deben considerarse los siguientes requisitos:

1.-La toma directa debe tener una cámara de succión localizada en una de las orillas del río, y una abertura ubicada paralelamente al sentido de la corriente. Dicha abertura estará protegida mediante las rejillas adecuadas.

2.-La cámara de succión debe estar emplazada preferiblemente en tramos rectos y en la orilla que presente una mayor profundidad.

3.-La apertura de la toma directa debe localizarse por debajo del nivel mínimo de estiaje en el río y a una distancia superior a 0.3 metros por encima del nivel del lecho con el fin de evitar remociones del material del fondo.

4.-En caso de que los factores económicos aconsejen la instalación de bombas de pozo profundo, los motores de las mismas estarán localizados por encima del nivel de la creciente máxima del período de retorno adoptado para el proyecto y las bombas deberán tener una sumergencia adecuada, a no ser que sean del tipo turbo bombas con motor sumergible.

5.-En caso de que se adopten bombas exteriores debe ponerse especial atención a los límites de succión aconsejable en los periodos de estiaje, con el fin de minimizar los riesgos de cavitación en la tubería de succión.

6.-Las velocidades mínimas en la succión deben ser superiores a las velocidades de asentamiento.

7.-En caso de instalarse más de una bomba se tendrá en cuenta la distancia entre ellas, con el fin de evitar interferencias mutuas durante el funcionamiento.

3.7 Captación por desalinización de agua de mar

Este tipo de captación debe utilizarse en municipios sin fuentes de abastecimiento de agua convencionales. Sin embargo, la captación debe asegurar la dotación mínima exigida correspondiente.

Estos métodos (destilación, evaporación al vacío, ósmosis inversa) son costosos e implican uso intenso de energía. Por consiguiente, debe hacerse un estudio económico detallado que incluya la inversión inicial y el consumo de energía para la vida útil del proyecto.

CAPITULO IV CAPTACIONES DE AGUA SUBTERRANEA

4.1 Investigaciones preliminares

Antes de hacer la investigación subterránea, se hará una exploración de la zona, como se indica a continuación:

1.-Investigación geológica: para evaluar la fuente se puede utilizar la información geológica disponible conjuntamente con la información geológica que se obtiene en el reconocimiento de campo. Tales informaciones serán interpretadas por un experto en el campo de la hidrogeología. Se hará una investigación completa de los pozos que existan en la zona.

2.-Investigación de fotografías aéreas: Se usarán las fotografías aéreas disponibles y planos geológicos para hacer un avalúo tentativo, a fin de determinar las condiciones de los acuíferos utilizables. Los planos de suelos y fuentes superficiales que hayan sido preparados en base a las fotografías aéreas, pueden ser utilizados para localizar los acuíferos poco profundos.

3.-Investigación geofísica: Cuando las investigaciones mencionadas en los párrafos arriba sean insuficientes, se utilizará la exploración geofísica.

Método de refracción sísmica: Este método no es adaptable a zonas pequeñas debido a la interferencia de vibraciones.

4.2 Investigación del subsuelo

La información obtenida con las investigaciones preliminares se utilizará en la selección del sitio para las perforaciones de prueba.

Perforaciones de prueba:

Se perforarán varios pozos con diámetro mínimo de 150 milímetros (6”) hasta que un pozo por lo menos indique condiciones geológicas favorables; o hasta que los pozos confirmen que

las condiciones no son favorables. De cada perforación de prueba debe obtenerse la información siguiente:

- Avance de las perforaciones (espesor de cada estrato)
- Muestras de cada capa atravesada a intervalos de 5 pies
- Tiempo empleado en la perforación de cada estrato.
- Para examinar la calidad del agua, cuando sea posible se tomarán muestras de cada acuífero que ofrezca suficiente rendimiento.
- Si se usa el método rotativo de perforación, indicar las causas de las variaciones en viscosidad y cantidad del lodo recuperado.
- Prueba eléctrica: Para confirmación adicional a las investigaciones preliminares, pueden obtenerse las resistividades eléctricas y sus variaciones a distintas profundidades.

4.3 Prueba de bombeo

1.-Realizadas las investigaciones anteriores, se requiere un bombeo de prueba. Para ello pueden utilizarse los pozos de prueba, o un pozo permanente con uno o más pozos de observación, que estarán a 4 ó 5 metros de distancia de la perforación principal y tendrán diámetro mínimo de 100 mm (4").

2.-La duración mínima del bombeo de prueba será de 48 horas. Durante este bombeo se obtendrá la siguiente información:

- Nivel estático inicial en cada pozo.
- Caudal del bombeo, por lo menos cada hora.
- Nivel del agua cada minuto los primeros 5 minutos, cada 5 minutos los siguientes 30 minutos, cada 10 minutos los siguientes 30 minutos y cada media hora el tiempo restante.

3.-Inmediatamente que se paren los equipos de la prueba de bombeo se medirán los niveles de recuperación del acuífero hasta su recuperación total con un mínimo de 8 horas de medición a como sigue: los primeros 10 minutos cada 1 minuto, los segundos 20 minutos cada 5 minutos, los siguientes 30 minutos cada 10 minutos, los siguientes a cada 30 minutos.

4.-Se tomarán por lo menos 2 muestras del agua bombeada durante la prueba a la mitad del tiempo de prueba y al final de ésta. En caso de que haya o pueda haber variación significativa en la calidad del agua, las muestras se tomarán a intervalos menores suficientes para indicar dichas variaciones.

4.4 Pozos

1.-La selección de la clase de pozo que se necesita dependerá de los factores siguientes:

Calidad y cantidad de agua requerida

Profundidad del agua subterránea

Condiciones geológicas

Disponibilidad de equipo para la construcción de pozos

Factores económicos.

2.-Las características de los pozos se establecerán de acuerdo con lo siguiente:

-Construcción de dos pozos por lo menos

-El rendimiento total debe ser mayor que el consumo diario máximo

-El diámetro del pozo se determinará en base del rendimiento requerido y de la profundidad, teniendo en cuenta que las dimensiones pueden estar controladas por la disponibilidad de facilidades de construcción. En la siguiente se dan los diámetros mínimos de la camisa de tubería para instalación de bombas en pozos profundos.

TABLA 8

Camisa mínimo de pozos según caudal⁽³⁹⁾

| Capacidad del pozo | | Diámetro de Camisa | |
|--------------------|--------|--------------------|------|
| (gpm) | (l/s) | (pulg) | (mm) |
| 125 | 7.90 | 6 | 150 |
| 300 | 18.90 | 8 | 200 |
| 600 | 37.80 | 10 | 250 |
| 900 | 56.78 | 12 | 300 |
| 1300 | 82.00 | 14 | 350 |
| 1800 | 113.55 | 16 | 400 |

3.-La profundidad del pozo será tal que penetre suficientemente dentro del acuífero, con el objeto de disponer de una longitud adecuada de filtro.

4.-La capacidad específica (galones/minuto por pie de depresiones) = (CE) se determinará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$CE = \frac{\text{Rendimiento} / \text{gpm} (l / s)}{\text{Depresión} / (\text{pie})(m)}$$

Depresión = (nivel estático) – (Nivel de bombeo) (pie) (m)

Rendimiento= Producción de agua en gpm (lt/s).

La capacidad específica se utilizará para determinar las características del equipo de bombeo.

5.-Localización de los pozos. La tabla siguiente puede ser utilizada para fijar preliminarmente las distancias mínimas entre pozos:

TABLA 9
Localización de pozos por profundidad⁽³⁹⁾

| Profundidad (m) | Distancia mínima (m) |
|----------------------------|---------------------------------|
| Menor de 30 | 100 |
| Mayor de 60 | 300 a 500 |

Los datos de la prueba de bombeo se utilizarán para evaluar la interferencia entre los pozos. La depresión del cono de influencia en un sitio dado (como resultado del bombeo simultáneo de varios pozos), es igual a la suma de las depresiones producidas en el mismo sitio para el bombeo individual de los pozos.

La localización final de los pozos se determinará teniendo en cuenta los factores siguientes:

- Potencia adicional y aumento de los costos de bombeo por interferencia de pozos que estén cerca uno del otro.
- Aumento en los costos de tubería y líneas de transmisión eléctrica cuando los pozos se localicen muy retirados uno de otro. Para el diseño y construcción de los pozos profundos se podrá seguir la norma A-100 de la A.W.W.A. última edición.

Con la finalidad de disminuir las posibilidades de contaminación se deberán conservar las siguientes distancias mínimas entre los pozos de captación y los focos de contaminación:

- Pozo filtrante: 50 m.
- Campo de absorción: 30 m.
- Letrina: 30 m.
- Tanque séptico: 20 m.
- Alcantarilla: 20 m.

CAPITULO V LINEAS DE ADUCCION Y CONDUCCION

5.1 Estudios previos

5.1.1 Concepción del proyecto

Durante la concepción del proyecto deben definirse criterios técnicos y económicos que permitan comparar todas las alternativas posibles para la aducción a partir de los datos de campo, de los datos geológicos y de los datos de consumo de la población que se abastecerá.

Dependiendo de la topografía, la distancia y la diferencia de nivel entre la captación y la planta de tratamiento, la aducción puede hacerse a través de una tubería a presión o un canal

abierto. En caso de que se opte por la aducción a presión, y ésta opere por bombeo debe tener como mínimo dos equipos de bombeo en servicio continuo. Si existen pozos profundos, debe existir una unidad de bombeo adicional por cada 5 pozos.

En caso de que se opte por una aducción en canal, ésta debe localizarse, en lo posible siguiendo las curvas de nivel, de manera que se obtenga una pendiente apropiada que permita una velocidad del agua que no produzca transporte de sedimento, erosión ni depósito de sedimentos. La aducción en canal, en general, no es recomendada.

5.1.2. Estudio de la demanda

El diseñador debe conocer el estudio de la demanda de agua para el municipio que va a abastecerse, o en su defecto debe realizar este estudio siguiendo lo establecido en esta norma.

5.1.3. Aspectos generales de la zona de la aducción o conducción

Deben conocerse todos los aspectos generales de la zona por donde cruzará la aducción o conducción, como los regímenes de propiedad, los usos generales de la zona y, en lo posible, los desarrollos futuros proyectados.

En particular, tener conocimiento de las obras de infraestructura existentes en la zona de la aducción o conducción, como aeropuertos, embalses, carreteras, ferrocarriles, puentes, edificaciones, etc. También debe quedar plenamente establecido cuáles son los terrenos de propiedad del Estado, y qué predios o servidumbres deben adquirirse.

5.1.4. Estudios topográficos

Los levantamientos topográficos deben hacerse lo más cerca posible de las zonas de trazado de la aducción o conducción; deben evitarse aquellos terrenos que sean difíciles o inaccesibles. Los levantamientos deben ser planialtimétricos, con detalles precisos que permitan mostrar los elementos de interés, los límites de propiedades, y los beneficiarios existentes, y los niveles de aguas máximos observados en cuerpos superficiales de agua. Igualmente, estos planos deben indicar en forma detallada las obras de infraestructuras existentes en la zona de trazado.

5.1.5. Condiciones geológicas

Deben conocerse las condiciones geológicas y las características del subsuelo en las zonas de trazado de la aducción o conducción. Utilizando planos geológicos, deben identificarse las zonas de fallas, de deslizamiento, de inundación y en general todas las zonas que presenten algún problema causado por fallas geológicas. No se aceptarán alternativas de trazado que crucen zonas claramente identificadas como zonas de deslizamiento.

5.1.6. Recomendaciones de trazado

Hasta donde sea posible, la aducción o conducción debe instalarse en terrenos de propiedad pública, evitando interferencias con instalaciones aeroportuarias, complejos industriales, vías de tráfico intenso, redes eléctricas, etc. En particular, deben cumplirse los siguientes requisitos:

1.-El trazado se hará en lo posible paralelo a vías públicas. Si esto no es posible, o se considera inconveniente desde el punto de vista económico y deben atravesarse predios privados, será necesario establecer las correspondientes servidumbres.

2.-Deben estudiarse alternativas que no sigan las vías públicas cuando se considere que existen ventajas importantes por el hecho de que el trazado no cruce hondonadas o puntos altos muy pronunciados, o porque se puedan rodear quebradas y cauces profundos o para evitar cruces directos con obras de infraestructuras importantes.

3.-Deben estudiarse alternativas al trazado con el fin de acortar su longitud o comparar con trazados en túnel, o bien para no cruzar terrenos que tengan niveles freáticos muy superficiales.

4.-Cuando existan razones topográficas que impidan utilizar el recorrido estudiado para la línea de aducción o conducción, o no existan caminos desde la bocatoma hasta la planta de tratamiento, debe considerarse el trazado de una vía de acceso, teniendo en cuenta que éste debe encontrarse habilitada para el paso de vehículos durante todo el año.

5. Para la selección del trazado definitivo de la aducción deben considerarse, además del análisis económico y la vida útil del proyecto, los siguientes factores:

- a) Que en lo posible la conducción sea cerrada y a presión.
- b) Que el trazado de la línea sea lo más directo posible entre la fuente y la planta de tratamiento o entre la fuente y la red de distribución.
- c) Que el trazado evite aquellos tramos que se consideren extremadamente difíciles o inaccesibles. El trazado definitivo debe garantizar que la línea piezométrica sea positiva y que en ninguna zona se cruce con la tubería con el fin de evitar presiones manométricas negativas que representen un peligro de colapso de la tubería por aplastamiento o zonas con posibilidades altas de cavitación.
- d) Deben evitarse trazados que impliquen presiones excesivas que puedan llegar a afectar la seguridad de la conducción.
- e) Deben evitarse tramos de pendiente y contrapendiente que puedan causar bloqueos por aire en la línea de conducción.
- f) El trazado definitivo debe evitar zonas de deslizamiento o inundación.

Siempre que existan instalaciones enterradas o accesorios enterrados en la aducción o conducción, será necesario emplear señalizaciones y referenciarlos en planos, esquemas o tarjetas con coordenadas.

5.2. Condiciones generales

5.2.1. Análisis hidráulico

Debe desarrollarse un análisis hidráulico de la línea simulando todas las condiciones operacionales normales y de emergencia, definiendo el régimen de presiones y caudales a lo largo de la línea. En el caso de conductos a presión, debe hacerse un análisis de golpe de ariete.

5.2.2. Facilidad de acceso

En todos los casos, los conductos deben tener facilidad de acceso de equipos de mantenimiento a lo largo de su trazado. En los casos en que no existan caminos o carreteras paralelos a las zonas del trazado, deben construirse vías de acceso, tomando la precaución de que su trazado se encuentre habilitado para el paso de vehículos durante todo el período de operación de la aducción.

5.2.3. Protección contra la contaminación

Debe tenerse especial cuidado con la posible contaminación de las aguas en los conductos de aducción. En general, los conductos a presión son menos vulnerables a la contaminación entre las obras de captación y las plantas de tratamiento; por esta razón debe preferirse su uso. En el caso de que económicamente se demuestre que el uso de un canal abierto es óptimo, debe ponerse especial atención a las posibles fuentes de contaminación que existan a lo largo del canal. En particular, cuando el canal cruce zonas pobladas o zonas industriales, éste debe quedar cubierto.

5.2.4. Vulnerabilidad y confiabilidad

Debe establecerse el nivel de vulnerabilidad de la aducción o conducción. En caso de que por razones geológicas, topográficas u otro tipo de razones se considere que la aducción o conducción es altamente vulnerable, ésta debe ser redundante. En caso de que no sea posible contar con una redundancia en la aducción, aguas arriba y próximo a la planta de tratamiento debe existir un embalse de almacenamiento que permita tener un volumen de agua que garantice el consumo de la población en un tiempo igual al requerido para la reparación de la aducción.

5.3 Parámetros de diseño

5.3.1. Caudal de diseño

Para calcular el caudal de diseño de las obras de aducción o conducción deben tenerse en cuenta los siguientes requisitos:

1.- Sistema sin tanque de Almacenamiento: Será igual al caudal máximo horario.

2.- Sistema con tanque de Almacenamiento: Será igual al caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente $24/n$, siendo n número de horas de funcionamiento de la aductora. En los sistemas abastecidos por bombeo de pozo, n como máximo será 20 horas.

3.-En los sistemas con planta potabilizadora, la aductora captación- planta se dimensionará con 1.05 caudal de diseño para atender el retrolavado de filtros, limpieza de sedimentadores, etc.

5.3.2. Canales a flujo libre

1.-Las aductoras en conducto libre se dimensionarán con la fórmula de Manning; considerando el diámetro interno real de la tubería.

2.-Se podrá usar canales cubiertos de diferentes secciones (Trapezoidal, circular, rectangular, ovoide, herraduras) y materiales (concreto, mampostería, roca, etc.), con una velocidad mínima de 0.50 m/s para evitar la sedimentación de la materia suspendida, y una velocidad máxima para evitar la erosión de las paredes, la velocidad máxima dependerá del material del canal; mampostería revestida, concreto, etc.

5.3.3. Conductos a presión para aducciones y conducciones

5.3.3.1. Generalidades

Cuando la aducción o la conducción estén compuestas por una tubería que funcione a presión deben cumplirse los siguientes requisitos:

1.-El tipo de tuberías, de juntas, de materiales y de apoyos debe ser adecuado a la forma de instalación, garantizando la completa estanqueidad del conducto. Así mismo, la tubería debe estar protegida contra impactos.

2.-Las tuberías formadas por segmentos rectos pueden colocarse en curva, si es necesario, mediante la deflexión de las tuberías en sus juntas, si estas son del tipo flexible. Sin embargo para comunidades situadas en zonas de amenaza sísmica alta no se recomienda deflectar las tuberías en las uniones mecánicas, con el fin de mantener su flexibilidad y dar seguridad a la conducción y/o aducción. En el caso de juntas flexibles, la deflexión máxima posible en cada junta, con excepción de los de juntas con características especiales, será la indicada por el fabricante de la tubería pero nunca podrán ser superiores a los valores de la tabla siguiente:

TABLA 10
Deflexiones máximas en tuberías^(35, 57)

| Diámetro tubo (mm) | Deflexiones |
|---------------------------|--------------------|
| 100 o menores | 3° 0´ |
| 150 | 3° 0´ |
| 200 | 3° 0´ |
| 250 | 3° 0´ |
| 300 | 3° 0´ |
| 400 | 2° 40´ |
| 450 | 2° 25´ |
| 500 | 2° 10´ |
| 600 | 1° 45´ |
| 750 | 1° 25´ |
| 900 | 1° 10´ |
| 1000 y menores | 1° 5´ |

5.3.3.2. Tuberías por bombeo

Cuando el flujo a través de una tubería de aducción o conducción que funciona a presión se obtiene por bombeo, deben tenerse en cuenta los siguientes requerimientos:

- 1.-Los conductos a presión por bombeo no pueden intersectar en ningún momento ni para ningún caudal la línea piezométrica, en sus condiciones normales de funcionamiento.
- 2.-Cuando las condiciones topográficas del trazado para la tubería impliquen una inflexión en la línea piezométrica, el flujo debe hacerse por gravedad a partir de ese punto de inflexión.
- 3.-En el punto en que un ducto a presión por bombeo se transforme en un ducto a presión por gravedad, en el caso de ausencia de otros medios, para garantizar el perfecto funcionamiento debe preverse un tanque para el quiebre de la presión; Este tanque debe tener un vertedero y un conducto para el agua vertida, dimensionados para el caudal máximo de la aducción o conducción. Cuando las condiciones topográficas del trazado de la tubería presente aproximación entre la tubería y la línea piezométrica, el flujo debe hacerse por gravedad a partir del punto de mínima presión.

5.3.3.3. Cálculo hidráulico

En todos los casos debe efectuarse el estudio hidráulico del flujo a través de la tubería de aducción o conducción con el fin de determinar si las tuberías trabajan a presión o como canales, es decir, a superficie libre, lo cual dependerá de las características topográficas de la zona y del diámetro del conducto. En ningún caso se permitirán presiones manométricas negativas. Además, deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- 1.-Para el cálculo hidráulico y la determinación de las pérdidas por fricción en tuberías a presión debe utilizarse la ecuación de Darcy-Weisbach junto con la ecuación de Colebrook & White. También puede utilizarse la ecuación de Hazen-Williams, con la debida consideración

de los rangos de validez y la exactitud de ella, y la fórmula de Flamant si $\sigma < 2''$. Para el caso de flujo a superficie libre a través de tuberías debe utilizarse la ecuación de Chèzy; también pueden utilizarse las ecuaciones de Flamant y de Manning, siempre y cuando se garantice que el flujo a través de la tubería sea turbulento e hidráulicamente rugoso.

2.-La ecuación de Darcy-Weisbach, junto con la ecuación de Colebrook & White, es adecuada para todos los tipos de flujo turbulento.

3.-En el cálculo de flujo en tuberías debe considerarse el efecto producido por cada uno de los accesorios colocados en la línea y que produzcan pérdidas de cabezas adicionales, como válvulas, codos, reducciones, ampliaciones, etc.

4.-Para el cálculo de las pérdidas menores debe utilizarse el coeficiente de pérdidas menores multiplicado por la cabeza de velocidad en el sitio donde se localice el accesorio. También puede utilizarse el método de las longitudes equivalentes de tubería, añadiendo dichas longitudes a la longitud real del tramo. Se podrán realizar aproximados considerándolas como un porcentaje de las pérdidas por fricción en un rango del 5% al 10%, siempre que sea debidamente justificado.

5.3.3.4 Materiales de las tuberías de aducción y conducción

En relación con las características de los diferentes materiales que conforman las tuberías de aducción y/o conducción y las ventajas y desventajas de los mismos, la tabla 5.1 muestra un resumen de las características principales de los materiales más comunes.

Para la selección de los materiales de las tuberías deben tenerse en cuenta los siguientes factores:

1.-La resistencia contra la corrosión y la agresividad del suelo.

2.-Tipo de uniones y necesidad de anclaje.

3.-La resistencia a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas, tanto internas como externas.

4.-Las características de comportamiento hidráulico del proyecto, incluyendo las presiones de trabajo máximas y mínimas, las sobrepresiones y subpresiones, causadas por golpe de ariete, etc.

5.-Las condiciones económicas del proyecto.

6.-Las condiciones de transporte e instalación adecuadas para el tipo de terreno que cruce la aducción.

7.-La resistencia contra la tuberculización e incrustación en las tuberías.

8.-La vida útil tenida en cuenta para el desarrollo del proyecto.

9.-Debe elegirse el material de las tuberías teniendo en cuenta que las características de éste satisfagan las necesidades del proyecto, considerando no solamente uno o dos de los puntos anteriormente indicados, sino examinándolos en conjunto y con los costos de la inversión inicial y los costos de mantenimiento a largo plazo, así como la seguridad y la vulnerabilidad de la tubería.

El diseñador debe conocer las características que presentan los distintos materiales típicamente utilizados en tuberías para conductos a presión. Podrán utilizarse tuberías de

materiales comerciales siempre y cuando se conozcan las características técnicas de esos materiales, se cumplan con las normas técnicas internacionales mencionadas en la tabla 5.2 y éstos sean aprobados por la empresa que presta el servicio en el municipio.

La tabla 5.1 puede utilizarse como guía en el estudio de los diferentes materiales posibles. Pueden utilizarse materiales no incluidos en esta tabla siempre que se cumpla con las especificaciones de las Normas Técnicas Colombianas correspondientes, o en caso de que éstas no existan, de las normas internacionales AWWA, ISO, ASTM o DIN. En la tabla 5.2 se muestran algunas normas técnicas sobre tuberías.

TABLA 11
Características de las tuberías para conductos a presión^(24, 57)

| Material | Diámetros comerciales | Características |
|---|--|--|
| Acero | Desde 50 mm (2 pulgadas), a pedido | <ul style="list-style-type: none"> -Relativamente liviana -Alta resistencia a la tracción -Adaptable a zonas donde puede haber asentamientos -Resiste presiones altas -Baja resistencia a la corrosión -Dúctil y maleable -Está sujeta a electrólisis -Baja resistencia a la corrosión externa en suelos ácidos o alcalinos -En diámetros grandes su resistencia a carga exterior es baja -Presenta tuberculización cuando no tiene revestimiento interno -Poca estabilidad estructural bajo presión negativa en diseño estructural acorde con la presión requerida |
| Concreto reforzado con cilindro de acero (PCCP) O sin cilindro. | 300 a 1650 mm (10 a 67 pulgadas) | <ul style="list-style-type: none"> -En suelos ácidos (pH inferior a 4) necesita revest. epoxico externo. -Muy resistente a cargas externas, a presión interna y a golpe de ariete. -Pesada -Buena estabilidad estructural -Diseño estructural acorde con la presión requerida -No competitiva para presiones altas |
| Hierro dúctil HD | 100 a 1500 mm (4 a 60 pulgadas) o más a pedido | <ul style="list-style-type: none"> -Muy buena resistencia a la corrosión -Buena resistencia a carga exterior -Medianamente liviana -Medianamente dúctil -Facilidad de montaje -Poca elasticidad (pero mayor que el HF) -Sujeta a corrosión electrolítica cuando no está revestida externamente -Sujeta a tuberculización cuando no está revestida internamente |
| Polivinilo de cloruro (PVC) | 12.5 mm a 600 mm (0.5 a 24 pulgadas) | <ul style="list-style-type: none"> -Inerte a la corrosión -Liviana y de fácil manejo. -Buena resistencia a cargas externas -Temperatura máxima de trabajo 50°C -Baja resistencia a la flexión -Fácil de perforar para incorporar acometidas -Se degrada cuando esta expuesta a los rayos solares |

| Material | Diámetros comerciales | Características |
|---|-----------------------|---|
| Poliéster reforzado con fibra de vidrio (GRP) | 300 a 2400 mm | -Inerte a la corrosión -Liviana y de fácil manejo. -Buena resistencia a cargas externas |
| Polietileno de alta densidad (PE) | 20 mm a 1200 mm | -Inerte a la corrosión -Liviana y de fácil manejo. -Buena resistencia a cargas externas |

TABLA 12
Especificaciones y normas técnicas sobre tuberías^(42, 57)

| Material de la Tubería | Otras Normas (Selección a criterio del fabricante) |
|---|--|
| ACERO | AWWA C 200 AWWA C 208 ASTM A 589 |
| CONCRETO REFORZADO CON CILINDRO DE ACERO – CCP O SIN CILINDRO | AWWA C 300 AWWA C 301 AWWA C 302 AWWA C 303 AWWA C 304 ASTM C 822 |
| FIBRA DE VIDRIO - GRP | ASTM D 2310 ASTM D 2992 ASTM D 2996 ASTM D 2997 ASTM D 3517 AWWA C 950 |
| HIERRO DÚCTIL – HD | AWWA C 151 AWWA C 150 ISO 2531 ISO 4179 ISO 8179 ISO 8180 |
| POLIETILENO – PE | AWWA C 901-96 AWWA C 906-90 ASTM D 2239 ASTM D 2737 ASTM D 3035 ASTM D 3350 |
| POLIVINILO DE CLORURO – PVC | ASTM D 1784 ASTM D 2241 AWWA C 900 AWWA C 905 AWWA C 907 DIN 16961 |

5.3.3.5. Diámetros mínimos para las tuberías de la aducción

Para la selección del diámetro de la tubería deben analizarse las presiones de trabajo, las velocidades del flujo y las longitudes de la línea de aducción. La elección del diámetro estará basada en un estudio comparativo técnico económico. Si la conducción se hace a superficie libre, el diámetro interior nominal mínimo que debe utilizarse es de 150 mm (6 pulgadas). Si la tubería trabaja a presión, el diámetro nominal mínimo que debe utilizarse es de 100 mm (4 pulgadas).

5.3.3.6. Presión interna de diseño de las tuberías

La presión interna de diseño de las tuberías debe calcularse como el mayor valor que resulte entre la presión estática y la máxima sobrepresión ocurrida en el fenómeno de golpe de ariete calculada, multiplicada por un factor de seguridad de 1.3.

La presión nominal de trabajo de las tuberías y de todos sus accesorios debe ser mayor que la presión de diseño calculada.

En todo caso, la presión nominal de trabajo de las tuberías, válvulas y accesorios debe ser indicada por el fabricante considerando los factores de seguridad que éste considere convenientes, cumpliendo siempre con las pruebas, ensayos y normas técnicas correspondientes al material, accesorio y/o válvula.

En el caso de que se tengan grandes presiones, siempre debe efectuarse un análisis técnico económico comparativo entre la posibilidad de adoptar tuberías de alta presión o la alternativa de disponer cámaras reductoras de presión y tuberías de menor presión. En todo caso debe verificarse que la presión resultante sea lo suficientemente amplia para alcanzar siempre las zonas más altas del trazado.

5.3.3.7. Velocidad mínima en las tuberías de aducción o conducción

Teniendo en cuenta que el agua que fluye a través de la tubería de aducción o conducción puede contener materiales sólidos en suspensión, debe adoptarse una velocidad mínima en las tuberías. Se recomienda una velocidad mínima de 0.60 m/s, aunque este valor dependerá de las características de autolimpieza, de la calidad del agua y de la magnitud de los fenómenos hidráulicos que ocurran en la tubería.

5.3.3.8. Velocidad máxima en las tuberías de aducción o conducción

En general no debe limitarse la velocidad máxima en las tuberías de aducción o conducción; el límite a la velocidad estará dado por la presión máxima producida por fenómenos del golpe de ariete y para las tuberías de aducción por la erosionabilidad de la tubería. Se recomienda una velocidad máxima de 2 m/s.

5.3.3.9. Pendientes de las tuberías

Con el objeto de permitir la acumulación de aire en los puntos altos de la tubería y su correspondiente eliminación a través de las válvulas de ventosa colocadas para este efecto y con el fin de facilitar el arrastre de los sedimentos hacia los puntos bajos y acelerar el desagüe de las tuberías, éstas no deben colocarse en forma horizontal.

Las pendientes mínimas recomendadas son las siguientes:

- 1.-En tramos ascendentes, la pendiente mínima debe ser 0.2%.
- 2.-En tramos descendentes, la pendiente mínima debe ser 0.4%.
- 3.-Cuando sea necesario uniformizar las pendientes a costa de una mayor excavación, con el fin de evitar un gran número de válvulas ventosas y cámaras de limpieza, debe realizarse una comparación económica entre las dos opciones: Una mayor excavación o mayor número de accesorios.

5.3.3.10. Profundidad de instalación

Debe tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- 1.- En todos los casos la profundidad mínima para el tendido de la línea de aducción debe ser por lo menos 0.9 metros, medidos desde la superficie del terreno hasta el lomo de la tubería. Podrá utilizarse 0.60 m , siempre que la tubería se ubique en zonas donde se demuestre que no habrá tránsito vehicular.
- 2.-El eje de la tubería debe mantenerse alejado de las edificaciones con cimentaciones superficiales
- 3.-En áreas de cultivo y cruces con carreteras, líneas de ferrocarril, avenidas, aeropuertos la profundidad mínima debe ser de 0.90 metros, con excepción de aquellos casos en que sean diseñados sistemas de protección debidamente justificados y aprobados, con el fin de disminuir dicho valor.
- 4.-En caso de que la tubería de aducción cruce suelos rocosos e inestables, deben tomarse las medidas de protección necesarias, tales como revestimientos de concreto simple, anclajes de concreto reforzado, etc.
- 5.-En caso de que la tubería se tienda en zonas con pendientes altas, podrán adoptarse tendidos superficiales siempre y cuando se tengan en cuenta todos los apoyos y anclajes antideslizantes.
- 6.-En caso de que se utilicen tuberías de PVC, necesariamente éstas deben estar enterradas.
- 7.-Cuando por la naturaleza del terreno o por otras razones sea necesario poner la tubería muy próxima a la superficie, deben preverse los elementos de protección que aseguren que la misma no estará sometida a esfuerzos o deformaciones que puedan causar roturas o afectar el funcionamiento hidráulico normal de la tubería.

8.-En caso de que la línea de aducción o conducción esté sujeta a algún tipo de sumergencia temporal, debe tenerse en cuenta que podrán ocurrir levantamientos debidos a la subpresión cuando la tubería se encuentre vacía. En este caso debe preverse la colocación de las protecciones correspondientes si las características del agua freática presentan condiciones de agresividad.

9.-En todos los casos debe verificarse que la línea piezométrica o línea de gradiente hidráulico quede ubicada, en las condiciones más desfavorables de los caudales previstos, por lo menos 2 m por encima de la clave de la tubería y por lo menos 1 m por encima de la superficie del terreno.

10.-La condición anterior no debe exigirse en los tramos inicial y final del conducto ligado a un embalse o a una cámara en contacto con la atmósfera.

11.-Siempre que sea posible deben hacerse coincidir las deflexiones verticales con las horizontales.

14.-Todos los pasos sobre quebradas, ríos, canales, depresiones, otras estructuras, deben ser enterrados hasta donde sea posible, con el fin de minimizar los pasos aéreos a los estrictamente necesarios, teniendo en cuenta aspectos de seguridad, vulnerabilidad y menor costo de instalación.

5.3.3.11. Accesorios y estructuras complementarias para conductos a presión

1.-Aspectos generales

En todos los casos en que se utilizan aducciones o conducciones a presión debe analizarse la necesidad de utilización de dispositivos de protección para la línea. Estos dispositivos tendrán el objeto de controlar la sobrepresión y subpresión en los diferentes puntos de la tubería.

Con el fin de garantizar el correcto funcionamiento de las tuberías deben instalarse diversos elementos, según las necesidades de cada caso. Las válvulas que serán utilizadas en la aducción o conducción, ya sea de control por gravedad o por bombeo, deben responder a las diferentes necesidades del proyecto específico.

En todos los casos debe verificarse que los accesorios y las estructuras complementarias colocadas a la línea de aducción a presión tengan un comportamiento adecuado con respecto a posibles problemas de cavitación; debe cumplirse con la norma técnica AWWA C550-90.

2.- Válvulas de corte (o cierre)

Estas válvulas deben localizarse al comienzo y al final de la línea. En todos los casos debe hacerse un estudio de transientes hidráulicos para la operación de las válvulas en el sistema.

En caso de que la tubería, registre grandes desniveles, es necesario verificar que para la condición de cierre de la válvula de corte, la presión en el punto más bajo no supere la presión de diseño establecida.

Las válvulas deben cumplir con las correspondientes Normas Técnicas AWWA, ASTM, DIN, ISO o cualquier otra norma internacional equivalente.

Además, dependiendo del nivel de complejidad del sistema debe tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

-Para comunidades rurales o semiurbanas, no deben localizarse válvulas de corte a lo largo de la línea, sino al inicio y al final de la conducción con diámetros nominales iguales al diámetro nominal de la tubería utilizada.

-Para comunidades urbanas o proyectos regionales, debe evaluarse la necesidad de instalar válvulas de corte a lo largo de la línea de conducción en sistemas por gravedad, en cuyo caso debe justificarse su instalación, analizando los aspectos técnicos que dependen de su operación. El diámetro de la válvula será seleccionado de tal forma que la relación entre el diámetro de la tubería y el diámetro de la válvula sea aproximadamente 1.25, utilizando el diámetro comercial más cercano al valor obtenido. El diámetro de la válvula debe verificarse para evitar la creación de cavitación para flujos con altas velocidades. Debe hacerse un estudio de transientes hidráulicos para la operación de las válvulas en el sistema y debe confeccionarse un manual de operación correspondiente a dicho sistema.

3.- Válvulas de ventosa

En los puntos altos de la línea de aducción o conducción operando a presión deben colocarse ventosas con el fin de facilitar la salida del aire que eventualmente se acumula en la conducción durante su funcionamiento o cuando se proceda a su llenado. Dichos dispositivos deben permitir igualmente la entrada automática de aire durante las operaciones de descarga de la tubería o cuando el caudal de agua se disminuya por causa de una rotura, de maniobras o de paradas de flujo en la tubería.

Además debe tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

A.- Las ventosas tendrán los siguientes diámetros mínimos:

-Para tuberías con diámetro nominal menor o igual a 100 mm (4 pulgadas) el diámetro mínimo será de 50 mm (2 pulgadas)

-Para tuberías con diámetro nominal mayor que 100 mm (4 pulgadas) el diámetro mínimo de las ventosas será de 75 mm (3 pulgadas).

-Toda válvula de ventosa debe poder aislarse de la tubería principal por medio de una válvula de corte.

-Cada ventosa debe estar protegida con una cámara de inspección accesible, con su respectivo drenaje y completamente asegurada.

B.- Los dispositivos de entrada de aire deben localizarse de tal modo que no se introduzca agua extraña al sistema.

C.- Deben disponerse puntos intermedios para la entrada de aire en la tubería cuando la línea piezométrica, o la línea de gradiente hidráulico correspondiente a la descarga de un tramo de conducto durante operaciones de mantenimiento y/o reparación, se sitúe por debajo de éste, de

forma tal que cause problemas de discontinuidad en la columna líquida o problemas de posible colapso de la tubería por aplastamiento.

D.- Como dispositivos automáticos para la entrada o salida de aire pueden utilizarse los siguientes:

-Ventosas simples para la descarga del aire acumulado durante el proceso normal de la aducción.

-Ventosas de doble efecto para la descarga del aire acumulado durante el llenado y durante la operación normal de la aducción, y para la entrada de aire en las operaciones de descarga de agua.

-Válvula de retención para la entrada de aire durante las operaciones de descarga de agua.

-Tubos verticales o chimeneas cuando su extremidad superior pueda situarse por encima de la línea piezométrica o la línea de gradiente hidráulico o máximo, para la entrada de aire.

4.- Válvulas de desagüe o purga

En los puntos bajos de la tubería de aducción deben colocarse válvulas de desagüe o de limpieza. En estos casos debe tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

-La descarga debe permitir la eliminación de toda el agua contenida en la tubería de aducción.

-Se recomienda que el diámetro de la tubería de desagüe esté entre 1/3 y 1/4 del diámetro de la tubería principal, con un mínimo de 75 mm (3 pulgadas) para tuberías mayores a 100 mm (4 pulgadas). Para diámetros menores debe adoptarse el mismo diámetro de la tubería principal.

-Cada válvula debe estar protegida con una cámara de inspección accesible con su respectivo drenaje.

-Si la velocidad de salida en la válvula de purga es muy alta, debe colocarse una estructura de disipación de energía.

-El dimensionamiento de la descarga debe hacerse teniendo en cuenta los siguientes puntos:

a) La obtención de una velocidad mínima que sea compatible con la remoción del material sedimentado en su interior, durante por lo menos el primer minuto de descarga.

b) Que el tiempo máximo para la descarga sea impuesto por las condiciones de operación.

c) El caudal máximo permitido por el sistema de recepción del agua descargada.

6. Las válvulas de purga serán de compuerta y deben cumplir con la Norma Técnica AWWA, ASTM, DIN, ISO o cualquier norma internacional equivalente.

5.- Cámaras de quiebre

Estas cámaras tienen por objeto reducir la presión aguas abajo de las mismas hasta el valor de la presión atmosférica, con el fin de limitar las presiones en las instalaciones localizadas aguas abajo. Deben instalarse este tipo de cámaras cuando se haya seleccionado como alternativa óptima una tubería de baja presión, acompañada por este tipo de elementos.

Como opción se permite la eliminación de las cámaras de quiebre, manteniendo siempre la tubería adecuada para soportar las presiones máximas más los factores de seguridad adecuados.

6.- Bocas de acceso

En caso de que la aducción tenga un diámetro igual o superior a 900 mm (36 pulgadas) deben colocarse bocas de acceso con un diámetro mínimo de 0.6 m. Las bocas de acceso deben localizarse preferiblemente junto a válvulas de maniobra, a válvulas de purga o cruces bajo interferencias en las cuales no sea aconsejable instalar válvulas de purga.

El espaciamiento máximo de las bocas de acceso debe ser el siguiente:

-100 m para tuberías de concreto independientemente del diámetro de la línea.

-100 m para tuberías de acero con diámetro igual o mayor a 1.5 m (60 pulgadas) .

1500 m para tuberías de acero con diámetro entre 900 mm (36 pulgadas) y 1.5 m (60 pulgadas). En las tuberías de acero deben instalarse bocas de acceso junto a todas las válvulas de maniobra.

7.- Uniones de montaje

Deben preverse juntas de montaje en todos los sitios donde haya necesidad de mantenimiento o reemplazo de algún equipo, como en el caso de las válvulas de corte.

8.- Juntas de expansión

Deben preverse juntas de expansión en los pasos aéreos ejecutados con tuberías de acero con uniones soldadas en las cuales el dimensionamiento indique su necesidad, con el fin de absorber las dilataciones o contracciones debidas a las variaciones térmicas y de deflexión de las estructuras. Estas juntas deben ser similares a las establecidas en la norma AWWA C220 y deben cumplir con los requerimientos allí establecidos.

9.- Anclajes

En las líneas de aducción o conducción mediante tuberías a presión deben preverse y proyectarse los anclajes de seguridad necesarios, ya sea en concreto (ciclópeo, simple o reforzado) o metálicos, de tal forma que se garantice la inmovilidad de la tubería en los siguientes casos:

-En tuberías expuestas a la intemperie, que requieran estar apoyadas en soportes, o unidas a formaciones naturales de rocas (mediante anclajes metálicos).

-En los cambios de dirección tanto horizontal como vertical, de tramos enterrados o expuestos, siempre que el cálculo estructural lo justifique.

-En puntos de disminución de diámetro o dispositivos para el cierre o reducción del flujo de conductos discontinuos.

10.- Golpe de ariete

En el dimensionamiento de las aducciones o conducciones a presión debe hacerse un análisis del golpe de ariete. El análisis del golpe de ariete debe considerarse en los siguientes casos:

-Proyectos de nuevas tuberías por bombeo.

-Proyectos de nuevas tuberías por gravedad.

-En las instalaciones existentes en las que se diseñen ampliaciones debido a un aumento en la demanda, en las que se coloquen bombas nuevas, en las que se hagan nuevos tanques o embalses o en las que existan variaciones de presión en cualquier sección de la línea de aducción o conducción.

-En las instalaciones existentes cuando hay cambios en las condiciones normales de operación y en las condiciones excepcionales de operación.

En las instalaciones existentes que van a ser incorporadas a un nuevo sistema, aún cuando no sufran modificaciones de ninguna naturaleza.

-Para el estudio del golpe de ariete deben probarse diversos dispositivos de control, con el fin de seleccionar aquel que ofrezca la mayor protección posible por el mismo costo.

-Los dispositivos que pueden ser considerados para el control del golpe de ariete son: Válvulas de retención, válvulas con una o dos velocidades de cierre, válvulas de alivio (anticipadoras o disipadoras), cámara de aire bajo presión, ventosas de doble efecto, tanques de compensación unidireccionales, almenaras, volantes de inercia, tanques hidroneumáticos y rotación en sentido inverso de las bombas centrífugas con cierre lento de válvulas.

CAPITULO VI REDES DE DISTRIBUCION

En el diseño de la red de distribución, se requiere del buen criterio del Proyectista, sobre todo en aquellas localidades o ciudades en las que no se tienen planes reguladores del desarrollo de las mismas, que permitan visualizar el desarrollo de la ciudad al final del período de diseño.

6.1. Funciones de la red de distribución

El o los sistemas de distribución tienen las siguientes funciones principales que cumplir.

-Suministrar el agua potable suficiente a los diferentes consumidores en forma sanitariamente segura.

-Proveer suficiente agua para combatir incendios en cualquier punto del sistema.

6.2. Información necesaria para el diseño de la Red de Distribución

- a) Plan regulador del desarrollo urbano, si es que existe, en el que se establecen los usos actuales y futuros de la tierra con sus densidades de población.
- b) Plano topográfico de la ciudad, con sus calles existentes y futuras (desarrollos futuros urbanísticos), perfiles de las calles y las características topográficas de la localidad (relieve del terreno).
- c) Servicios públicos existentes o proyectados, tales como:
 - Alcantarillado sanitario
 - Alcantarillado pluvial
 - Servicio de energía eléctrica

- Servicio de comunicaciones
- Acondicionamiento de las calles: (sin recubrir, con adoquines, con asfalto, etc.)
 - d) Estado actual de la red existente: (Diámetros, clase de tuberías, edad de las mismas); ubicación del tanque existente con sus cotas de fondo y rebose, determinación de los puntos de entrada del agua en la red desde la fuente y desde el tanque, etc.
 - e) Conocimiento de la ubicación de la fuente de abastecimiento que habrá de usarse con el período de diseño, así como la ubicación del futuro tanque de almacenamiento, identificándose en consecuencia los probables puntos de entrada del agua a la red de distribución.
 - f) Determinación del sistema existente en cuanto a la oferta, demanda, presiones residuales y distribución del agua.
 - g) Determinación de las presiones necesarias en los distintos puntos de la red de distribución. Este requisito en combinación con el relieve del terreno, conducirá en algunos casos a dividir el área por servir en más de una red de distribución.

6.3. Diseño de la Red

6.3.1 Generalidades

En el diseño de la red de distribución de una localidad, se debe de considerar los siguientes aspectos fundamentales:

- a) El diseño se hará para las condiciones más desfavorables en la red, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el período de diseño.
- b) Deberá de tratarse de servir directamente al mayor porcentaje de la población dentro de las viviendas, en forma continua, de calidad aceptable y cantidad suficiente.
- c) La distribución de los gastos, debe hacerse mediante hipótesis que esté acorde con el consumo real de la localidad durante el período de diseño.
- d) Las redes de distribución deberán dotarse de los accesorios y obras de artes necesarias, con el fin de asegurar el correcto funcionamiento, dentro de las normas establecidas y para facilitar su mantenimiento.
- e) El sistema principal de distribución de agua puede ser de red abierta, de malla cerrada, o una combinación de ambas y se distribuirán las tuberías en la planimetría de la localidad, tratando de abarcar el mayor número de viviendas mediante conexiones domiciliarias.

6.3.2 Parámetros de diseños

En estos se incluyen las dotaciones por persona, el período de diseño, la población futura y los factores específicos (coeficientes de flujo, velocidades permisibles, presiones mínimas y máximas, diámetro mínimo, cobertura sobre tubería y resistencia de las tuberías).

-Velocidades permisibles.

Velocidad Mínima: En general, para evitar deposiciones en las tuberías, la velocidad mínima es fijada entre 0.25 y 0.40 m/s, dependiendo de la calidad del agua.

En el diseño de la red debemos tener presente que en ésta existen diámetros mínimos normalizados, por lo que es muy probable que en algunos tramos se obtengan velocidades menores que la mínima considerada y estas no pueden aumentarse debido a que no es posible disminuir los diámetros.

Velocidad Máxima: La velocidad máxima, en las tuberías, generalmente depende de los siguientes factores: Condiciones económicas; posibilidad de aparición de efectos dinámicos nocivos (sobrepresiones); limitación de la pérdida de carga; desgaste de las tuberías y piezas; ruidos desagradables, etc. El límite máximo es, por lo tanto, recomendado para cada caso. En todo caso, se recomienda diseñar para una velocidad máxima de 1.50 m/s para zonas urbanas y de 2.00 m/s para zonas rurales.

-Presiones mínimas y máximas.

Cuanto más alto esté el depósito regulador o el nivel dinámico si es por bombeo, se dispondrá de mayor carga para vencer la fricción, lo que hace posible usar tuberías de menor diámetro en la red. De aquí que se diga que existe un compromiso entre la presión de entrada a la red y el diámetro de la tubería. Una de las tareas del diseñador es determinar el equilibrio óptimo entre la presión y el diámetro, con el fin de minimizar los costos totales de la obra. La presión de entrada a la red depende de las condiciones locales (topográfica, costo de elevar el depósito regulador o los relativos al bombeo, costo de la tubería, etc.). Asumiendo una topografía relativamente plana, la presión óptima está en el rango de 10 a 25 metros de carga.

Además de la presión de entrada, el diseñador debe seleccionar la presión mínima de operación de la red. La diferencia entre la presión de entrada y la presión mínima se define como la carga disponible para vencer la fricción. Mientras más grande es la presión mínima seleccionada, mayores serán los diámetros de las tuberías.

Hay unos pocos factores que deben ser tomados en cuenta al seleccionar la presión mínima de la red. Primero, es deseable tener presión baja en la red a fin de disponer de una carga relativamente alta para vencer la fricción y poder mantener un pequeño diámetro en las tuberías. Luego la presión mínima deberá ser suficientemente alta para que el agua pueda llegar hasta las instalaciones en las viviendas. Si el poblado tiene edificaciones de dos (2) pisos, la presión mínima tendrá que ser mayor que si todos los grifos estuvieran en los primeros pisos. La presión no solo deberá ser la necesaria para llevar el agua hasta las casas, sino que deberá ser adecuada como para permitir que el agua salga por los grifos y otras instalaciones con un caudal aceptable. Otra consideración la constituyen las fugas y el

mantenimiento de la red, ya que ambas influyen en la presión. Finalmente, la presión mínima debe ser suficientemente alta que cubra las demandas no previstas.

Para el agua que fluye a lo largo de una tubería, la presión mínima se registra en el punto de salida. De manera similar, para una red que se construye sobre suelo plano, las presiones mínimas se registran en los puntos extremos de las tuberías. Sin embargo, para redes construidas en terreno accidentado, las presiones en las partes más altas pueden ser menores que en los extremos del sistema. Por ende, es importante comprobar las presiones en las partes más altas durante el diseño, para asegurarse que ellas son adecuadas.

Se podrá utilizar la siguiente fórmula empírica para seleccionar la presión mínima, teniendo en cuenta la altura de las edificaciones:

$$P_{\min} = 1.2 (3N + 6) \quad P_{\min} = \text{Presión mínima (metros)}$$

N = Número de pisos

En general, para edificaciones mayores de 3 niveles, estos deberán disponer de equipos propios para elevar el agua con presión adecuada.

Por otro lado en el diseño de la red se debe especificar una presión máxima, por razones de utilización en las viviendas, ya que estas pueden provocar incomodidades y daños en las instalaciones domiciliarias. Además, las altas presiones llevan a mayores pérdidas por fugas y a altos, costos de operación, etc.

En todo caso, se debe considerar que la presión mínima residual en la red principal será de 10.00 mts y la carga dinámica máxima será de 50.00 mts. Además se permitirán en puntos aislados, presiones estáticas hasta de 70.00 mts., cuando el área de servicio sea de topografía muy irregular.

-Diámetro mínimo.

El diámetro mínimo de la tubería de la red de distribución será de 3 pulgadas (75 mm) siempre y cuando se demuestre que su capacidad sea satisfactoria para atender la demanda máxima. Se aceptara ocasionalmente, en ramales abiertos en extremos de la red para servir a pocos usuarios de reducida capacidad económica y en zonas donde razonablemente no se vaya a producir un aumento de densidad de población, un diámetro mínimo de una pulgada y media 2" (50 mm) en longitudes no superiores a los 100.00 mts.

-Cobertura sobre tuberías y localización

En el diseño de tuberías colocadas en calles de tránsito vehicular se mantendrá una cobertura mínima de 0.90 m, sobre la corona del conducto en toda su longitud, y en calles peatonales esta cobertura mínima será 0.70 m.

Las tuberías de distribución deben proyectarse para todas las calles a las que dan frente uno o más lotes de viviendas, provocando siempre formar mallas. Se deben proyectar para colocarse en el lado de la calle que tenga mayor número de conexiones, dejando el centro de la calle

para las cloacas. Se debe procurar pasar la tubería de acueducto por encima de las tuberías del alcantarillado (0.20 metros mínimo) y a una distancia horizontal de tres (2) metros. En el caso de no cumplirse lo anterior, se debe dar una protección adecuada a la tubería del acueducto como por ejemplo su recubrimiento con concreto.

Se debe establecer como norma que en calles de más de 20 metros, en calles principales, calles asfaltadas, debe preverse tubería de distribución, con el objetivo de evitar que acometidas de servicios largas atraviesen la calzada.

-Hidráulica del acueducto

El análisis hidráulico de la red y de las líneas de conducción, permitirá dimensionar los conductos de las nuevas redes de distribución, así como los conductos de los refuerzos de las futuras expansiones de las redes existentes. La selección del diámetro es también un problema de orden económico, ya que si los diámetros son grandes, elevará el costo de la red y las bajas velocidades provocarán frecuentes problemas de depósitos y sedimentación, pero si es reducido puede dar origen a pérdidas de cargas elevadas, y altas velocidades. El análisis hidráulico presupone, también la familiaridad con los procesos de cómputos hidráulicos. Los métodos utilizados de análisis son:

6.3.3 Condiciones de trabajo u operación crítica de la Red de Distribución.

Para el análisis y diseño de la red de distribución se requiere del conocimiento de la topografía del terreno de la ciudad, la ubicación de la fuente de agua y del sitio del tanque a utilizarse; identificándose en consecuencia, los puntos de entrada de agua a la red de distribución. Los conductos y anillos principales de la red de distribución se diseñarán de acuerdo al sistema de abastecimiento estudiado considerando si es un sistema por gravedad o por bombeo.

6.3.4 Sistema por gravedad

El diseño de la red de distribución se hará para tres condiciones de operación:

- a) Consumo de la máxima horario para el año último del período de diseño. En esta condición se asume una distribución razonada de la demanda máxima horaria en todos los tramos y circuitos de la red de distribución, pudiendo el caudal demandado llegar bajo dos condiciones según sea el caso:
 - 1) El 100% del caudal demandado llegará por medio de la línea de conducción, fuente o planta de tratamiento, siempre y cuando no se contemple tanque de almacenamiento.
 - 2) El caudal demandado llegará por dos puntos, la demanda máxima diaria por la línea de conducción y el resto aportado por el tanque de abastecimiento para completar la demanda máxima horaria.

- b) Consumo coincidente. Ese caudal corresponde a la demanda máxima diaria más la demanda de incendio ubicado en uno o varios puntos de la red de distribución.
- c) Demanda cero. En esta condición se analizan las máximas presiones en la red.

6.3.5. Distribución por bombeo

Para el diseño de un sistema por bombeo se tienen dos condiciones de análisis:

6.3.5.1. Sistema de bombeo contra el tanque de almacenamiento

En esta condición el caudal correspondiente al consumo máximo diario es bombeado hacia el tanque de almacenamiento. La red demandará del tanque el consumo de la máxima hora, o la demanda coincidente. El tanque trabajará con una altura que permita dar las presiones residuales mínimas establecidas en todos los puntos de la red.

6.3.5.2. Bombeo contra la red de distribución con el tanque de almacenamiento dentro de la red o en el extremo de ella.

En los sistemas de impulsión contra la red, se deberán considerar las soluciones más económicas en cuanto a la distribución, se requiere hacer los análisis que garanticen un servicio a presión, eficiente y continuo para las siguientes condiciones de trabajo.

- I. Consumo máximo horario con bombeo para el último año del período de diseño. En este caso, se debe suponer que los equipos de bombeo están produciendo e impulsando el caudal máximo diario por medio de las líneas de conducción a la red y el tanque de almacenamiento aporta el complemento al máximo horario.
- II. Consumo máximo horario sin bombeo para el último año del período de diseño. En este caso la red trabaja por gravedad atendiendo la hora de máximo consumo desde el tanque.
- III. Consumo coincidente del máximo día más incendio. Similar al caso I, pero el gasto del incendio se concentra en el punto de la red más desfavorable. Las estaciones de bombeo producirán el caudal de máximo día y el tanque de almacenamiento aportará el resto del caudal requerido. Todo para el último año del período de diseño.
- IV. Consumo coincidente con bombas sin funcionar. Similar al caso III, pero con la variante del cuadro de presiones originadas por una condición de suministro de un gasto de incendio concentrado en los nudos mas desfavorables. Todo el caudal necesario será aportado por el tanque.
- V. Bombeo del consumo máximo día sin consumo en la red. Este caso determina la carga total dinámica de las bombas y servirá para dimensionar la potencia de las mismas; aquí el agua va directamente al tanque sin ser consumida, dando las presiones máximas en la red.

6.3.6. Procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño a seguir, cumplirá los requisitos anteriormente expuestos y contemplará los aspectos siguientes:

6.3.6.1 Determinación del consumo o de los gastos de cálculos

La determinación de los gastos de cálculos de una localidad, depende de: los años dentro del período de diseño, de la clase de población, de las dotaciones, de las pérdidas en la red y de los factores de que afectan el consumo. Mediante esta hipótesis podrán determinarse el consumo promedio diario, el consumo máximo horario y el consumo del máximo día, que servirán para los análisis de la red.

6.3.6.2. Distribución de las tuberías y determinación del sistema de la red (mallas y ramales abiertos)

Mediante el estudio de campo y del levantamiento topográfico correspondiente de la localidad, se dispondrá de los planos de planta y altimétrico de la ciudad, de la ubicación adecuada del tanque de almacenamiento y de las posibles zonas de expansión. Si existe un Plan Regulador de Desarrollo Urbano en el que se establezcan los usos actuales y futuros de la tierra con sus densidades de población, lo que habrá que verificarse es que si en el límite proyectado para la ciudad es factible distribuir la población estimada para el último año del período de diseño. De no ser así habrá que definir los límites hasta los cuales podrá alcanzar el desarrollo, en base a las tendencias existentes de los asentamientos.

Si no existe un plan actualizado de las densidades de población, el diseñador tiene que decidir sobre la magnitud de la densidad de población a usarse para toda la ciudad. En este caso es de vital importancia que se tome el conocimiento sobre las áreas prioritarias del desarrollo; del tamaño de los lotes, de las restricciones municipales, y deberá comprobarse la posibilidad de que toda la población proyectada se asiente dentro de los límites urbanos actuales. De no ser así, habrán de definirse las áreas de expansión.

6.3.6.3. Determinación del sistema de mallas y de ramales abiertos

Se recomienda tomar en cuenta lo siguiente:

- Se tratarán de distribuir las tuberías sobre el plano planimétrico de la localidad tratando de que sirvan al mayor número posible de viviendas.
- Sobre el trazado habrá de hacerse la selección de las tuberías que conformarán las mallas principales y los ramales abiertos, que servirán de base para los análisis hidráulicos.
- Deberán evitarse el trazado sobre calles en donde ya existan tuberías de diámetros mayores, de esta manera se evita el recargo sobre ciertas áreas y la debilidad en otras.
- Se considera conveniente que los nuevos anillos se anexen a los ya existentes, a menos que por razones propias de la alimentación del nuevo sistema, sea preciso reforzar algunos tramos existentes con otras tuberías.

- En caso de localidades cuyo probable crecimiento futuro sea en saturación de densidad, las tuberías principales deben trazarse internas o sea dejando en cada lado de la tubería áreas por servir.
- En el caso de localidades cuyo probable crecimiento futuro sea en extensión, las mallas principales deben ser externas o sea envolviendo la extensión actual y dejando los lados exteriores para crecimiento futuro.
- En caso de características no uniformes, podrán emplearse columnas vertebrales de gran diámetro cerrando las mallas respectivas con tuberías de menor diámetro.
- En caso de localidades desarrolladas longitudinalmente a lo largo de alguna vía, se podrá usar un sistema de ramal abierto (espina de pescado).

6.3.6.4. *Distribución de gastos o consumo concentrados*

Para elaborar el plano de distribución de gastos o consumos concentrados, se recomienda tener en cuenta lo siguiente:

- Dividir la localidad en áreas tributarias a cada uno de los nudos de las mallas principales, tomando en cuenta la densidad de población actual y futura, como también la topografía y las posibilidades de expansión.
- Con los datos de áreas, densidades, dotaciones y factores de variación del consumo, se determinarán los caudales tributarios a cada nudo de las mallas principales.
- Para localidades pequeñas y en localidades en las cuales se pueda estimar que su desarrollo futuro sea en base a densidades uniformes, se podrán obtener los consumos concentrados en base al consumo por unidad de longitud de las tuberías.
- Evitar que las demandas concentradas se localicen en los nudos de las mallas en distancias menores a los 200 metros o mayores de 300 metros.

6.3.7. Accesorios y Obras complementarias de la red de distribución

6.3.7.1. *Válvulas de pase*

Deberán espaciarse de tal manera que permitan aislar tramos máximos de 400 metros de tuberías, cerrando no más de cuatro válvulas. Serán instaladas siempre en las tuberías de menor diámetro y estarán protegidas mediante cajas telescópicas subterráneas u otras estructuras accesibles especiales.

6.3.7.2. Válvulas de limpieza

Estos dispositivos que permitirán las descargas de los sedimentos acumulados en las redes deberán instalarse en los puntos extremos y más bajos de ellas.

6.3.7.3. Válvulas reductoras de presión y cajas rompe presión.

Deberán diseñarse siempre y cuando las condiciones topográficas de la localidad así lo exijan.

6.3.7.4. Localización de hidrantes

Los hidrantes son piezas especiales que deberán localizarse preferentemente en las líneas matrices de las redes de distribución. Tomando en cuenta su función específica, se fijará su capacidad en función a la naturaleza de las áreas a las que deberán prestar su protección.

Los conceptos siguientes son normativos:

- a) En zonas residenciales, unifamiliares con viviendas aisladas, deberán colocarse a 600 metros de separación y su capacidad de descarga será la indicada en el título caudales contra incendio. También se respetará esta misma distancia de separación, en áreas residenciales, comerciales, mixtas o de construcciones unifamiliares continuas.
- b) Los hidrantes estarán localizados a una distancia de 100 metros cuando se trate de proteger a las áreas industriales, comerciales o residenciales de alta densidad. Su capacidad de descarga será de 500 gpm (31.5 l/s).
- c) Adicionalmente se recomienda instalar hidrantes en lugares en donde se llevan a cabo reuniones o aglomeraciones públicas, tales como: cines, gimnasios, teatros, iglesias, etc.

6.3.7.5. Conexiones domiciliarias

El diámetro mínimo de cada conexión será de ½" (12.5 mm) pulgada. Toda conexión domiciliar deberá estar siempre controlada por su medidor correspondiente o por un regulador de flujos.

6.3.7.6. Anclajes

Es obligado el uso de los anclajes de concretos siempre en cada uno de los accesorios de la red. El diseño de los mismos será realizado para soportar las fuerzas internas producidas por la presión del agua dentro de la red.

6.3.7.7. Medidores domiciliarios

Para todos los casos, es obligatorio colocar medidores domiciliarios para cada uno de los suscriptores individuales del servicio del acueducto. Las excepciones a esta regla estarán a la consideración del ente regulador.

Los medidores mecánicos con diámetros entre 12.7 mm (0.5 pulgadas) y 38.1 mm (1.5 pulgadas) ya sean de Tipo volumétrico o de Tipo inferencial (velocidad), independientemente de su clase o clasificación metrológica, deben cumplir con la norma la ISO 4064 o su

equivalente. Sin embargo, las empresas de acueducto podrán optar por otras normas que se ajusten a sus necesidades particulares.

Si las Empresas prestadoras del servicio van a utilizar otro tipo de medidores, especialmente para diámetros mayores de 50 mm (2 pulgadas) como los magnéticos, ultrasónicos, de hélice Woltman o similares, estos deberán ser fabricados e instalados según normas internacionales. Independientemente del Tipo de medidor, lo que determina la selección de estos aparatos, es la clasificación metrológica sobre la calidad del medidor. La Clase del medidor está determinada por los valores correspondientes al caudal mínimo, máximo y promedio.

En el caso de edificios o conjuntos multifamiliares que superen las doce (12) unidades habitacionales, se recomienda la instalación de un medidor totalizador inmediatamente aguas abajo de la acometida. Lo anterior con el fin de que queden registrados los consumos no autorizados, los cuales deberán de evitarse o acreditarse al medidor de áreas comunes, si existe, o en una cuenta aparte que se genere para el medidor totalizador. También deben existir medidores individuales en cada uno de los apartamentos o interiores que conformen el edificio o conjunto multifamiliar.

En el caso de grandes consumidores no residenciales, es decir, aquellos cuyo consumo durante más de 6 meses continuos sea mayor de mil (1,000) metros cúbicos y menor de diez mil (10,000) metros cúbicos mensuales, deben instalar un medidor con un rango de error admisible no mayor al cinco por ciento (5%) entre el caudal mínimo y el caudal de transición, y del dos por ciento (2%) entre el caudal de transición y el caudal de sobrecarga.

Aquellos grandes consumidores no residenciales con consumos mensuales mayores de diez mil (10,000) metros cúbicos, deben instalar un medidor con un error admisible no mayor al uno por ciento (1%) del caudal en todo el rango de consumo. Los usuarios de consumos superiores a diez mil (10,000) metros cúbicos mensuales, cuando así lo convengan con las Entidades Prestadoras de Servicios podrán instalar dos medidores. El primero o principal debe ser de tipo mecánico, preferiblemente de hélice Woltman y el segundo de tipo electrónico, preferiblemente de ultrasonido, el cual servirá de sensor para pruebas de verificación periódicas del consumo medido por el principal. En caso de necesidad y especialmente cuando se presente consumos altos y bajos, el medidor principal debe ser compuesto. Los dos medidores podrán reemplazarse por un solo medidor con telemetría que cuente con un sistema de almacenamiento electrónico de datos para guardar datos históricos de consumo.

En el caso de los medidores domiciliarios, debe tenerse en cuenta los cambios tecnológicos en éstos. Sin embargo, todo medidor antes de ser instalado debe ser calibrado en el taller de medidores de la empresa de servicios públicos o en laboratorios certificados, y posteriormente se deben efectuar revisiones y calibraciones periódicas, con la frecuencia y oportunidad necesarias.

6.3.7.8. Macromedidores

Debido a que los volúmenes entregados al sistema de distribución de agua potable son un parámetro importante que debe ser considerado en la realización del balance de distribución, en las labores de operación y mantenimiento y en la planeación futura, debe preverse la

instalación de macromedidores para la correspondiente obtención de datos de consumo fidedignos.

Los macromedidores pueden ser de Tipo mecánico (hélice o turbina), de presión diferencial (Venturi, tubo Pitot, o placa de orificio), o ultrasónico, o electromagnético. Deben cumplir con alguna de las normas técnicas internacionales.

Para la instalación de macromedidores deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- 1.-Los puntos de medición del caudal entregado deben estar situados a la salida de las plantas de tratamiento de agua y aguas arriba de cualquier salida de agua a los usuarios.
- 2.-Los macromedidores deben estar situados preferiblemente en la entrega a tanques de compensación que formen parte del sistema de distribución de agua potable, teniendo en cuenta la necesidad de contabilizar el rebosamiento en los mismos, y también para utilizarlos en las operaciones de rutina del sistema de abastecimiento de agua.
- 3.-En el caso de redes de distribución correspondientes a zonas de abastecimiento bien diferenciadas y que pueden ser susceptibles de aislamiento por medio de una o dos tuberías de alimentación, deben tenerse macromedidores en dichas tuberías.

CAPITULO VII ESTACIONES DE BOMBEO

7.1. Consideraciones generales

En el diseño de toda estación de bombeo se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones básicas:

7.1.1. Edificio

- La arquitectura y alrededores de la estación deben ser atractivos y armonizar con las edificaciones vecinas. Su estructura debe ser construida con materiales a prueba de humedad e incendio. En el diseño del interior del edificio se deben considerar los requerimientos de espacio para cada pieza del equipo, su localización, iluminación, ventilación y desagüe.
- Deberá estar protegida del público con cercas apropiadas y tener un buen. También estarán acondicionadas con oficinas y dormitorios, cuando las circunstancias lo ameriten. Se deberá considerar las posibles ampliaciones y modificaciones.
- Las estaciones de bombeo de agua potable podrán estar provistas de un sistema de cloración instalado posterior a la línea de bombeo.
- Los equipos de cloración tendrán sus instalaciones en una caseta especialmente diseñada para tal fin con suficiente ventilación.
- Cuando fuese necesario el uso de grúa, los techos de las estaciones de bombeo podrán ser removibles.

7.1.2. Localización

En la selección del sitio para la estación de bombeo se debe considerar lo siguiente:

- Protección de la calidad del agua
- Eficiencia hidráulica del sistema de distribución o conducción.
- Peligro de interrupción del servicio por incendio, inundación, etc.
- Disponibilidad de energía eléctrica o de combustible
- Topografía del terreno
- Facilidad del acceso en todo el año
- Área necesaria para la estación, transformadores, cloradores, futuras ampliaciones y áreas de retiros.

7.1.3. Capacidad y Características de las estaciones

Cuando el sistema incluye almacenamiento posterior a la estación de bombeo, la capacidad de ésta se calculará en base al consumo máximo diario. Cuando el sistema no incluye almacenamiento, la capacidad de la estación se calculará en base al consumo máximo horario. Las estaciones de bombeo podrán ser de dos tipos:

- a.- Estaciones de pozos húmedos
- b.- Estaciones de pozos profundos

7.1.3.1. Estaciones de pozos húmedos (cárcamos)

Las estaciones de pozos húmedos tienen las características de bombear el agua de tanques enterrados o sobre el suelo así como servir de estaciones de relevo (booster) ubicados entre la línea de conducción. Los tipos de equipo de bombeo a usar en esta clase de estación pueden ser bombas turbinas de eje vertical, sumergible, o bombas de eje horizontal, cumpliendo con la Norma E 101. AWWA última edición.

En el diseño del pozo húmedo de una estación de bombeo, se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Deberá diseñarse con una capacidad mínima equivalente a 15 minutos de bombeo máximo.
- Sus dimensiones deben ser tales que facilite el acceso y colocación de los accesorios y eviten velocidades altas y turbulencia del agua. Se recomienda que la velocidad del agua en la tubería de succión esté entre 0.60 m/seg y 0.90 m/seg.
- La sumergencia mínima de la parte superior de la coladera será de 1 mt, para lograr la sumergencia se hará una depresión en el tanque con la profundidad adecuada.
- La entrada del agua al pozo deberá ser por medio de compuertas o canales sumergidos para evitar turbulencia.
- Debe existir una distancia libre, entre la abertura inferior de la coladera y el fondo del pozo equivalente 0.5 el diámetro de la tubería de succión.
- Cuando el pozo sea de sección circular, la entrada del agua no debe ser tangencial para evitar su rotación.
- El pozo tendrá un área transversal mínima de 5 veces la sección del conducto de succión.
- Se deben proveer dispositivos de desagüe y limpieza del pozo cuando sea apropiado.

-Para bombas de eje horizontal: Se recomienda que cuando sea posible el eje de la bomba, esté por debajo del nivel mínimo del agua en el pozo.

7.1.3.2. Estaciones de bombeo de pozos profundos

Las características de éstas son las de bombear el agua de pozos perforados profundos. Los equipos usados normalmente son bombas turbinas de eje vertical o de motor sumergible. La profundidad e instalación de la bomba debe estar definida por las condiciones hidráulicas del acuífero y el caudal de agua a extraerse, tomando en consideración las siguientes recomendaciones:

- Nivel de bombeo, de acuerdo a prueba de bombeo
- Variaciones estacionales o niveles naturales del agua subterránea en verano e invierno.
- Sumergencia de la bomba.
- Factor de seguridad
- El diámetro de la camisa del pozo debe estar relacionado al caudal a extraerse.

La longitud de columna de bombeo dentro del pozo acoplada a la bomba será diseñada con una pérdida por fricción no mayor del 5% de su longitud. Se recomiendan los siguientes diámetros para columnas de pozos en relación al caudal.

TABLA 13

Diámetros para columnas de pozos⁽³⁹⁾

| Caudal | | Diámetro | |
|----------|-----------|----------|------|
| (gpm) | (lps) | (pulg) | (mm) |
| 0-50 | 0-3.15 | 3 | 75 |
| 50-100 | 3.15-6.3 | 4 | 100 |
| 100-600 | 6.3-3.78 | 6 | 150 |
| 600-1200 | 37.8-75.7 | 8 | 200 |

7.2. Equipos de bombeo:

En la selección de las bombas se deben tener en cuenta los siguientes factores:

- Operación en serie o en paralelo
- Tipo de bombas
- Número de unidades
- Capacidad de las unidades
- Eje horizontal o vertical
- Succión única o doble
- Tipo de impulsores
- Características del arranque y puesta en marcha
- Posibles variaciones de la altura de succión
- Flexibilidad de operación

- Curvas características y modificadas de las bombas
- N.P.S.H disponible y requerido
- Golpe de ariete
- Las unidades de bombeo (incluyendo el equipo auxiliar) deben tener una capacidad lo suficientemente amplia, en cuanto al número de unidades que permitan la reparación al menos de una unidad sin serias reducciones en el servicio.
- La carga total dinámica en todas las estaciones de bombeo, cuando éstas trabajen en serie se dividirá en partes iguales y de acuerdo a las presiones mínimas y máximas. De tal forma que cada estación trabaje a la misma capacidad, con el motivo de normalizar los tipos de equipos a instalar.
- Se proyectaran dos unidades como mínimo, siendo una de reserva
- Para facilidad de mantenimiento cuando se proyecten 3 o más unidades se recomienda que las bombas sean de igual capacidad.
- Velocidades recomendadas: la velocidad más adecuada es de 1760 revoluciones por minuto (RPM) sólo que no sea posible conseguir ésta se recomienda usar 2900 y 3450 RPM.

7.3. Tuberías y Válvulas en succión y descarga de bombas.

7.3.1. Succión

- Nunca deberán usarse tuberías de diámetros menores a los diámetros de descarga de la bomba.
- En el extremo de la tubería de succión se instalará una válvula de pie con coladera. El área libre de las aberturas de la coladera deberá ser de 2 a 4 veces la sección de la tubería de succión.
- La línea de succión debe ser lo más corta y recta posible, deben evitarse los cambios de dirección, especialmente cerca de la bomba.
- La línea de succión debe llegar hasta la succión de la bomba evitando codos o tees horizontales.
- Si el diámetro de la tubería de succión es mayor que el de la admisión de la bomba, deberá conectarse por medio de una reducción excéntrica con su parte superior horizontal.
- Se deberá proporcionar una línea de succión separada para cada bomba. Si esto no es posible, y se utiliza un múltiple de succión, las derivaciones se harán por medio de yees.
- El diámetro de la tubería de succión, será igual o mayor que el diámetro de la tubería de impulsión, será por lo menos el diámetro comercial inmediatamente superior.

7.3.2. Descarga

- Debe elaborarse un estudio económico comparativo entre varios diámetros para escoger el más apropiado de la tubería de impulsión.
- Las ampliaciones en la descarga serán concéntricas.
- En la descarga de la bomba debe proyectarse una válvula de compuerta y una válvula de retención,

-El diámetro de la descarga está definido por el diámetro del medidor de agua. Según especificaciones AWWA C-704.

-La válvula de retención debe colocarse entre la bomba y la válvula de compuerta. Preferiblemente se recomienda que la válvula de retención sea hidráulica.

Cuando sea necesario, debe proyectarse una válvula de alivio para proteger la instalación del golpe de ariete. Se recomiendan los siguientes diámetros en tabla.

TABLA 14

Diámetro de válvulas de alivio de acuerdo al caudal⁽³⁹⁾

| Diámetro | | Rango de caudales | |
|------------|------|-------------------|---------|
| (Pulgadas) | (mm) | gpm | (l/s) |
| 6 | 150 | 1000-2000 | 63-126 |
| 4 | 100 | 500-1000 | 31-63 |
| 3 | 75 | 250-500 | 15-31 |
| 2 | 50 | 60-250 | 3.78-15 |
| 1 | 25 | 60 | 3.78 |

Toda descarga llevará:

Medidor de agua

Manómetro de medición con llave de chorro ½"

-Derivación de descarga para pruebas de bombeo y limpieza del mismo diámetro de la descarga.

-Las tuberías deben anclarse perfectamente y se hará el cálculo de la fuerza que actúa en los atraques para lograr un diseño satisfactorio.

-Unión flexible tipo Dresser o similar para efecto de mantenimiento

7.4. Equipo eléctrico

En la elaboración del proyecto de las instalaciones eléctricas se debe tener en cuenta los siguientes puntos:

-Estudiar cuidadosamente las alternativas para determinar la fuente de energía más económica y eficiente para el funcionamiento de las bombas.

-Que sea posible suministrar suficiente energía para operar las bombas a su máxima capacidad en caso de emergencia. (Exceptuando la bomba de reserva).

-Cuando el caso lo requiera se proveerá una fuente eléctrica de emergencia.

7.5. Motores

Los motores eléctricos serán del tipo jaula de ardilla, de eje hueco y las capacidades de uso standard elaborados por los fabricantes.

La potencia neta requerida del motor estará gobernada por:

-La potencia neta demandada por la bomba

-Pérdidas por fricción mecánica en rotación del eje

-Pérdidas en el cabezal de descarga.

-Las pérdidas por fricción en el eje, para $V = 1760$ rpm y/o $\frac{3}{4}$ ", $1 \frac{1}{2}$ " varían entre 0.30 y 1.15 HP/100' de columna.

-Se tiene por norma usar un factor de 1.15 para calcular los HP del motor en base a los HP de la bomba. Este factor cubre ampliamente las pérdidas mecánicas por fricción en el eje y cabezal de descarga de la bomba.

7.6. Velocidad de operación

Se acostumbra usar la misma velocidad de operación de la bomba, y de ser posible se solicita que su velocidad no sobrepase los 1800 rpm.

7.7. Energía

De acuerdo a la capacidad de los motores se recomienda el siguiente tipo de energía:

-Para motores de (3 a 5) HP usar 1/60/110

-Para motores mayores de 5 HP y menores de 50 HP se usará 3/60/220.

-Para motores mayores de 50 HP, usar 3/60/440

CAPITULO VIII TANQUES DE ALMACENAMIENTO Y COMPENSACION

8.1. Generalidades

En el proyecto de cualquier sistema de abastecimiento de agua potable, deben de diseñarse los tanques que sean necesarios para el almacenamiento, de tal manera que éstos sean todo el tiempo capaces de suplir las máximas demandas que se presenten durante todo en periodo de diseño del sistema, además que también mantengan las reservas suficientes para hacerles frente, tanto a los casos de interrupciones en el suministro de energía, como en los casos de daños que sufran las líneas de conducción o de cualquier otro elemento.

En los sistemas en donde existan hidrantes para combatir incendios, también será necesario almacenar los volúmenes de agua para enfrentar estas circunstancias.

8.2. Capacidad Mínima

Debe estar compuesta por:

8.2.1. Volumen compensador

Es el agua necesaria para compensar las variaciones horarias del consumo. En este caso se debe almacenar:

- a) Para poblaciones menores de 20.000 habitantes, el 25% del consumo promedio diario.
- b) Para poblaciones mayores de 20.000 habitantes, será necesario determinar este volumen en base al estudio y análisis de las curvas acumuladas (masas) de consumo y

de producción, del sistema de agua de la localidad existente o de una similar. En caso justificado se aceptara el indicado en el literal a.

8.2.2. Reserva para eventualidades y/o emergencias

Este volumen será igual al 15% del consumo promedio diario.

8.2.3. Reserva para combatir incendios

La reserva para incendio se hará con un almacenamiento de 2 horas de acuerdo a la demanda de agua para incendio.

Nota: La capacidad del tanque de regulación al final del período de diseño será la suma del caudal de compensación, el caudal de reserva-emergencias y el caudal de incendio. Nunca la capacidad será menor de 65 M3 cuando el tanque sea elevado, a 100 M5 cuando el tanque sea superficial.

La localización del tanque debe producir presiones máxima y mínimas dinámicas, y presiones estáticas máximas, según las indicadas para el diseño de las redes de distribución y medidas en general desde el nivel medio de tanque (salvo situaciones en que predominen presiones mínimas o presiones máximas en que se tomara la solera o el rebose del tanque, respectivamente. Se debe tomar en cuenta además:

- a) La distancia horizontal entre la producción del tanque y la edificación más cercana será al menos la altura del tanque más 3 metros.
- b) Estará protegido con malla ciclónica o de bloques, con una franja mínima de 3 metros de ancho alrededor del perímetro del tanque.
- c) Se usará escalera metálica con anillos protectores, a partir de 2.00 m de altura.
- d) El terreno ocupado por el tanque y cualquier estructura a ser administrada por la Corporación del Acueducto y Alcantarillado e Santo Domingo (CAASD) deberá ser formalmente traspasado a esta institución.

8.3 Localización

Los tanques estarán situados en sitios lo más cercano posible a la red de distribución, teniendo en cuenta la topografía del lugar y debe ser tal que produzca en lo posible, presiones uniformes en todos y cada uno de los nudos componentes de dicha red.

Altura Mínima: La altura del fondo del tanque debe estar a una elevación tal que, una vez determinadas las pérdidas por fricción a lo largo de las tuberías entre el tanque y el punto más desfavorable en la red, resulte todavía una altura disponible suficiente para proporcionar la presión residual mínima establecida.

8.4 Clases de tanques

Es obligatorio elaborar un estudio económico para escoger las clases de tanques más apropiados. Ellos pueden ser de:

- a) Concreto armado
- b) Acero Soldado
- c) Acero Atornillado Epoxicado
- d) Acero Atornillado Vitrificado
- e) Acero Atornillado Acero Inoxidable
- f) Acero Inoxidable Soldado

8.5 Tipos de tanques

8.5.1 Tanques sobre el suelo (Superficiales)

Se recomienda este tipo de tanques en los siguientes casos:

- a) Cuando lo permita la topografía del terreno.
- b) Cuando los requisitos de capacidad sean mayores de 250.000 galones.

En el diseño de los tanques superficiales debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- a) Cuando la entrada y salida de agua sean mediante tuberías separadas, se ubicarán en los lados opuestos a fin de permitir la circulación del agua.
- b) Debe proveerse un paso directo tipo puente (by-Pass) que permita mantener el servicio mientras se efectúe el lavado o la reparación del tanque. Para esto debe tenerse en cuenta las presiones de servicio.
- c) Siempre deben estar cubiertos.
- d) Las tuberías de rebose descargarán libremente, sobre obras especiales de concreto para evitar la erosión del suelo.
- e) Se instalarán válvulas en todas las tuberías con excepción de las tuberías de rebose y se prefiere que todos los accesorios de las tuberías sean tipo brida.
- f) Se recomienda una altura mínima de 3.00 metros, incluyendo un borde libre de 0.50 metros.
- g) Deben incluirse los accesorios como escaleras, respiraderos, aberturas de acceso, marcador de niveles, etc.

8.5.2 Tanque elevados

En el diseño de tanques elevados, debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- a) Que el nivel mínimo del agua en el tanque sea suficiente para conseguir las presiones adecuadas en la red de distribución.
- b) Debe utilizarse la misma tubería para entrada y salida del agua solo en el caso que el sistema sea fuente-red-tanque.
- c) La tubería de rebose descargará libremente previendo la erosión del suelo mediante obras de protección adecuadas.
- d) Se instalarán válvulas en todas las tuberías a excepción de las tuberías de rebose. Todos los accesorios de las tuberías serán preferiblemente tipo brida.
- e) Debe incluirse los accesorios como escaleras, dispositivos de ventilación, abertura de acceso marcador de niveles y en algunos casos una luz roja que prevenga accidentes de vuelos de aviones.
- f) La escalera exterior deberá tener protección adecuada y dispositivos de seguridad.
- g) Se diseñarán los dispositivos que permitan controlar el nivel máximo y mínimo del agua en el tanque.
- h) Se recomienda la utilización de este tipo de tanques para volúmenes menores de 1500 m³ por razones estructurales y de costos.

TITULO III ***SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE***

CAPITULO I **CALIDAD DEL AGUA**

1.1 Generalidades

El agua es uno de los recursos más preciados que nos ofrece la naturaleza y dependemos de ella para sobrevivir, por lo cual debemos conocer la calidad del agua de las fuentes de abastecimiento y definir las metas del agua que se va a suministrar (el agua no debe ser peligrosa para la salud y el sistema debe operarse a un costo razonable).

Para la protección de la calidad del agua, el proyectista debe prever las condiciones presentes y futuras, para la preservación de las fuentes de agua evitando contaminaciones del tipo, doméstico, agrícola, industrial, o de cualquier otra índole; para lo cual deberá presentar las

respectivas recomendaciones, en base a las disposiciones legales existentes emitidas por las instituciones encargadas de la vigilancia, control, preservación y mejoramiento del medio ambiente tales como SEMARENA, INAPA, CAASD, SEOPC, etc.

La Secretaria de Estado de Medio Ambiente y Recursos Naturales por medio de la “Norma Ambiental sobre Calidad del Agua y Control de Descargas”, evaluará y clasificará los cuerpos de agua y si las condiciones de los mismos superan los estándares establecidos, en coordinación con los organismos competentes elaborará planes de remediación y descontaminación de los mismos por cuencas.

1.2 Calidad de la fuente de abastecimiento

La calidad, cantidad y continuidad de la fuente de abastecimiento de agua deberá estar de acuerdo con las presentes normas.

El agua de fuente de abastecimiento deberá ser examinada con el objeto de determinar las características siguientes:

- Bacteriológicas
- Físicas
- Químicas
- Biológicas

La calidad del agua deberá estar de acuerdo a las Normas de Calidad del Agua establecidas en este documento u otra superior (EPA, UE, OMS, etc.).

El agua de la fuente debe ser de tal calidad que no requiera un tratamiento que sea excesivo o antieconómico.

1.3 Calidad del agua tratada

El agua tratada que se utilizara para consumo humano no debe contener microorganismos patógenos, ni sustancias tóxicas o nocivas para la salud. Por tanto, el agua para consumo debe cumplir los requisitos de calidad microbiológicos y fisicoquímicos exigidos en esta norma. La calidad del agua no debe deteriorarse ni caer por debajo de los límites establecidos durante el periodo de tiempo para el cual se diseñó el sistema de abastecimiento.

Es responsabilidad de la entidad prestadora del servicio público de acueducto, controlar la calidad de agua en la red de distribución ya sea en puntos previamente escogidos como por ejemplo, hidrantes o pilas diseñadas para recoger muestras, o en acometidas escogidas aleatoriamente. En dicho sitio debe darse cumplimiento como mínimo a los análisis organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos establecidos. El control de la calidad del agua es responsabilidad de las Empresas de Servicios Públicos de Acueducto y la vigilancia de la misma está a cargo de la Secretaria de Salud a través de las autoridades de salud de los Departamentos, Distritos o Municipios.

TABLA 15

Límites máximos permisibles (LMP) referenciales de los parámetros de calidad del agua⁽⁵⁹⁾

| Parámetro | LMP |
|--|--------------|
| Coliformes totales, UFC/100 mL | 0 (ausencia) |
| Coliformes termotolerantes, UFC/100 mL | 0 (ausencia) |
| Bacterias heterotróficas, UFC/mL | 500 |
| pH | 6,5 – 8,5 |
| Turbiedad, UT | 5 |
| Conductividad, 25°C uS/cm | 1500 |
| Color, UCV – Pt-Co | 20 |
| Cloruros, mg/L | 250 |
| Sulfatos, mg/L | 250 |
| Dureza, mg/L | 500 |
| Nitratos, mg NO ₃ -/L (*) | 50 |
| Hierro, mg/L | 0,3 |
| Manganeso, mg/L | 0,2 |
| Aluminio, mg/L | 0,2 |
| Cobre, mg/L | 3 |
| Plomo, mg/L (*) | 0,1 |
| Cadmio, mg/L (*) | 0,003 |
| Arsénico, mg/L (*) | 0,1 |
| Mercurio, mg/L (*) | 0,001 |
| Cromo, mg/L (*) | 0,05 |
| Flúor, mg/L | 2 |
| Selenio, mg/L | 0,05 |

(*) Compuestos tóxicos

CAPITULO II PRETRATAMIENTO

2.1 Generalidades

El agua cruda proveniente de la naturaleza necesita procesos para mejorar su calidad, iniciando con los pretratamientos que pueden utilizarse como son la captación indirecta, ya sea como prefiltro vertical u horizontal, sedimentación laminar, filtración gruesa rápida y desarenadores. Pueden emplearse independientemente, combinados entre sí o con otros procesos para obtener mejores resultados.

2.2 Procesos y parámetros de diseño

2.2.1. Captación indirecta

1.- Prefiltro vertical

El prefiltro vertical está conformado por grava de acuerdo a las características indicadas en la tabla siguiente:

TABLA 16
Especificaciones de grava prefiltro vertical⁽⁵⁾

| Capa | Espesor (m) | Diámetro (mm) |
|------|-------------|---------------|
| 1 | 0.10 | 15-25 |
| 2 | 0.20 | 10-15 |
| 3 | 0.50 | 5-10 |

La capa 3 es la capa de fondo.

El sentido del flujo es vertical descendente con una velocidad de filtración de $6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ (0.25 m/h).

El agua es recogida mediante tuberías perforadas conectadas a una tubería principal que llega hasta la cámara de recolección.

2.- Prefiltro horizontal

El prefiltro horizontal consta de un muro de protección constituido por piedras con juntas abiertas.

El filtro es un canal con grava como medio filtrante, con las características señaladas en la tabla siguiente:

TABLA 17
Especificaciones de grava prefiltro horizontal⁽⁵⁾

| Capa | Espesor (m) | Diámetro (mm) |
|------|-------------|---------------|
| 1 | 1.00 | 80-250 |
| 2 | 4.50 | 30-70 |
| 3 | 4.50 | 5-12 |

La capa 1 esta aguas arriba

La velocidad de filtración más conveniente es de $12 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ (0.5 m/d)

3.- Sedimentación laminar

La alta turbiedad del agua de una fuente puede reducirse hasta niveles en que se pueden utilizar filtros lentos mediante el empleo de sedimentadores laminares, sin adición de coagulantes.

El sentido del flujo en este tipo de sedimentador es horizontal y combinado con la filtración lenta, puede tratar aguas con turbiedades máximas hasta de 500 UT, siempre y cuando la

turbiedad sea ocasionada por partículas cuyo diámetro sea mayor de una milésima de milímetro.

4.- Filtración gruesa rápida

La filtración gruesa es un proceso efectuado en una estructura cuyo material filtrante es únicamente grava de $\frac{1}{4}$ de pulgada, acomodada en una caja de concreto ubicada contiguo al filtro lento y tiene por objeto remover la turbiedad excesiva para la posterior filtración. El sentido del flujo es descendente, con una velocidad de filtración de $14 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ (0.60 m/h).

5.- Desarenadores:

En los casos en que la fuente de abastecimiento de agua sea del tipo superficial, se hace necesaria la instalación de un dispositivo que permita la remoción de la arena y partículas de peso específico similar (2.65), que se encuentran en suspensión en el agua y son arrastradas por ella.

Esta es la función que cumplen los desarenadores, cuyos componentes principales son los siguientes:

- Dispositivos de entrada y salida que aseguren una distribución uniforme de velocidades en la sección transversal.
- Volumen útil de agua para la sedimentación de las partículas, con sección transversal suficiente para reducir la velocidad del flujo por debajo de un valor predeterminado, y con longitud adecuada para permitir el asentamiento de las partículas en sus trayectorias.
- Volumen adicional en el fondo, para almacenar las partículas removidas, durante intervalo entre limpiezas.
- Dispositivos de limpieza y rebose.

6.- Dimensionamiento:

Se recomienda que la relación entre la longitud útil del desarenador y la profundidad efectiva para almacenamiento de arena sea 10 a 1.

La profundidad efectiva para el almacenamiento de arena en el desarenador debe estar comprendida entre 0.75 m y 1.50 m. La altura máxima, para efectos del almacenamiento de la arena, puede ser hasta el 100 % de la profundidad efectiva

El diseñador debe determinar y justificar la ubicación y las características de los desagües, teniendo en cuenta la profundidad efectiva del desarenador.

2.2.2. Remoción del material flotante

1.- Rejillas y mallas

La captación de aguas superficiales a través de rejillas se utiliza especialmente en los ríos de zonas montañosas, los cuales están sujetos a grandes variaciones de caudal entre los periodos de estiaje y los periodos de crecientes máximas. El elemento base del diseño es la rejilla de

captación, la cual debe ser proyectada con barras transversales o paralelas a la dirección de la corriente.

Los otros tipos de toma también deben tener rejillas, con el fin de limitar la entrada de material flotante hacia las estructuras de captación.

2.- Elementos de diseño

En todo diseño de rejillas deben contemplarse los siguientes elementos: el caudal correspondiente al nivel de aguas mínimas en el río, el caudal requerido por la población que se va a abastecer y el nivel máximo alcanzado por las aguas durante las crecientes, con un período de retorno mínimo de 20 años.

3.- Inclinación de las rejillas

En el caso de rejillas utilizadas para la captación de aguas superficiales en cursos de agua de zonas montañosas, la rejilla debe estar inclinada entre 10% y 20% hacia la dirección aguas abajo. En el caso de otros tipos de estructuras de captación, las rejillas deben tener una inclinación de 70° a 80° con respecto a la horizontal.

4.- Separación entre barrotes

La separación entre barrotes, para el caso de estructuras de captación en ríos con gravas gruesas, debe ser entre 75 mm y 150 mm. Para ríos caracterizados por el transporte de gravas finas, la separación entre barrotes debe ser entre 20 mm y 40 mm.

5.- Ancho de la rejilla

El ancho de la rejilla debe depender del ancho total de la estructura de captación.

6.- Velocidad del flujo en la rejilla

La velocidad efectiva del flujo a través de la rejilla debe ser inferior a 0.15 m/s, con el fin de evitar el arrastre de materiales flotantes.

7.- Trampas de grasa y aceite

El dimensionamiento del tanque debe realizarse con base en el caudal de diseño.

8.- Tiempo de detención

Para el diseño de las trampas de grasa y aceite, el tiempo de retención en la unidad está en función del caudal de entrada.

9.- Ancho y longitud de la unidad

El tanque de retención de grasas y aceites debe mantener una relación de 1:1.8 entre el ancho y la longitud, aproximadamente.

10.- Control de olores

Para prevenir o reducir el olor que se genera en esta unidad, debe emplearse una cubierta del separador de aceites o grasas.

TABLA 18
Velocidad de filtración para cada tipo de filtro⁽⁵⁾

| Tipo de prefiltro | Velocidad de filtración (m/h) |
|---|--------------------------------------|
| Filtros gruesos dinámicos | 2 - 3 |
| Filtros gruesos de flujo horizontal | 0.3 - 1.5 |
| Filtros gruesos de flujo vertical ascendente | 0.3 - 0.7 |
| Filtros gruesos de flujo vertical descendente | 0.3 - 0.7 |

11.- Velocidad de lavado

Para garantizar el máximo de remoción de los sólidos en el medio filtrante durante el lavado, los filtros gruesos dinámicos deben diseñarse de forma que la velocidad de lavado en esta unidad esté entre 0.15 m/s y 0.30 m/s.

12.- Altura del agua sobrenadante

Para garantizar que el nivel del agua sobre el lecho filtrante sea adecuado para facilitar la filtración, los filtros gruesos de flujo ascendente deben diseñarse de forma que la altura del agua sobrenadante sea aproximadamente 0.20 m.

13.- Composición del medio filtrante

a) Los filtros gruesos dinámicos deben estar constituidos por un lecho con tres capas de grava, cuyos tamaños deben variar entre 3 mm y 25 mm en la dirección del flujo. La capa fina debe ubicarse en la superficie, en contacto directo con el agua cruda. Las otras capas pueden ser consideradas más como lecho de soporte que como medio filtrante, debido a su mayor tamaño.

b) En los filtros gruesos horizontales el lecho debe estar constituido por grava con tamaño comprendido entre 25 mm y 19 mm para la primera unidad, 19 mm y 13 mm en la segunda y entre 13 mm y 4 mm en la última, en una unidad de tres compartimientos.

c) En los filtros gruesos de flujo ascendente, el lecho filtrante debe estar constituido por 5 capas de grava, las cuales pueden estar distribuidas en 1, 2 o 3 compartimientos. Sus tamaños deben variar entre 25 mm y 4 mm en la dirección del flujo. Los primeros 0.2 m a 0.4 m de grava en contacto con el sistema de drenaje constituyen el lecho de soporte, cuyo diámetro debe variar según el tamaño de la capa de grava presente en cada unidad y con el diámetro de los orificios del múltiple.

d) Los filtros gruesos de flujo descendente. En el primer compartimiento el tamaño debe variar entre 25 mm y 19 mm, en el segundo 13 mm a 19 mm y en el tercero 4 mm a 13 mm.

Las características de la arena, la antracita, la grava entre otros materiales que se emplean como lechos filtrantes están definidas en esta Norma Técnica.

14.- Espesor del medio filtrante

TABLA 19
Profundidad o longitud del medio filtrante⁽⁵⁾

| Tipo de prefiltro | Espesor del medio filtrante (m) |
|--|--|
| Filtros gruesos dinámicos | 0.40 - 0.60 |
| Filtros gruesos de flujo horizontal (longitud) | 0.80 - 0.16 |
| Filtros gruesos de flujo vertical ascendente | 0.85 - 1.25 |

15.- Microtamices

Los parámetros de dimensionamiento de la unidad deben ser establecidos a partir de los resultados de los ensayos de laboratorio obtenidos de acuerdo con la calidad del agua cruda por tratar.

En el diseño de la unidad de microtamizado, deben incluirse los siguientes aspectos:

- Caracterización de los sólidos suspendidos en cuanto a concentración y tamaño.
- Elección de los valores de los parámetros de diseño que no sólo aseguren la capacidad de tratamiento, sino que también procuren el rendimiento deseado para el intervalo de cargas hidráulicas y de sólidos esperados.
- Provisión de los dispositivos de lavado a contracorriente y de limpieza necesarios para mantener la capacidad del tamiz.

2.2.3. Procesos de oxidación

1.- Aeración

La aplicabilidad de los diferentes tipos de aireadores y su dosificación deben ser determinadas preferiblemente a través de ensayos.

En los aireadores debe controlarse el tiempo de Aeración y la eficiencia de remoción. Esta última está dada por la relación entre la concentración de la variable química por remover entre el efluente y el afluente, expresada en porcentaje.

2.- Bandejas de coque

a) Diseño de la unidad

Los aireadores de bandejas de coque deben diseñarse teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

- Cargas superficiales menores de $100 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{día})$.
- Área de 0.5 a 2 m^2 por cada 1000 m^3 de capacidad.
- De 3 a 5 bandejas.
- El espaciamiento entre bandejas de 0.3 m a 0.75 m .
- Profundidad del agua en la bandeja de aproximadamente 0.15 m .

b) Lecho de coque

Para el lecho de coque, el espesor debe ser de 0.15 m a 0.3 m y el tamaño de partícula de coque de 0.05 m a 0.15 m .

3.- Ventilación forzada

a) Inyección de aire comprimido

Se recomienda realizar pruebas de laboratorio para determinar los parámetros de diseño. En caso de no ser posible, las unidades deben diseñarse teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

- El tiempo de retención debe ser mayor de 5 minutos.
- La profundidad del tanque debe estar entre 2.5 m y 4 m.
- La relación entre la longitud y el ancho debe ser mayor de 2.
- El aireador debe garantizar una entrada de 1.5 litros de aire por litro de agua.

b) Aeración mecánica

Esta unidad debe diseñarse de forma que garantice la cantidad de oxígeno necesario para completar la oxidación.

2.2.4. Oxidación química

En caso de decidir implementarlo, se recomienda tener en cuenta las siguientes condiciones, en función del oxidante que se escoja:

2.2.5. Cloración

La dosis de cloro (Cl_2 o hipocloritos) que debe emplearse corresponde a los valores por debajo del máximo de la curva de demanda en cloro (punto A). Esta dosis reduce la formación de trihalometanos (THMs). En caso de emplear una dosis distinta, debe solicitarse permiso y debe comprobarse la eficiencia del proceso.

Los parámetros que deben ser controlados en el proceso son:

- La dosis de cloro residual obtenida después de la precloración.
- Cloro residual.
- Concentración de trihalometanos después de la desinfección final, en caso de que exista precursores y se halla demostrado un exceso de trihalometanos.
- Efecto sobre los polielectrolitos, en caso de emplear algún oxidante que afecte la formación de los flóculos.
- Eficiencia de remoción de la turbiedad, medida después de la sedimentación.

2.2.6. Oxidación por el dióxido de cloro (ClO_2)

La eficiencia de remoción del color y sabor es superior a la del cloro (no reacciona con los fenoles presentes). Se recomienda el uso del dióxido de cloro (ClO_2) para remover hierro y manganeso del agua cruda. Con este oxidante no hay formación de trihalometanos. No debe emplearse en aguas con nitrógeno amoniacal debido a que el dióxido de cloro (ClO_2) no reacciona con éste y, por tanto, no permite su eliminación.

Pueden formarse subproductos como los cloritos (ClO_2^-) y los cloratos (ClO_3^-) (en pequeñas cantidades), que pueden ser tóxicos. La concentración máxima total debe ser de 1 mg/L para ClO_2 , ClO_2^- , ClO_3^- en el agua tratada. Se recomienda para la remoción de algas presentes en el agua cruda, que pueden interferir en los procesos subsecuentes.

Es conveniente la realización de un estudio de laboratorio para completar las condiciones del proceso.

2.2.7. Ozonización

Se recomienda su empleo cuando las aguas contienen altas concentraciones de materia orgánica o color. La preozonización presenta las siguientes ventajas:

- a) El ozono es un oxidante potente.
- b) Disminuye la formación de subproductos clorados (THMs).
- c) Facilita la coagulación -floculación - decantación (fenómeno de polimerización de la materia orgánica y coloides presentes).

La dosis está comprendida entre 0.3 mg O₃ y 0.5 mg O₃ por mg de carbón orgánico total (COT). Debe tenerse en cuenta que el uso del ozono, puede generar subproductos (bromatos) cuya peligrosidad se desconoce.

CAPITULO III COAGULACION - MEZCLA RAPIDA

3.1. Generalidades

En una planta de tratamiento la mezcla rápida se puede realizar de dos maneras: por la turbulencia provocada por dispositivos hidráulicos o mecánicos

3.2. Procesos y parámetros de diseño

Una vez adicionados los coagulantes y auxiliares de la coagulación deben dispersarse rápida y homogéneamente en el cuerpo de agua, para lo cual deben emplearse las unidades de mezcla rápida. Estos equipos pueden ser hidráulicos o mecánicos. Entre las unidades hidráulicas de mezcla rápida que pueden usarse se encuentran el resalto hidráulico, los vertederos, los mezcladores estáticos y los difusores; entre las unidades mecánicas de mezcla rápida que pueden emplearse se encuentran los mezcladores mecánicos.

Los coagulantes que pueden emplearse son los coagulantes metálicos y los polímeros orgánicos e inorgánicos.

3.2.1. Coagulantes metálicos

Pueden ser de tres tipos: sales de aluminio, sales de hierro y compuestos varios, como el carbonato de magnesio. Los coagulantes con sales de aluminio son el sulfato de aluminio, sulfato de aluminio amoniacal y aluminato de sodio. Los coagulantes con sales de hierro son el cloruro férrico, el sulfato férrico y el sulfato ferroso. Para la dosificación en la coagulación por adsorción-neutralización debe tenerse en cuenta la relación estequiométrica entre la dosis del coagulante y la concentración de los coloides, ya que una sobredosis conduce a una reestabilización de las partículas. Para aguas con bajo nivel de alcalinidad, se recomienda aumentar el pH añadiendo hidróxido de calcio (Ca(OH)₂).

3.2.2. Los polímeros inorgánicos

Se pueden emplear los polímeros de hierro y aluminio como coagulantes. Se recomienda el uso de policloruro de aluminio para el tratamiento de aguas blandas y turbias. Entre los polímeros orgánicos o polielectrolitos que se pueden emplear están los derivados del almidón y la celulosa, materiales proteicos. En la operación, la velocidad de agitación debe ser menor, ya que altas velocidades pueden llegar a romper las largas cadenas poliméricas; por tanto, debe mantenerse una mezcla uniforme y se debe evitar la ruptura de los puentes formados entre polímeros y coloides. Para su empleo se recomienda la realización de ensayos de jarras en rangos amplios de dosificaciones, para determinar la dosificación óptima.

En caso de emplearse los polielectrolitos debe tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- Es necesario conocer las características físicas y químicas del polímero: si es catiónico, aniónico o no iónico. Los polielectrolitos catiónicos coagulan rápidamente las algas.
- Los polielectrolitos no son igualmente efectivos con todas las aguas.
- La sobredosis de polielectrolitos produce reestabilización.
- Deben añadirse en solución diluida para asegurar una completa mezcla.
- Debe conocerse la máxima concentración en que se puede aplicar, lo mismo que los volúmenes que se pueden manejar y las condiciones óptimas de preparación de las soluciones diluidas.

3.2.3. Productos auxiliares

Debe adicionarse un auxiliar de la coagulación, de la floculación o de la filtración, si en los ensayos de laboratorio se ha determinado que es conveniente. En su selección, debe escogerse aquel que no vaya a tener efectos adversos sobre la calidad del agua tratada.

Deben emplearse sustancias auxiliares de la coagulación para lograr el pH óptimo de coagulación.

3.2.4. Selección del coagulante y productos auxiliares

En la selección del coagulante, debe tenerse en cuenta su facilidad de adquisición, almacenamiento, manejo, seguridad y dosificación. No deben usarse aquellos productos fácilmente deteriorables o que requieran condiciones muy específicas para su manejo y conservación.

Dentro de la amplia gama de coagulantes, debe escogerse aquel que no vaya a tener efectos nocivos sobre la calidad física, química o biológica del agua tratada y que represente un efecto favorable sobre el tamaño del floculo y sobre la velocidad de asentamiento.

Deben realizarse ensayos de laboratorio para determinar cuál es el coagulante o cuáles son los coagulantes más apropiados para el tratamiento.

3.2.5. Unidades de dosificación

De acuerdo con las características de los productos químicos, pueden emplearse dosificadores en seco y en solución.

1.- Dosificadores en seco

Deben emplearse para la aplicación de sustancias químicas en polvo, los dosificadores pueden ser volumétricos o gravimétricos.

a) Volumétricos

En este tipo de dosificadores la dosis requerida debe determinarse midiendo el volumen de material que libera una superficie que se desplaza a velocidad constante. Los dosificadores más utilizados son la válvula alveolar, el disco giratorio, el cilindro giratorio, el plato oscilante y de tornillo. El disco giratorio se recomienda para dosificar sulfato de aluminio, cal, carbonato de sodio o de calcio. Debe proveerse de agua de buena calidad para la preparación de la solución, lo mismo que una adecuada mezcla.

b) Gravimétricos

La cantidad de producto químico dosificado debe medirse pesando el material, o con base en una pérdida de peso constante del material depositado en la tolva. Los dosificadores más empleados son la de correa transportadora y la de pérdida de peso.

Para el empleo de dosificadores en seco deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- Los productos químicos dosificados en seco deben ser disueltos en agua antes de su aplicación.
- Deben preverse tolvas de acumulación con dosificadores cuya capacidad sea de 8 a 12 horas de consumo.

2.- Dosificadores en solución

Deben usarse para dosificar por vía húmeda o para dosificar líquidos. Pueden ser de dos tipos: por bombeo y por gravedad.

a) Sistemas por bombeo

Se pueden emplear las bombas de pistón y de diafragma. La bomba dosificadora de pistón es muy precisa, pero debe emplearse con precaución en el caso de productos abrasivos o muy corrosivos. La bomba dosificadora de diafragma es accionada hidráulicamente, debe utilizarse para líquidos corrosivos, tóxicos, abrasivos, viscosos; puede estar provista de membrana simple o doble.

b) Sistemas por gravedad

Pueden emplearse los de carga constante y los de carga regulable. En los de carga constante debe mantenerse una carga constante de agua sobre un orificio para obtener un caudal de dosificación constante. El caudal debe calibrarse a la salida mediante una válvula. Este sistema debe contar de un tanque de solución, un tanque dosificador y un dispositivo de medida. Para la preparación de soluciones o suspensiones en tanques, debe contarse con dos unidades con capacidad para funcionar al menos durante 8 a 12 horas, con la dosis media. Los saturadores de cal pueden emplearse para producir una solución saturada de hidróxido de calcio, $\text{Ca}(\text{OH})_2$, este equipo consta de un tanque donde se deposita la cal que debe ser disuelta. El agua debe introducirse en la cal por el fondo del tanque, y la solución saturada debe colectarse en la superficie libre mediante canaletas, o en la proximidad a la superficie.

3.2.6. Selección del dosificador

En la selección del tipo de dosificador se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- La precisión requerida, la confiabilidad para aplicar siempre la dosis predeterminada, el tipo de producto por dosificar y el rango de caudal de trabajo.
- Factores técnicos y económicos.
- Los dosificadores deben tener una capacidad para dosificar por lo menos, la dosis que cubra las condiciones más desfavorables del agua por tratar.
- Deben conseguirse en el mercado las piezas de repuestos para el tipo de dosificador seleccionado.

3.2.7. Mezcla rápida

En la actualidad todo sistema de coagulación debe contar con una mezcla rápida capaz de dispersar los coagulantes en el tiempo requerido por el proceso. Si la coagulación es por desestabilización-adsorción, el tiempo debe ser menor de 1 segundo; si es por barrido, el tiempo debe estar entre 1 y 10 segundos.

Las unidades de mezcla rápida deben ubicarse preferiblemente cerca del cuarto de dosificación.

1.- Mezcladores hidráulicos

a) Resalto hidráulico

Los mezcladores hidráulicos pueden emplearse cuando se dispone de suficiente cabeza o energía en el flujo de entrada. El resalto debe producirse en la garganta, por lo que el dispositivo debe diseñarse para garantizar esta condición. Tienen la ventaja de no requerir equipo mecánico.

Puede emplearse la canaleta Parshall como dispositivo para la generación del salto hidráulico siempre y cuando no trabaje ahogado. También pueden usarse vertederos de cresta ancha con dientes productores de resalto

b) Difusores

El difusor puede ser un tubo perforado o una canaleta de distribución. Debe diseñarse teniendo en cuenta que a mayor número de puntos de aplicación se obtiene una mayor dispersión del coagulante y se logra una mayor eficiencia.

Para la utilización de los difusores, como dispositivo de mezcla, deben satisfacerse las siguientes condiciones:

La aplicación de la solución debe ser uniforme en toda la sección transversal.

El sistema difusor debe permitir la limpieza periódica.

c) Vertederos

Esta unidad puede emplearse también para medir el caudal de entrada a la planta. La dosificación del coagulante debe realizarse a través de la longitud del vertedero.

2.- Mezcladores estáticos de inserción

El mezclador estático debe insertarse dentro del tubo. El material con que se diseñe debe ser resistente a la corrosión; se recomienda emplear acero inoxidable o cerámica. Produce

mezclas instantáneas muy útiles en los casos de coagulación por adsorción-neutralización de cargas.

3.- Mezcladores mecánicos

Los tanques pueden diseñarse con sección circular o cuadrada. El mezclador mecánico empleado puede ser del tipo hélices, paletas, turbinas u otros elementos similares acoplados a un eje de rotación impulsado por una fuerza motriz. Los ejes deben girar a un número elevado de revoluciones para agitar el agua en forma violenta y facilitar el mezclado rápido y uniforme con el coagulante.

La entrada del agua debe ser por la parte inferior del tanque y la salida por la parte superior para que la mezcla sea completa. Debe diseñarse una pantalla, a la entrada del mezclador, para facilitar el ingreso del flujo por la parte inferior. El mezclador debe tener desagües para la limpieza.

Para el correcto funcionamiento de los mezcladores mecánicos debe tenerse en cuenta que la potencia suministrada está en función del gradiente de velocidad medio requerido.

Parámetros de diseño

- La intensidad de agitación, medida a través del gradiente de velocidad "G" puede variar de 500 a 2000 seg^{-1} según el tipo de unidad.
- El tiempo de retención (mezclado) puede variar de décimas de segundo a varios segundos dependiendo del tipo de unidad.

TABLA 20

Rango de aplicación de mezcladores⁽⁵⁹⁾

| Capacidad de la Planta | Estructura |
|--------------------------------------|---|
| $Q \geq 500 \text{ l/s}$ | Canaleta Parshal |
| $Q : 100 \text{ a } 500 \text{ l/s}$ | Vertedero rectangular, o canal con cambio de pendiente. |
| $Q \leq 50 \text{ l/s}$ | Es posible utilizar el vertedero triangular |
| $Q < 30 \text{ l/s}$ | Vertedero triangular |

4.- Mezcladores de resalto hidráulico.

Estas unidades se adecúan a aguas en que la mayor parte del tiempo se esté coagulando mediante mecanismo de absorción. Los tipos usados más frecuentemente tienen la ventaja de servir como unidades de mezcla y unidades de medición de caudales.

Parámetros de diseño:

- Gradiente de velocidad: $1000 \text{ seg}^{-1} < G < 2000 \text{ seg}^{-1}$
- Tiempo de mezcla: $T < 1 \text{ seg}$
- Número de Froude: $4.5 < F < 9$ para conseguir un salto estable
- El coagulante debe aplicarse en el punto de mayor turbulencia, en forma constante y uniformemente distribuido en toda la masa de agua.

Difusores (mezcladores)

Parámetros de diseño:

- El gradiente de velocidad (G) puede variar entre 500 seg^{-1} y 1000 seg^{-1}
- El tiempo de mezcla (T) puede variar entre 1 y 10 seg.
- El espacio máximo entre dos orificios nunca debe ser mayor de 0.10 m
- Los chorros de coagulante deben tener una velocidad de 3m/seg y deben dirigirse en sentido perpendicular al flujo.
- Los orificios deben tener un diámetro mínimo de 3 mm.
- La velocidad de flujo donde se distribuyen los chorros, debe ser igual o mayor a 2 m/seg
- Debe proveerse de facilidades para la limpieza o para la rápida sustitución del difusor

Inyectores

Parámetros de diseño:

- La velocidad de los chorros (μ) debe ser por lo menos cinco veces la velocidad del flujo del agua.
- La eficiencia máxima se consigue cuando el área cubierta por los chorros es por lo menos 80% de la sección del tubo.

Unidades mecánicas

En estas unidades la mezcla se hace en tanques rectangulares o cilíndricos donde el flujo queda retenido un intervalo de tiempo mientras es agitado por sistemas mecánicos con el objeto de producir turbulencia.

Parámetros de diseño:

- Gradiente de velocidad "G" de 500 seg^{-1} a 2000 seg^{-1}
- Tiempo de mezcla "T" de 1 seg a 10 seg

CAPITULO IV FLOCULACION - MEZCLA LENTA

4.1. Generalidades

En todo sistema de tratamiento esta unidad se proporciona al agua una agitación lenta que debe promover el crecimiento de flóculos y su conservación hasta que salga de ella. La energía para producir la agitación del agua puede ser hidráulica o mecánica.

4.2. Procesos y parámetros de diseño

- Los gradientes de velocidad que optimizan el proceso normalmente varían entre 70 y 20 seg^{-1} . En todo caso, el gradiente máximo dentro de la unidad no debe ser mayor que el que se da en las interconexiones entre el mezclador y el floculador.
- El gradiente de velocidad debe variar de manera uniformemente decreciente, desde que la masa de agua ingresa a la unidad hasta que sale.
- El tiempo de retención puede variar de 10 a 30 minutos dependiendo del tipo de unidad.
- Para que el período de retención real de la unidad coincida con el de diseño, la unidad debe tener el mayor número posible de compartimentos o divisiones.
- El paso del mezclador al floculador debe ser instantáneo evitándose los canales o interconexiones largas.
- El tiempo de retención y el gradiente de velocidad varían con la calidad del agua; por consiguiente, estos parámetros deben seleccionarse simulando procesos en el laboratorio con una muestra del agua a tratar.

4.2.1. Floculadores hidráulicos

Cualquier dispositivo que utilice la energía hidráulica disipada por el flujo de agua, puede constituir un floculador hidráulico. Existen varios tipos, entre los cuales se pueden mencionar los floculadores de tabiques de flujo horizontal o vertical, de medios porosos, tipo Alabama o Cox y de mallas.

4.2.2. Floculadores de tabiques

a) Unidades de flujo horizontal

Parámetros y recomendaciones de diseño:

- Recomendables para caudales menores de 100 l/s pueden diseñarse para caudales mayores (1000 l/s) siempre que se disponga de un terreno de suficiente área y de bajo costo.
- Se recomienda utilizar tabiques removibles de madera, plástico, asbesto-cemento, o cualquier otro material de bajo costo y sin riesgo de contaminación.
- Cuando se usen tabiques de madera esta debe ser machihembrada, tratada con un producto impermeabilizante. La unidad puede tener una profundidad de 1.50 a 2.00 m

- Se puede usar tabiques de asbesto-cemento, siempre y cuando no se tengan aguas ácidas o agresivas.
- Con tabiques de asbesto cemento se recomienda una profundidad de agua de 1.00 m, colocando los tabiques con la dimensión de 1.20 m en el sentido vertical.
- Utilizando tabiques de asbesto-cemento ondulados se consigue disminuir la diferencia de gradientes de velocidad entre los canales y las vueltas. En este caso el coeficiente de fricción ($n=0.03$) para calcular las pérdidas de carga en los canales. Cuando se utilicen placas de A.C planas o de maderas, los coeficientes, serán 0.013 y 0.012 respectivamente.
- El coeficiente de pérdida de carga en las vueltas varía entre 1.5 y 2. Se recomienda usar 2 para incluir algunas pérdidas adicionales debidas a turbulencias y fricción en el canal.
- El espaciamiento entre el extremo del tabique y la pared del tanque deberá ser igual 1.5 veces el espaciamiento (e) entre tabiques.
- El ancho de la unidad debe ser por lo menos igual a tres veces el ancho de un tabique ondulado, más el espaciamiento entre el extremo de los tabiques y la pared del tanque en el último tramo. En todo caso los tabiques deben cruzarse como mínimo en $1/3$ del ancho de la unidad.
- Las láminas planas de A.C tienen 1.22 x 2.44 m, las onduladas 0.85x2.44 m. Considerando un traslape de una onda, el ancho útil de las láminas onduladas es 0.825 m.

b) Unidades de flujo vertical.

Parámetros y recomendaciones de diseño:

- Recomendables para plantas de más de 100 l/s
- Profundidad entre 3.00 y 4.00 m
- Los tabiques pueden ser de madera o A.C
- Altura máxima de agua 2.00 a 3.00 m
- La sección de cada paso se calculará para una velocidad igual a los $2/3$ de la velocidad en los canales.
- El gradiente de velocidad en el canal no debe ser menor de 20 seg^{-1}

- Para evitar acumulación de lodos en el fondo y facilitar el vaciado del tanque, se dejará en la base de cada tabique que llega hasta el fondo, una abertura equivalente al 5% del área horizontal de cada compartimento.
- Estructuralmente, es más seguro el uso de tabiques de madera machihembrada de 1.5 a 2.0 pulgadas de espesor, pudiendo adoptarse en este caso profundidades de 4.00 a 5.00 m
- Debe tenerse especial cuidado en la adopción del ancho de la unidad, para que en el diseño de los tramos con bajos gradientes de velocidad los tabiques se entrecrucen en 1/3 de su longitud.

4.2.3. Floculador tipo Alabama o Cox

En estas unidades el agua hace un movimiento ascendente-descendente dentro de cada compartimento, por lo que es muy importante determinar la velocidad de impulsión del agua, para que este compartimento suceda.

Parámetros y recomendaciones de diseño:

- La profundidad de la unidad debe ser de 3.00 a 3.50 m para que la altura total del agua sobre los orificios sea del orden de 2.40 m
- La relación ancho/largo de cada compartimento debe ser : 1 a 1.33
- La sección de cada compartimento deberá diseñarse con una tasa de 0.45 m² por cada 1000 m³/día.
- Los criterios para diseñar los puntos de paso entre los compartimentos son los siguientes:
 - Relación de la longitud del niple, con respecto a su diámetro (L/día) será igual a 5.
 - La velocidad en las boquillas variará entre 0.25 y 0.75 m/s.
 - La tasa para determinar la sección de las boquillas será de 0.025 m² por cada 1000 m³/día.
- El diseño de estas unidades debe realizarse con mucho cuidado para la formación de corto circuitos y espacios muertos.

4.2.4. Floculadores de medios porosos

Parámetros y recomendaciones de diseño:

- En esta unidad el agua flocula al pasar a través de los espacios o poros de un material granulado, los cuales desempeñan la función de pequeños compartimentos. Es una unidad hidráulica con un número casi infinito de cámaras o compartimentos, lo cual lo hace que sea de gran eficiencia.

- Como material granular puede utilizarse: piedra, bolitas de plástico, residuos de las fábricas de plástico, segmentos de tubos o cualquier otro tipo de material similar no putrescible ni contaminante.
- Se recomienda diseñarlas con flujo ascendente y en forma tronco-cónica a fin de escalonar los gradientes de velocidad, manteniendo el tamaño del material constante y facilitar la limpieza.
- Tiempo de retención total es de 5 a 10 minutos.
- Estas unidades se diseñan para caudales de 10 a 15 l/s

4.2.5. Floculadores de mallas

Las telas intercaladas en un canal oponen una resistencia localizada al flujo, tendiendo a uniformarlo, reduciendo la incidencia de cortocircuitos y actuando como elementos de compartimentalización.

Parámetros de diseño:

- El proceso se consigue colocando en una unidad, mallas de hilo de nylon, las que son atravesadas por el flujo, produciéndose el gradiente de velocidad deseado, como función de la pérdida de carga. Dependiendo la floculación de las características de las mallas y de la velocidad del flujo.
- La velocidad óptima en cm/s es igual al doble del espaciamiento (e) entre los hilos de nylon ($v=2 e$).
- El espaciamiento entre hilos (e) deberá ser de 5 a 15 cm.
- El grosor de los hilos (d) más adecuado es de 1.5 a 4 mm. Hilos más delgados ($d \leq 1 \text{ mm}$) tienden a romper el floculo rápidamente.
- Se recomienda velocidades de flujo entre 2 y 5 cm, para evitar sedimentación excesiva de los flóculos.

4.2.6. Floculadores mecánicos

En estas unidades el flujo de agua se hace circular por tanques provistos de agitadores accionados por medio de energía eléctrica.

Estas unidades varían dependiendo de la posición del eje y del tipo de agitador empleado. En el primer caso se tienen unidades horizontales y verticales, y en el segundo floculadores de paletas y turbinas.

4.2.7. Floculadores de paletas

Es el tipo de unidades más utilizado, pueden ser de eje vertical u horizontal, con paletas paralelas o perpendiculares al eje. El más ventajoso es el de eje vertical, evita el uso de cadenas de transmisión y de pozos secos para los motores.

Parámetros y recomendaciones de diseño:

- El gradiente de velocidad no es afectado por el número de paletas que ocupan una misma posición con respecto al eje. La ventaja de tener un número grande de paletas es que se consigue una mejor homogenización. El efecto es similar al de un floculador hidráulico con un número muy grande de canales.
- El tiempo de retención estará entre 30 y 40 minutos, para compensar la tendencia a la formación de espacios muertos.
- El número de compartimentos o cámaras en serie debe ser igual o preferiblemente superior a tres
- Altura de las cámaras 3 a 4 m
- Los gradientes de velocidad entre 75 y 10 seg^{-1} más comúnmente entre 65 y 25 seg^{-1}
- El área de las paletas debe ser de aproximadamente el 20% del área del plano de rotación de las paletas
- La velocidad en extremo de las paletas o velocidad tangencial, debe ser menor de 1.20 m/s en la primera cámara y menor de 0.60 m/s en la última.
- La relación óptima largo/ancho de las paletas es de 18/20
- La sumergencia de las paletas deberá ser de 0.15 a 0.20 m
- Cada agitador debe tener de 2 a 4 brazos de paletas para producir una mezcla homogénea.

CAPITULO V SEDIMENTACION

5.1 Generalidades

En una planta de filtración rápida, la sedimentación se aplica después de los procesos de coagulación y floculación, tomando el nombre de sedimentación floculenta o decantación.

5.2 Procesos y parámetros de diseño

El parámetro de diseño más importante en las unidades de decantación es la velocidad de sedimentación de los flóculos, la cual depende fundamentalmente de las características del agua cruda y de la eficiencia del pretratamiento. Es por eso, que la velocidad de diseño debe determinarse experimentalmente para cada caso.

5.2.1 Decantadores rectangulares de flujo horizontal o tipo convencional.

Parámetros y recomendaciones de diseño:

- Zona de decantación

- El período de retención se relaciona con la tasa de decantación, como se muestra en la tabla siguiente:

TABLA 21

Relación entre el periodo de retención y la tasa de decantación⁽⁵⁾

| Tasa de Decantación (m³/m²/d) | Periodo de retención (horas) |
|--|---|
| 20 – 30 | 3.0 - 4.0 |
| 30 – 40 | 2.5 - 3.5 |
| 35 – 45 | 2.0 - 3.0 |
| 40 – 60 | 1.5 - 2.5 |

- La profundidad útil (H) de la unidad es función del período de retención y de la velocidad de arrastre de los flóculos
 - La relación longitud (L) / ancho (B) deberá estar entre 2 y 5 y longitud (L) /altura (H) entre 6 y 20
 - La velocidad de escurrimiento deberá ser inferior a 0.75 cm/s, para no crear condiciones de arrastre del lodo depositado, lo cual deberá comprobarse después de determinar (H) y (B).
- Zona de entrada
- El canal de distribución de agua floculada a los decantadores, debe diseñarse como un múltiple de distribución para asegurar una repartición equitativa del caudal a todas las unidades.
 - La zona de entrada que reduce la incidencia de espacios muertos, corto circuitos y flujo mezclado, se compone de un vertedero a todo lo ancho de la unidad, seguido de una pantalla difusora.

- La pantalla (perforada) difusora tiene la función de distribuir uniformemente las líneas de flujo, por lo cual debe diseñarse el máximo de orificios que la estructura permita.
- El gradiente de velocidad en los orificios deberá estar comprendido entre 15 y 20 seg^{-1} o en todo caso deberá ser menor que el último tramo del floculador. No deberán colocarse orificios en el primer quinto de la pantalla para evitar corto circuitos entre los vertederos de entrada y salida, ni en el quinto inferior de su altura, a fin de evitar el arrastre de lodos.
- se recomienda colocar un aliviadero ya sea en el canal de entrada a cada unidad o en el canal de distribución.

- Zona de salida

- La recolección del agua decantada puede hacerse a través de un vertedero en el extremo final del decantador (en unidades pequeñas) y mediante canaletas transversales o longitudinales, o tuberías perforadas. En el caso de canaletas o tuberías, éstas se dispondrán en el 25% final de la longitud del decantador.
- Cualquiera que sea el sistema utilizado, el caudal por metro lineal de recolección debe ser igual o inferior a 3 l/s
- Se recomienda que la separación entre canaletas o tubos perforados, sea del orden de 0.25 a 0.60 de la altura (H) del decantador.

- Zona de lodos

- La remoción de lodos puede hacerse en forma continua o periódica, dependiendo del tamaño de la planta, así como de la concentración de turbiedad y materia orgánica en el agua cruda.
- Cuando la limpieza del decantador sea periódica, el fondo de la unidad debe tener una pendiente del orden del 4%, hacia la zona de entrada, para facilitar la remoción de los lodos, o disponer una tolva con inclinación de 45° a 60°.
- El 80% del volumen de lodos se deposita en el primer tercio de la unidad, por lo que en decantadores pequeños se recomienda ubicar la descarga muy cerca de la entrada.
- La remoción continua se recomienda para aguas que presentan muy alta turbidez durante períodos largos y/o elevada cantidad de materia orgánica.

5.2.2. Decantadores laminares o de alta tasa

Mediante la colocación de placas paralelas o módulos de diferentes tipos en la zona de sedimentación, se obtiene en estas unidades una gran superficie de deposición para los lodos, lográndose disminuir apreciablemente el área superficial de los tanques.

Existen dos tipos de decantadores de placas, según el sentido del flujo: de flujo ascendente y flujo horizontal

Parámetros y recomendaciones generales de diseño:

- Las cargas superficiales varían entre 120 y 185 m³/m²/d, con una eficiencia de remoción arriba del 90%.
- Las unidades se pueden diseñar con número de Reynolds (Nr) de hasta 500, sin que se obtengan disminuciones apreciables en las eficiencias logradas.
- Al utilizarse (Nr) en límite máximo del rango laminar, se consigue ampliar la separación de las placas o la sección de los módulos, disminuyendo el número de los mismos, con lo cual se disminuyen los costos de las unidades.
- La velocidad longitudinal media (Vo) en los elementos tubulares generalmente adoptada varía entre 10 y 25 cm/min
- Debido a la gran cantidad de módulos o placas que se necesitan, el material de estos debe ser de bajo costo unitario y resistente a la permanencia bajo el agua. Los materiales más usados actualmente son el asbesto-cemento, la madera y el plástico.

1.- Unidades de flujo ascendente

En un decantador laminar de flujo ascendente, lo más importante es conseguir una distribución uniforme del agua floculada en toda el área de placas y una recolección también uniforme del efluente encima de las placas, para conseguir que la repartición del flujo sea lo más uniforme posible en toda la superficie de decantación.

Parámetros y recomendaciones específicas:

a) Zona de entrada

- La forma de ingreso del agua floculada por debajo de las placas, deberá efectuarse mediante estructuras repartidoras longitudinales, provistas de orificios circulares o cuadrados.
- El gradiente de velocidad en los conductos no debe ser inferior a 10 seg⁻¹ para evitar depósitos, ni mayor de 20 seg⁻¹ para evitar la posible rotura del floculo.
- El gradiente de velocidad en la compuerta de ingreso al conductor y en los orificios de distribución debe establecerse entre 20 y 15 seg⁻¹, o ser menor que el del último tramo del floculador.

b) Zona de decantación

- La relación entre el ancho “e” del conducto o sea la longitud relativa ($L=e$ no debe ser mayor de 2).
- La inclinación (θ) de las placas con respecto a la horizontal deberá estar entre 40 y 60°

c) Zona de salida

- La uniformidad en la ascensión del flujo depende tanto de las características de la zona de entrada como de la de salida.
- para conseguir una extracción uniforme, se puede diseñar ya sea un canal central colector y canales laterales, como también un canal central y vertederos laterales.
- Los vertederos deberán ser de cresta viva, por medio de láminas de acero lisas o dentadas (vertederos en V), apernadas en el concreto y que se puedan nivelar. Deberán trabajar con tirantes de agua de 5 a 10 cm.
- Tubos perforados con orificios de igual diámetro con una carga de agua sobre estos de 5 a 10 cm, y descarga libre dentro del canal central, el tubo no deberá trabajar a sección llena.
- El diámetro de los tubos de recolección deberá ser igual al caudal correspondiente a cada tubo elevado a la 0.4.
- El nivel máximo del agua en el canal central no debe ser mayor que el de la cota de fondo de las tuberías de recolección, con el propósito de asegurar una descarga libre. Lo mismo en el caso de canales laterales de recolección.

d) Zona de lodos

Se pueden distinguir en esta zona las tolvas y el sistema de evacuación.

e) Tolvas

Se puede proyectar dos tipos de tolvas para la remoción hidráulica de los lodos: tolvas continuas y tolvas separadas para cada orificio de descarga.

f) Tolvas separadas

- Las mejores condiciones hidráulicas se consiguen “atolvando” los fondos de tal manera que se tenga una tolva por cada boca de salida, con lo cual se consigue además tener orificios de descarga de mayor diámetro, disminuyendo el riesgo de atascamiento.
- La inclinación de las tolvas debe estar entre 45° y 60°
- Para cada dren debe proyectarse una hilera de tolvas, con una sección aproximadamente cuadrangular.
- El volumen total de almacenamiento disponible en las tolvas, función de la producción de lodos, determinará la frecuencia de descargas que será necesario efectuar.

g) Tolvas continuas

- En este caso se proyecta una sola tolva en el sentido longitudinal de la unidad. La extracción de los lodos se puede hacer mediante sifones o por medio de orificios en el fondo.
 - Se debe considerar el número, diámetro y espaciamiento de los orificios de drenaje.
 - La distancia entre los orificios de descarga debe ser tal que la velocidad mínima de arrastre no sea menor 1 cm/s
 - Canal central colector con sifones laterales de recolección.
 - El canal debe funcionar con la superficie expuesta a la presión atmosférica, para que los sifones trabajen con descarga libre al canal y la recolección se realice equitativamente, al estar todos los pequeños sifones sometidos a la misma carga hidráulica.
 - La distancia máxima entre (sifones) tubos laterales deberá ser de 0.90 m.
 - El diámetro mínimo de los sifones laterales deberá ser de 1 ½”.
 - El caudal mínimo por lateral (sifón) deberá ser de 3 l/s
 - La velocidad mínima en el lateral deberá ser de 3 m/s
 - Para mantener el régimen de descarga libre en el canal, se debe diseñar un ducto de entrada de aire de sección adecuada, para que compense el volumen de aire arrastrado por el agua.
- h) Múltiple de recolección de lodos
- El diámetro del múltiple se incrementa en función de la longitud total del mismo como se muestra en la tabla siguiente:

TABLA 22
Diámetro del múltiple en función de la longitud⁽⁵⁹⁾

| Longitud (m) | Diámetro (pulg) |
|--------------|-----------------|
| 2.0 – 3.5 | 4 |
| 3.5 – 6.5 | 6 |
| 6.5 – 12.0 | 8 |

- La extracción de lodos debe ser equitativa, pudiéndose admitir una desviación máxima del 10%.
- Las velocidades mínima de arrastre en las tuberías de extracción de lodos deberá ser de 0.30 m/s para lodos sin arena ni polielectrolíticos, y de alrededor de 1.00 m/s para el caso contrario.

i) Número de Unidades

En toda planta debe haber por lo menos dos unidades de decantación, de tal manera que cuando se saque de servicio una, ya sea por lavado o por reparación, se pueda seguir trabajando con la otra.

CAPITULO VI FILTRACION

6.1 Generalidades

La finalidad de los filtros en una planta de tratamiento de filtración rápida es la separación de partículas y microorganismos que no han sido removidos en el proceso de decantación. En consecuencia el trabajos que los filtros desempeñan, depende directamente de la mayor o menor eficiencia de los procesos preparatorios.

6.2 Procesos y parámetros de diseño

6.2.1. Lavado con agua en sentida ascendente

Normalmente la cantidad de agua empleada en este caso es elevada, pues la expansión está comprendida entre 30 y 50 %. El agua de lavado puede ser proveniente de (1) tanque de almacenamiento elevado (2) bombeo directo (3) efluente de los demás filtros de la batería.

1.- Tanque de almacenamiento elevado

- El volumen del tanque de almacenamiento elevado depende del número de filtros y el volumen necesario para ejecutar el lavado de uno de ellos.
- El nivel del fondo del tanque de almacenamiento se ubicará a partir de la cota de la cresta de las canaletas de recolección de agua de lavado y en función de las pérdidas de carga involucradas.

2.- Bombeo directo

- El caudal de bombeo deberá ser igual al necesario para lavar un filtro.
- A partir de una derivación del caudal de agua tratada se construye el pozo de succión de la bomba.

- La carga manométrica sumándose al desnivel geométrico entre las crestas de las canaletas de recolección de agua de lavado y el nivel mínimo de agua en el pozo de succión con todas las pérdidas de carga involucradas.

3.- Lavado con agua proveniente de los demás filtros

- La salida de los filtros puede ser prevista de modo que cuando una compuerta de descarga de agua de lavado de un filtro sea abierta, el agua filtrada de los demás es encaminada hacia dicho filtro.
- A través del uso de un vertedero general ajustable en el canal común de agua tratada, es posible regular el caudal requerido para promover la expansión deseada.
- Se deberá instalar una compuerta individual para cada filtro, para aislarlo en caso de que haya necesidad de efectuar mantenimiento.

4.- Lavado con aguas en sentido ascendente y lavado auxiliar superficial o subsuperficial.

Con el propósito de evitar la formación de bolas de lodo, se emplea el lavado superficial por medio de torniquetes hidráulicos o tuberías perforadas fijas.

a) Lavado superficial

- Los equipos son fabricados con diámetros que varían en cada 0.10 m lo que facilita adaptación de los mismos con las dimensiones de los filtros viceversa.
- Se colocarán a una distancia de 0.05 a 0.10 m. sobre el lecho filtrante y dispondrán de boquillas con orificios de 2 a 3 mm de diámetro.
- El caudal por unidad de área (en planta) en el filtro variará entre 80 y 150 lit/min/m², con una presión disponible, requerida en el aparato, entre 30 y 70 m.
- El sistema de tuberías perforadas fijas, se colocarán entre 0.20 y 0.50 m sobre la superficie del medio filtrante, deberán tener de 20 a 30 orificios por metro cuadrado de filtro en planta.
- Las tuberías se deben fijar adecuadamente, ya que la presión disponible en los orificios deberá variar entre 30 y 60 m, produciendo chorros con una velocidad entre 3 y 6 m/seg.

b) Lavado subsuperficial

- El lavado subsuperficial se utiliza cuando se tiene un medio filtrante constituido de antracita y arena.

- Los equipos de agitación o las tuberías perforadas fijas se deberán ubicar de tal forma que, cuando ocurra la expansión del medio filtrante, estos dispositivos se localicen en el medio de la capa de antracita.
- Tanto los agitadores como las tuberías fijas deberán estar provistas de boquillas especiales para evitar obstrucciones.

c) Lavado con aire y agua

Existen tres posibilidades de efectuar el lavado con agua y aire, las cuales están principalmente en función de las características del medio filtrante.

Lavado con aire y agua independientemente

- El nivel de agua en el interior del filtro es rebajado hasta que permanezca cerca de 0.10 a 0.30 m arriba de la superficie del medio filtrante.
- Se introduce el aire a una tasa de 15 a 30 m³/m²/hora, durante un período de 3 a 7 minutos.
- El lavado con agua en contra corriente deberá producir un mínimo de expansión de la arena del 10% mantenida por un período de 10 a 15 minutos.
- La tasa de aplicación de agua de lavado deberá variar entre 10 a 15 lit/seg por metro cuadrado de arena (en planta) del filtro.
- El aire puede ser suministrado por compresores o cualquier otro equipo fabricado para tal fin. Estos equipos deben ser especificados para el caudal deseado y la contrapresión con que van a trabajar.

Lavado con agua y aire simultáneamente

- El lavado con aire y agua y aire simultáneamente requiere un diseño cuidadoso, pues puede ocurrir la pérdida del material filtrante, la tasa de aplicación del aire o del agua en contra corriente fuera mayor que la recomendada.
- El lavado superficial se realiza con agua decantada, durante el lavado con aire y agua.
- Con la introducción de agua decantada por las canaletas, ese aire deberá ser insuflado a una tasa de 6 a 10 lit/m²/seg y el agua en contra corriente a una tasa inferior a 1 lit/m²/seg (que no produzca una expansión global del medio filtrante superior a 5%). Esta fase deberá durar de 4 a 5 min.
- En seguida se interrumpe la introducción de aire, se mantiene el lavado superficial y se aumenta el caudal de agua en contra corriente con una tasa de aplicación entre 10 y 13 lit/m²/seg (que no produzca una expansión superior a 20% en el medio filtrante) durante un período de 4 a 7 minutos.

- Los valores de las tasas de aplicación de agua en contra corriente son sugeridos para medios filtrantes constituidos solamente de arena con tamaño efectivo entre 0.95 y 1.35 mm.

Lavado con aire y agua con fondo constituido de bloques Leopold especiales

Cuando se usen bloques especiales se recomienda el lavado en tres etapas:

- Disminuir el nivel de agua en el interior del filtro hasta que alcance cerca de 20 cm. Por encima de la superficie del medio filtrante, e introducir aire con una tasa de 10 a 25 lit/m²/seg, durante un período del orden de 2 minutos.
- Mantener el aire e introducir agua en contra corriente con una velocidad ascendente inferior a 25 cm/min hasta que el nivel del agua en el filtro se aproxime al fondo de las canaletas de recolección, en este momento se deberá cesar la introducción de aire.
- Mantener en no más de 25 cm/min, la velocidad ascensional del agua por más de dos minutos y posteriormente, aumentar gradualmente a una velocidad ascendente comprendida entre 50 y 809 cm/min por un período de 7 a 10 minutos.

6.2.2. Sistemas de drenaje

El sistema de drenaje de un filtro está relacionado con la constitución y granulometría de la capa soporte. En los casos en que la capa soporte no exista se emplearán bloques porosos para soportar el medio filtrante.

Se debe elegir un sistema de drenaje que distribuya uniformemente el agua de lavado, que no produzca una pérdida de carga demasiado alta y que además sea de bajo costo. Para conseguir una distribución equitativa, la pérdida de carga no debe ser menor de 0.30 m.

1.- Fondo falso con boquillas

- Boquillas simples usadas solamente para distribución de agua de lavado 20 a 30 unidades por metro cuadrado.
- Boquillas especiales para lavado con aire y agua 50 a 60 unidades por metro cuadrado.
- La capa soporte generalmente adoptada está constituida de cinco subcapas, como se indica en la tabla siguiente:

TABLA 23**Espesor y tamaño de cada capa en filtros⁽⁵⁾**

| Capa | Espesor (cm) | Tamaño (mm) |
|------|--------------|-------------|
| 1 | 1.0 – 7.5 | 4.8 – 2.4 |
| 2 | 5.0 – 7.5 | 12.5 – 4.8 |
| 3 | 7.5 – 10.0 | 19.0 – 12.5 |
| 4 | 7.5 – 10.0 | 38.0 – 19.0 |
| 5 | 10.0 – 15.0 | 63.0 – 38.0 |

2.- Fondo Wheeler

Cuando se emplee el fondo Wheeler, la capa soporte estará constituido como se muestra en la tabla siguiente:

TABLA 24**Espesor y tamaño de cada capa en filtros con el fondo Wheeler⁽⁵⁾**

| Capa | Espesor (cm) | Tamaño (mm) |
|------|--------------|-------------|
| 1 | 7.5 | 4.8 – 9.5 |
| 2 | 7.5 | 9.5 – 15.9 |
| 3 | 7.5 | 15.9 – 25.4 |
| 4 | 12.5 | 25.4 – 31.7 |

3.- Tuberías perforadas

Cuando se emplee tuberías perforadas, la capa soporte estará constituida como se indica en la siguiente tabla:

TABLA 25**Espesor y tamaño de cada capa en filtros con tuberías perforadas⁽⁵⁾**

| Capa | Espesor (cm) | Tamaño (mm) |
|------|--------------|-------------|
| 1 | 10.0 | 2.4 – 4.8 |
| 2 | 7.5 | 4.8 – 9.5 |
| 3 | 7.5 | 9.5 – 19.0 |
| 4 | 12.5 | 19.0 – 38 |

4.- Bloques Leopold

Cuando se emplee el fondo Leopold, la capa soporte estará constituida como se indica en las tablas siguientes:

- a) Para lavado con agua, bloques Leopold comunes:

TABLA 26**Espesor y tamaño de cada capa en filtros con bloques Leopold⁽⁵⁾**

| Capa | Espesor (cm) | Tamaño (mm) |
|------|--------------|-------------|
| 1 | 15 | 1.6 - 3.2 |
| 2 | 5 | 3.2 - 6.4 |
| 3 | 5 | 6.4 -12.7 |
| 4 | 5 | 12.7-19.0 |

b) Para lavado con agua y aire, bloques Leopold especiales:

TABLA 27**Espesor y tamaño de cada capa en filtros con bloques Leopold especiales⁽⁵⁾**

| Capa | Espesor (cm) | Tamaño (mm) |
|------|--------------|-------------|
| 1 | 5.0 | 19.0 - 12.7 |
| 2 | 5.0 | 12.7 - 6.4 |
| 3 | 5.0 | 6.4-3.2 |
| 4 | 5.0 | 3.2-1.6 |
| 5 | 5.0 | 3.2-6.4 |
| 6 | 5.0 | 6.4-12.7 |
| 7 | 5.0 | 12.7-19.0 |

5.- Vigas prefabricadas

Cuando se usen vigas de concreto prefabricadas, la capa soporte deberá cumplir con las características indicadas en la tabla siguiente:

TABLA 28**Espesor y tamaño de cada capa en filtros con vigas prefabricadas⁽⁵⁾**

| Capa | Espesor (cm) | Tamaño (mm) |
|-------|--------------|-------------|
| 1 | 7.5 | 1/8 -1/4 |
| 2 | 7.5 | 1/4 -1/2 |
| 3 | 7.5 | 1/2 -3/4 |
| 4 | 10.0 | 3/4 - 1 ½ |
| Fondo | 12.5 | 1 ½ - 2 |
| Total | 45.0 | |

6.- Canaletas recolectoras

- En general a las canaletas se les debe dar una pendiente longitudinal en el fondo, del orden del 1%.

- La separación entre bordes de canaletas será de 1.5 a 2 veces la distancia entre la superficie del lecho filtrante y la altura máxima alcanzada por el agua durante el lavado.
- La distancia máxima entre la superficie del lecho filtrante y el borde libre de la canaleta deberá ser mayor que: (0.75 del espesor del lecho filtrante más la profundidad total de la canaleta) y menor que: (el espesor del lecho filtrante más la profundidad total de la canaleta).

7.- Expansión del medio filtrante y velocidad ascendente

De manera general se fijará una velocidad ascendente entre 0.7 y 1.0 m/min para filtros de flujo descendente y entre 0.9 y 1.3 m/min para filtros de flujo ascendente.

La expansión total del medio filtrante deberá estar entre 30 y 50%.

6.2.3. Pérdida de carga total

La pérdida de carga total será la suma de las pérdidas en (1) lecho filtrante expandido (2) capa soporte durante el lavado (3) tipo de drenaje utilizado y (4) tuberías y accesorios.

6.2.4. Filtros de flujo descendente

Este tipo de unidades son las más comúnmente usadas en las plantas de tratamiento de agua de los sistemas públicos de abastecimiento.

6.2.5 Calidad del agua cruda

Este tipo de tratamiento es recomendable para aguas con turbiedad hasta 1500 UT, 150 unidades de color y menos de 10,000 coliformes fecales /100 ml de muestra. Aguas con más de 1000 UT se recomienda someterlas a presedimentación y con más de 10000 coliformes fecales/100 ml de muestra buscar otra fuente.

6.2.6. Medio filtrante

El medio filtrante puede ser simple o doble. Los medios simples están normalmente constituidos por arena.

- Las características principales de la arena utilizada en los filtros de medio simple son:

| | |
|-----------------------------|-------------|
| Espesor (m) | 0.60 - .80 |
| Tamaño efectivo (mm) | 0.45 – 0.60 |
| Coefficiente de uniformidad | ≤ 1.70 |
| Tamaño del grano menor (mm) | 0.42 |
| Tamaño del grano mayor (mm) | 1.41 |

- También suele colocarse una capa de arena más gruesa, entre la capa filtrante y la capa soporte, denominada capa torpedo con las características siguientes:

| | |
|-----------------------------|-------------|
| Espesor (m) | 0.10-0.20 |
| Tamaño efectivo (mm) | 0.90-1.00 |
| Coefficiente de uniformidad | ≤ 1.70 |
| Tamaño del grano menor (mm) | 0.84 |
| Tamaño del grano mayor (mm) | 2.00 |

- En filtros con lecho doble de antracita y arena las características recomendadas son las siguientes:

TABLA 29

Características de filtros con lecho doble de antracita y arena⁽⁵⁾

| Características | Arena | Antracita |
|-----------------------------|-------------|-------------|
| Espesor de la capa (m) | 0.15 – 0.20 | 0.45 – 0.60 |
| Tamaño efectivo (mm) | 0.45 – 0.60 | 0.80 – 1.10 |
| Coefficiente de uniformidad | ≤ 1.50 | ≤ 1.50 |
| Tamaño del grano menor (mm) | 0.42 | 0.70 |
| Tamaño del grano mayor (mm) | 1.41 | 2.00 |

- Para que se obtenga una intermezcla limitada entre los granos mayores de antracita y lo más finos de la arena y se pueda garantizar una expansión mínima de los granos mayores de los dos materiales, se recomienda seleccionarlos de acuerdo a los siguientes criterios:
 - a) El tamaño grueso de la antracita (d_{90}), debe ser igual a tres veces el tamaño (TE) de la arena.
 - b) TE de la antracita (d_{10}), debe ser la mitad del tamaño más grueso seleccionado para el mismo material.
 - c) La velocidad ascensional, que expande en un 10% el tamaño mayor de la antracita, no debe ser menor de 80% de la velocidad ascensional que expande en 10% al tamaño mayor de la arena.

6.2.7. Tasa de filtración

Es recomendable realizar una investigación experimental con el objeto de optimizar el diseño y la operación de los filtros. Sin embargo a continuación se muestra algunos valores recomendados:

- | | |
|---|---|
| - Para agua decantada en medio filtrante único de arena con espesor inferior a 0.80 m..... | Tasa de filtración (m ³ /m ² /día) |
| | 120 – 240 |
| - Para agua decantada en medio filtrante doble, Con espesor total inferior a 0.80 m.....: 180 –360 | |

6.2.8 Filtración directa (Filtración de agua coagulada)

Esta opción es recomendable para aguas de muy buena calidad y de características constantes:

- Es aplicable a aguas con menos de 20 UT, con valores máximos de 50 UT solamente durante unos algunos días al año. El color verdadero debe ser menor de 40 unidades y el conteo de algas menor de 2000/ml.
- El proceso está constituido básicamente por dos operaciones: mezcla rápida y filtración de flujo descendente.
- Con aguas de calidad variable se hace necesario una floculación corta de 8 a 12 minutos para mejorar la eliminación de turbidez.
- para la mezcla rápida se recomiendan gradientes de velocidad $G = 1000 \text{ seg}^{-1}$ y tiempo de retención mayores de 5 segundos.
- Para la floculación se recomiendan valores de (G) mayores de 500 seg^{-1} , preferiblemente de 100 seg^{-1} y tiempos de retención de 5 a 20 min, preferiblemente de 8 a 12 min.

6.2.9 Dosificación

- Se consiguen condiciones de operación adecuadas con dosis óptimas menores de 10 mg/l y conteo de algas menor de 200 mg/m^3 , con valores mayores se obtienen carreras de filtración cada vez más cortas.
- El método más recomendable para determinar la dosis óptima de coagulante es el uso de un filtro piloto con características idénticas al de la planta de tratamiento.

6.2.10. Medio filtrante

En este caso se recomienda un medio filtrante de granos gruesos para asegurar la obtención de carreras de filtración más largas.

a- Lecho simple de arena:

| | |
|----------------------|-------------|
| Espesor (m) | 0.70 – 2.00 |
| Tamaño efectivo (mm) | 0.70 – 2.00 |

| | |
|-----------------------------|-------------|
| Coefficiente de uniformidad | ≤ 1.60 |
| Coefficiente de esfericidad | 0.70 – 0.80 |
| Tamaño del grano mayor (mm) | 2.00 |
| Tamaño del grano menor (mm) | 0.59 |

b- Lecho simple de antracita:

| | |
|-----------------------------|-------------|
| Espesor (m) | 1.00 – 2.00 |
| Tamaño efectivo (mm) | 1.00 – 2.00 |
| Coefficiente de uniformidad | ≤ 1.60 |
| Coefficiente de esfericidad | 0.60 – 0.70 |
| Tamaño del grano mayor (mm) | 2.40 |
| Tamaño del grano menor (mm) | 0.70 |

Este tipo de lecho deberá utilizarse cuando se necesita operar con tasas de filtración muy elevadas.

c- Lecho doble de arena y antracita:

TABLA 30

Características de filtros con lecho doble de antracita y arena en filtración directa⁽⁵⁾

| Características | Arena | Antracita |
|-----------------------------|-------------|-------------|
| Espesor (m) | 0.30 – 0.50 | 0.50 – 1.00 |
| Tamaño efectivo (mm) | 0.40 – 0.70 | 0.90 – 1.30 |
| Coefficiente de uniformidad | ≤1.50 | ≤1.50 |
| Tamaño del grano mayor (mm) | 1.41 | 2.40 |
| Tamaño del grano menor (mm) | 0.42 | 0.70 |

6.2.11. Tasa de filtración

- La tasa de filtración debe fijarse en relación con la granulometría del medio filtrante, la calidad de agua cruda y las dosis de sustancias químicas a ser utilizadas. Esta decisión debe ser tomada en base a los resultados de un estudio con filtros pilotos.
- Tomando en consideración el período de retención tan corto de este tipo de planta (solo mezcla y filtración) y lo vulnerable que son los filtros a una operación y mantenimiento deficientes, se recomiendan tasas de filtración conservadoras del orden de 120 a 160 m³/m²/día, para lecho simple de arena y de 170 a 240 m³/m²/día para lechos dobles de arena y antracita.

6.2.12. Filtros de tasa declinante y lavado mutuo

Este tipo de filtros, también llamados filtros hidráulicos, son recomendados como tecnología apropiada para los países en desarrollo.

El sistema se basa en dos ideas básicas:

- (1) El lavado de un filtro con el flujo de las otras unidades
- (2) el empleo de tasa declinante de filtración para el correcto diseño de este tipo de filtros debe tenerse en cuenta:

- Para que el lavado sea posible, se requiere que el caudal suministrado por la planta sea por lo menos igual al flujo necesario para el lavado de un filtro y preferiblemente mayor.
- Se deben diseñar como mínimo cuatro unidades para que trabajen con una carga de filtración de $240 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ con el fin de que puedan producir una velocidad de ascenso no menor de 0.60 m/min . En lo posible de usarse lechos de arena y antracita.
- Al cerrar la válvula afluente de un filtro, los otros tienen que aumentar su velocidad de filtración ya que continúa entrando el mismo gasto a la planta; por consiguiente debe de proponerse hacer el mayor número de unidades que sea económicamente aceptable, para distribuir mejor la carga adicional en ellas, cuando se lave una.
- El canal de entrada debe poder llevar el agua a cualquier filtro, en el momento que lo necesite, con un mínimo de pérdida de carga.
- En el diseño de las unidades debe contemplarse la posibilidad de aislar cada unidad cuando se requiere repararla, sin impedir la libre circulación del flujo de lavado entre los demás filtros que están en reparación.
- Hay que dar suficiente profundidad a la caja del filtro para que pueda haber una variación libre de los niveles de no menos de 1.60 m (entre nivel mínimo y máximo) con el fin de asegurar carreras de filtración suficientemente larga.

6.2.13. Filtros de flujo ascendente

La eficiencia de estos filtros es mayor que la de los descendentes, debido a que el flujo penetra en el lecho filtrante en el sentido decreciente de la granulometría aprovechándose íntegramente todo el lecho de arena. El crecimiento de la pérdida de carga es menos acentuado que en los filtros de flujo descendente, obteniéndose carreras de mayor duración.

1.- Filtración directa

Límites recomendados

2.- Color: 90% del tiempo inferior a 40 UC, con períodos cortos hasta 60 UC

3.- Turbiedad: 90% del tiempo inferior a 200 UT y 80% inferior a 50 UT con períodos cortos hasta 250 UT.

4.- Dosificación

- la dosis óptima debe seleccionarse a través de ensayos en filtros pilotos.

5.- Medio filtrante

| | |
|-----------------------------|-------------|
| Espesor (m) | 1.60 – 2.00 |
| Tamaño efectivo (mm) | 0.75 – 0.85 |
| Coefficiente de uniformidad | ≤ 1.6 |
| Tamaño del grano menor (mm) | 0.59 |
| Tamaño del grano mayor (mm) | 2.00 |

- Las características de la capa soporte han sido definidas mediante estudios de investigación, siendo las recomendaciones dadas las siguientes:

TABLA 31

Características de filtros de flujo descendente con lecho doble de antracita y arena⁽⁵⁾

| Espesor (cm) | Tamaño (mm) |
|-------------------------|------------------------|
| 7.50 | 31.70 – 25.40 |
| 7.50 | 25.40 – 15.40 |
| 10.00 | 15.90 – 9.50 |
| 12.50 | 9.50 – 4.80 |
| 20.00 | 4.80 – 2.40 |
| 12.50 | 9.50 – 4.80 |
| 10.00 | 15.90 – 9.50 |

6.- Sistema de drenaje

- para que la filtración directa pueda ser utilizada con buen resultado en el tratamiento de agua con turbiedad mayor de 50 UT, es el adecuado fondo del filtro y la modificación de la constitución de la capa soporte, de modo que puedan ser realizadas las descargas de fondo.
- se puede usar sistemas de tolvas con tuberías verticales perforadas lateralmente siendo el diámetro mínimo de los orificios de distribución igual a 12.7 mm, para caudal máximo por filtro menor.
- Para filtros más grande se recomienda el sistema de vigas de concreto prefabricadas.
- el fondo falso en general debe ser diseñado de tal forma que la velocidad del agua para lavado en la sección transversal sea inferior a 0.20 m/seg.

7.- Tasa de filtración

- Para una batería de filtro con pocas unidades a tasa constante, esta deberá ser de 180 m³/m²/día.
- Con operación discontinuada, pocos filtros y bajo contenido de color y turbiedad de 240 a 280 m³/m²/día.
- Con tasa declinante y por lo menos seis filtros, la tasa promedio podrá ser 200 m³/m²/día.
- La tasa máxima cuando se opere con tasa declinante deberá ser un 30% mayor que la promedio.
- La filtración ascendente con tasa declinante solo se recomienda para aguas con bajo contenido de: turbidez, color verdadero y algas.
- para aguas con alto contenido de hierro o manganeso, se recomienda aireación, cloración, adición de cloruro férrico y filtración ascendente de tasa constante.
- Si se diseñan dos filtros para que funcionen en paralelo con la misma tasa de diseño, es recomendable que dicha tasa no fuera mayor de 150 m³/m²/día

6.2.14. Filtración ascendente de agua decantada

- En este caso la decantación preliminar asegura la obtención de un afluente de muy buena calidad y características constante.
- Las características del filtro son las mismas indicadas anteriormente salvo el medio filtrante que puede ser más superficial y con menos granos gruesos:

| | |
|-----------------------------|-------------|
| Espesor (m) | 1.00 – 1.60 |
| Tamaño efectivo (mm) | 0.70 – 0.85 |
| Coefficiente de uniformidad | ≤1.60 |
| Tamaño del grano menor (mm) | 0.59 |
| Tamaño del grano mayor (mm) | 1.68 |

1.- Número, forma y dimensiones de los filtros

Número

El número mínimo de unidades depende del tamaño que se quiera dar a cada una y la tasa de filtración para un determinado caudal de la planta. Por razones de operación deben de existir varias unidades, de tal manera que el caudal que filtra una unidad cualquiera pueda ser distribuido entre las demás, en caso de mantenimiento o limpieza, sin que se sobre pase el valor máximo de la tasa de filtración; además con varias unidades se reduce el caudal de agua de lavado por unidad necesario para producir una determinada expansión del lecho.

Existen varias fórmulas para calcular el número de filtros, tal como la propuesta por Morril y Wallace:

$$N = 0.044\sqrt{Q}$$

Donde:

N= Número de filtros

Q= Caudal total de filtración (m³/día)

Forma y dimensiones

Los filtros usualmente son de planta cuadrada o rectangular. Las dimensiones en planta serán establecidas tomando en consideración que la geometría de los filtros debe acomodarse al esquema general de la planta. El larga y ancho del área superficial pueden definirse utilizando las relaciones siguientes:

$$\frac{B}{L} = \frac{N + 1}{2N}$$

Donde:

$$1 \leq \frac{L}{B} \leq 3$$

Donde:

B= Ancho del filtro en (m)

L= Largo del filtro en (m)

N= Número de filtros

El área superficial total de filtros se determinará como sigue:

$$A_t = \frac{Q}{V}$$

Donde:

A_t= Área total de filtración (m²)

Q = Caudal de la planta (m³/día)

V= Velocidad de filtración (m/día)

CAPITULO VII DESINFECCION

7.1 Generalidades

Si la calidad del agua no satisface las normas recomendadas deberá someterse a un proceso de potabilización. Toda agua que se abastece para consumo humano debe someterse a desinfección; incluso la de origen subterráneo para prevenir cualquier contaminación durante su distribución.

7.2 Procesos, selección y parámetros de diseño

7.2.1. Tipo de cloro a utilizar

El cloro usado nacionalmente para desinfección del agua puede ser como solución de Hipoclorito de Sodio (liquido) o como cloro gas. En general, el Hipoclorito se recomienda para abastecimiento de pequeñas poblaciones.

La selección del tipo de cloro a utilizar debe hacerse tomando en cuenta los siguientes aspectos:

- La capacidad requerida de la estación de cloración:

$$Ca = (Q \times C) / 1000$$

Donde:

Ca= Capacidad de diseño de la estación de cloración Kg. Cloro/día

Q= Caudal de agua, máximo horario m³ /día

C= Dosis de cloro a aplicar mg/lit

- En general se recomienda hipocloración para capacidades menores de 1 kg/día y caudales de 130 gpm como máximo. (8.20 lt/s).
- Capacidad de sostén de la tecnología a instalar, una pequeña comunidad puede reparar por sus propios medios un hipoclorador de carga constante.
- El tiempo de almacenamiento del hipoclorito no debe ser mayor de un mes.
- Concentración de cloro en el envase; el hipoclorito tienen 120 gr/l de cloro; en el caso de los cilindros, se puede considerar que su peso neto corresponde al cloro puro.

7.2.2. Selección de la capacidad de los envases de cloro gaseoso

El cloro gas se consigue comercialmente en cilindros de 68 kg y contenedores de 908 kg.

El tamaño de los envases a utilizar depende de la capacidad de la estación, como guía se mencionan:

- La extracción de cloro de un cilindro de 68 kg no debe sobrepasar los 18/kg/día.
- La extracción de cloro de un contenedor de 908 kg no debe sobrepasar los 182/kg/día.
- Instalar varios cilindros de 68/kg/día en serie implica una cantidad considerable de cilindros llenos, vacíos y en reserva.
- Se recomienda utilizar cilindros de 68 kg para estaciones con capacidad máxima de 25 kg/día, de cloro y contenedores de 1 Ton.
- Para capacidades mayores.
- El inventario mínimo de cloro en la estación, debe ser suficiente para suplir la demanda de 15 días de operación, normalmente debe ser suficiente para un mes.

7.2.3. Criterios de diseño para casetas o salas de desinfección

El diseño de las casetas o salas de desinfección deben cumplir los siguientes requisitos:

- Deben estar ubicados lo más cerca posible al punto de aplicación del cloro.
- Deben tener fácil acceso para camiones o carretillas de mano (para cilindros cuando se usen contenedores).

- Preferiblemente debe ubicarse en una edificación totalmente independiente de las otras; si esto no es factible, las paredes comunes entre la estación de cloración y los otros cuartos deben ser herméticos. La puerta de acceso debe comunicar a un patio o local bien ventilado. Cerca de la estación de cloración no existirán fuentes externas que generen altas temperaturas o chispas.
- Se diseñará de tal forma que la ventilación natural diluya cualquier fuga de cloro sin causar daños a la estación o edificaciones cercanas. La luz solar no debe incidir directamente sobre los cilindros.
- Las paredes se deben construir de concreto, bloques, de concreto o ladrillo cuarterón, el techo de asbesto cemento, en general deben ser materiales resistentes e incombustibles. Las puertas deben poderse abrir sin dificultad desde el interior del local.
- El almacenamiento del cloro estará ubicado en un local independiente del cuarto de cloradores.
- Para estaciones grandes, de más de 50 kg. Cloro/día se requiere un sistema de ventilación forzada capaz de hacer un cambio de aire del local en 4-5 minutos y su descarga se ubicará a una altura suficiente para garantizar una buena disolución del cloro sin efectos perjudiciales en caso de fugas.
- De ser factible se colocará en la puerta de acceso una ventanilla de inspección de vidrio.
- Es deseable que a nivel de piso se proporcione un sistema de drenaje para el cloro que se puede fugar.
- El área requerida se estimará considerando los equipos a instalar, espacio para mantenimiento y manipulación, inventario de cilindros llenos, vacíos y en operación, bodega de herramientas, ampliaciones futuras, etc.

7.2.4. Equipos de protección

Como condiciones mínimas de seguridad las estaciones de cloración deben poseer:

- Una carretilla de mano para manipulación de cilindros o un sistema de izaje de 2 Ton, según el caso.
- Máscaras anticloro especiales.
- Amoniaco para detección de fugas
- Herramientas adecuadas para la operación de los recipientes y equipos
- Herramientas adecuadas para eliminar fugas de cloro.
- Extinguidor de incendios.

7.2.4. Formas de aplicación del cloro

El Hipoclorito de Sodio se aplicará diluyendo previamente la solución concentrada de fábrica (130 gr/l) con agua limpia hasta una concentración máxima de 1% al 3%. Para su dosificación se usarán hipocloradores de carga constante.

La aplicación de cloro gas puede hacerse en dos formas:

- Alimentación directa del gas con la presión interna del cilindro, este sistema se recomienda para sitios donde no hay energía eléctrica ni agua con la suficiente presión para lograr una buena operación de un inyector, y por otra parte, es imprescindible comprobar que la sumergencia del difusor y la contrapresión en el punto de aplicación caen dentro del rango especificado por el fabricante del equipo.
- Alimentación por succión de vacío con inyector: Es un sistema más eficiente ya que se logra la extracción de todo el gas contenido en los cilindros; debe usarse siempre que se puedan obtener con un costo razonable, las condiciones necesarias de presión de agua en el inyector, ya sea con una toma de un tanque con la suficiente carga, con una bomba reforzadora o con una derivación de la descarga de una bomba a la presión adecuada.

7.2.5. Punto de aplicación

Para estación de bombeo con una bomba de eje vertical se recomiendan dos diseños típicos:

- Con bomba reforzadora: Una derivación de la línea de descarga, tomada después de la válvula cheque, se lleva a la succión de la bomba reforzadora, la cual elevará su presión a un valor tal que pueda crear el vacío suficiente en el inyector y vencer la contrapresión de la línea al reinyectar la solución de cloro. La concentración mínima admisible de la solución es de 1% de cloro.
- En la línea de descarga de un campo de pozos o de una estación de bombeo se recomienda la aplicación del cloro en la tubería que recibe la descarga de todas las bombas.
- Debe preverse un sistema de control del cloro residual de tal forma que se regule la cantidad de cloro a aplicar en función del caudal bombeado. En este caso, es necesario instalar bombas reforzadoras para la inyección de la solución.

7.2.6. Tiempo de contacto

Se recomienda que el tiempo de contacto entre el cloro y el agua sea de 30 minutos antes de que llegue al primer consumidor; en situaciones adversas se puede aceptar un mínimo de 10 minutos. En caso de ser necesario, debe diseñarse tanques de contacto que garanticen el tiempo mínimo mencionado. La concentración de cloro residual que debe permanecer en los puntos más alejados de la red de distribución deberá ser 0.2-0.5 mg/l después del período de contacto antes señalado.

7.2.7. Método de dosificación de cloro

Se recomienda el método de dosificación de cloro sobre el punto de quiebre, recomendado por análisis de laboratorio de agua.

CAPITULO VIII ESTABILIZACION - ABLANDAMIENTO

8.1 Generalidades

El agua tratada a la salida de la planta no debe presentar propiedades corrosivas con respecto a las tuberías del sistema de distribución y abastecimiento a la entrada de las casas.

El pH del agua debe acercarse al pH de saturación, si es necesario hacer uso de inhibidores que a la vez pueden ayudar a proteger la red, éstos pueden utilizarse si son económicamente factibles.

Para proteger las tuberías de los agentes corrosivos presentes puede ajustarse la composición del agua, pH, concentración en iones de calcio y la alcalinidad al valor del equilibrio de saturación del carbonato de calcio para una temperatura del agua dada.

El agua ideal debe tener una dureza total entre 40 mg/L y 60 mg/L de equivalente de carbonato de calcio (CaCO_3), a un pH y alcalinidad que alcance las condiciones de saturación y una dureza de magnesio de no más que 36 mg/L para minimizar la formación de hidróxido de magnesio a temperaturas elevadas.

Por medio del ablandamiento del agua debe reducirse el contenido de minerales disueltos, particularmente calcio y magnesio que son los mayores impulsores de la dureza del agua, otros iones que pueden producir dureza son el hierro, manganeso, estroncio, bario, zinc y aluminio, de cualquier modo, estos iones no están presentes en cantidades significantes.

Los beneficios que deben obtenerse con el ablandamiento del agua son los siguientes:

- Control del crecimiento biológico.
- Un ligero grado de remoción de trazas orgánicas.
- Economía de jabón y detergentes.
- Mejor lavado de ropa y utensilios domésticos.
- Disminución de incrustaciones en artefactos domésticos.
- Mejor cocción y preparación de alimentos.
- Si se opera en forma correcta, puede prevenir la corrosión.
- Incremento en la eficacia de la filtración.

8.2 Procesos y parámetros de diseño

8.2.1. Estabilización con reactivos alcalinos

Para que se forme la capa de Tillmans, la cual no es necesariamente obligatoria, la composición del agua debe cumplir ciertas condiciones:

- Concentración en oxígeno disuelto mayor a 4-5 mg/L.
- Alcalinidad y dureza cálcica suficientes para sobrepasar el producto de solubilidad del bicarbonato de sodio.
- pH del agua ligeramente superior al pH del equilibrio calcocarbónico o pH de saturación (pHs), se recomienda los siguientes valores, para el Índice de saturación de Langelier $I_s = +0.2$.
- Suma de las concentraciones en sulfatos y cloruros inferior a la alcalinidad.

El valor del pH de saturación (pH_s) puede determinarse en el laboratorio por medio de la prueba de mármol, dejando el agua en contacto con carbonato de calcio puro durante 12 horas que es el tiempo necesario para establecer las condiciones de equilibrio y midiendo el pH resultante que corresponde al pH de saturación (pH_s).

8.2.2. Dosificación

La dosificación puede determinarse por medio de la prueba de mármol, donde debe medirse la alcalinidad, el contenido de calcio y el pH del agua y después del tiempo establecido, manteniendo constantes la alcalinidad y el contenido de calcio se debe buscar cuál es la variación del pH para realizar el correspondiente ajuste.

8.2.3. Precipitación química

La precipitación del dióxido de carbono debe satisfacer las reacciones de dureza carbonácea y dureza por magnesio, por lo cual la remoción previa de dióxido de carbono disminuye la dosis necesaria de cal, para tal efecto se cumplen las siguientes condiciones:

- 1.68 mg/L de hidróxido de calcio son necesarios para reaccionar con 1 mg/L de dióxido de carbono, expresado como dióxido de carbono.
- 0.74 mg/L de hidróxido de calcio son necesarios para reaccionar con 1 mg/L del ión magnesio, expresado como carbonato de calcio.
- 0.74 mg/L de hidróxido de calcio son necesarios para reaccionar con 1 mg/L de dureza no carbonácea.
- Debe agregarse un exceso de hidróxido de calcio para obtener un pH mayor de 10.8 y asegurar una precipitación efectiva del hidróxido de magnesio, este exceso debe ser aproximadamente de 50 mg/L de hidróxido de calcio.

En algunos casos deben colocarse limpiadores superficiales para asistir el retrolavado del filtro. Las líneas de alimentación de cal y carbonato de sodio deben construirse de tal forma que permitan un fácil acceso para ser limpiadas.

Pueden construirse lagunas de almacenamiento para el secado y manejo del gran volumen de lodos producidos por el ablandamiento del agua. El carbonato de calcio según la forma y brillo puede comercializarse, para lo cual el afluente debe tener baja turbiedad.

Proceso con resinas de intercambio iónico

El diseño de una planta convencional de ablandamiento por intercambio iónico debe determinarse por la cantidad de agua a ser ablandada, las características fisicoquímicas del agua cruda y los requerimientos de calidad del agua tratada.

Las características generales que debe tener un intercambiador para este tipo de proceso son las siguientes:

- El producto intercambiador debe ser insoluble en las condiciones normales de empleo.
- Debe constituirse por granos de gran homogeneidad y de tales dimensiones que su pérdida de carga en el lecho sea aceptable.

- La variación de los iones retenidos por el intercambiador no debe producir la degradación de su estructura física. Se hace referencia a las zeolitas del tipo de poliestirenos sulfonados.

Las características de operación de una resina de intercambio iónico de poliestireno deben cumplir las siguientes especificaciones:

- Capacidad operativa de intercambio entre 45 g/L y 80 g/L.
- Tasa de flujo debe estar entre 120 m³/(m².día) y 350 m³/(m².día).
- Tasa de regeneración entre 300 m³/(m².día) y 350 m³/(m².día).
- Dosis de sal regenerante entre 80 kg/m³ y 320 kg/m³.
- Tiempo de contacto con la salmuera debe ser de 25 min a 45 min.

Las resinas de ciclo de sodio sintéticas pueden tener una capacidad de intercambio dos veces mayor con la mitad del requerimiento de material regenerante, pero tiene un costo más alto, la regeneración es por tratamiento ácido.

CAPITULO IX TECNOLOGIAS ALTERNATIVAS

9.1 Generalidades

En este artículo se establecen algunos requisitos mínimos de diseño de algunas tecnologías alternativas en el tratamiento de agua potable, como son la flotación, la floculación lastrada, la separación por membranas, etc. Se establecen las condiciones mínimas de operación, los dispositivos necesarios para la operación, las pruebas previas que deben realizarse, los parámetros y características mínimas con las que deben diseñarse las unidades.

9.2 Procesos

9.2.1. Flotación DAF

Debe realizarse ensayos a nivel de laboratorio y planta piloto, ya que ésta depende del tipo de partículas. Los factores que deben ser considerados en el diseño incluye la concentración de sólidos, cantidad de aire usado, velocidad de ascenso de las partículas y la carga de sólidos. Para los ensayos de laboratorio se recomienda el uso de la celda de flotación. Para optimizar el proceso de flotación debe determinarse el pH, la dosis de coagulante óptima y el porcentaje de recirculación de agua presurizada. Debe emplearse la prueba de jarras con vasos adaptados para realizar ensayos de flotación (inyección de agua presurizada por el fondo) o un piloto de flotación.

9.2.2. Floculación lastrada

Para la determinación de los parámetros de diseño y las condiciones de operación, deben realizarse ensayos a nivel de laboratorio y planta piloto para la aplicación de esta tecnología; de estos ensayos se determinaran los parámetros de diseño y operación.

9.2.3. Separación por membranas

El tipo de membrana debe seleccionarse de acuerdo a la meta de tratamiento que se tiene; desalinización, remoción de compuestos de alto peso molecular, orgánicos o microorganismos. Las membranas disponibles son de tipo homogénea, asimétrica o composita, su composición química es variada: acetato, diacetato o triacetato de celulosa, poliamidas aromáticas, polietilenimina o de naturaleza mineral (alúmina Al_2O_3 , carburo de silicio, carbón, etc.).

Dentro de los procesos de separación por membranas se encuentra: la ósmosis inversa, la electrodiálisis, nanofiltración y ultrafiltración.

Existen diferentes tipos de módulos de membranas usadas en la ósmosis inversa (OI), según el tipo de empaque, en forma espiral, fibra vacía, tubular o platos consecutivos. Por razones de costo, los más usados son lo módulos espiral y fibra vacía.

Debe usarse la ósmosis inversa, la electrodiálisis (inversa) o la nanofiltración en desalinación del agua de mar o agua salobre, cuando previamente se haya demostrado que es el proceso que presenta un menor costo de producción del agua potable respecto a otros sistemas (como evaporadores). Si un proceso de separación por membranas es seleccionado para efectuar la desalinización el estudio previo debe presentar por lo menos dos configuraciones alternativas de las membranas (paso sencillo o doble o sistema por etapas).

El éxito del proceso y su sostenibilidad a largo plazo depende de la calidad de los pretratamientos aplicados al agua antes de pasarla sobre las membranas.

TABLA 32

Características generales de los diferentes tipos de módulos de membrana de OI⁽⁵⁶⁾

| Característica | Tipo de módulo | | | |
|--|-------------------|--------------|-----------------|---------------------|
| | Espiral | Fibra vacía | Tubular | Platos consecutivos |
| Densidad de empaque típico (m^2/m^3) | 800 | 6000 | 70 | 500 |
| Caudal de agua requerido ($m^3/(m^2*s)$) | 0.25 - 0.5 | aprox. 0.005 | 1 - 5 | 0.25 - 0.5 |
| Pérdida de presión (kPa) | 300 - 600 | 10 - 30 | 200 - 300 | 300 - 600 |
| Tendencia al taponamiento | alta | alta | baja | moderada |
| Facilidad de limpieza | pobre hasta buena | pobre | excelente | buena |
| Requisitos de prefiltración típicos | 10 - 25 m | 5 - 10 m | no es necesario | 10 - 25 m |
| Costo relativo | bajo | bajo | alto | alto |

CAPITULO X MANEJO DE LODOS

10.1 Generalidades

Los lodos que se producen en los sedimentadores constituyen entre el 60 y el 70% de los sólidos totales y en los filtros entre el 30 y el 40%. Sin embargo en las plantas que remueven hierro y manganeso los filtros retienen la mayoría de los lodos: 50% a 90%. Los polielectrolitos tienden a reducir el volumen de esos lodos. Aquí se exponen algunas observaciones acerca del comportamiento de los lodos en los sedimentadores.

Los procesos que deben seguirse para un adecuado manejo de estos residuos se dividen en la evacuación de los lodos, ya sea en forma periódica o continua, y la disposición final de los lodos.

10.2 Procesos y parámetros de diseño

Los parámetros que influyen en la calidad de los lodos deben analizarse para garantizar un buen diseño, entre éstos encontramos los siguientes:

- El coagulante empleado.
- El tipo de sólidos presentes en el agua.
- El proceso (decantación o lavado de filtro) que se realiza.

10.2.1. Evacuación de los lodos

1.- Evacuación periódica

En todos los casos, el fondo debe tener una pendiente mínima del 5% hacia las bocas de desagüe colocadas en el piso y éstas no deben quedar a más de 10 m del punto más alejado de recolección.

En tanques grandes deben proveerse varias salidas para los lodos a fin de facilitar su arrastre por medio de mangueras de alta presión, debe incluirse en el diseño del tanque un sistema de tubos donde conectar estas mangueras, la presión disponible en el pitón de ellas debe estar entre 20 y 80 m.

Este volumen muerto debe ser del 10 al 20% del volumen total del tanque para decantadores de flujo horizontal, en decantadores de placas no debe ser inferior al 50% del volumen total del tanque para que los procesos de llenado y vaciado no sean demasiado frecuentes.

2.- Evacuación continúa

Remoción mecánica

En el diseño de los sifones aspiradores flotantes se requiere el uso de cables movidos por un motor eléctrico, que arrastren todo el aparato de un extremo al otro del sedimentador, aspirando los lodos del fondo, los cuales deben ser descargados por sifonamiento en el canal.

3.- Remoción hidráulica

Para poder remover lodos hidráulicamente debe proyectarse un gran número de bocas de desagüe.

Para disminuir el número de puntos de salida, la única solución es construir tolvas con una pendiente suficiente como para que las partículas de lodo rueden hacia las bocas de drenaje, ya sea durante la apertura del desagüe o antes por concentración del material de ellas.

Puede proyectarse el uso de tolvas para la remoción hidráulica de los lodos, entre las cuales tenemos, las tolvas continuas y tolvas separadas para cada orificio de drenaje. Como no se puede colocar una válvula en cada orificio deben unirse por medio de un múltiple aspirador.

En el diseño de las tolvas deben considerarse tres aspectos:

a) La pendiente de las paredes, la cual depende del ángulo de reposo del material que se piense remover. Para que el lodo no se pegue a ellas es necesario que la inclinación de las tolvas sea mayor que dicho ángulo de reposo. Este varía entre 30° y 60° para material floculado y entre 15° y 45° para material no floculado. Es recomendable darle a las tolvas una inclinación de 50° a 60° para material floculado y de 40° a 50° para material no floculado, ya que se ha demostrado que en estos rangos rara vez se permite adhesión de fangos a las paredes.

b) El número, diámetro y espaciamiento de los orificios de drenaje. Estos deben calcularse de tal manera que cumplan con los siguientes objetivos:

- Debe recoger la gran mayoría del lodo asentado no solo junto al orificio sino entre orificios.
- Todos los orificios deben trabajar prácticamente con el mismo flujo, no más de un 10% de diferencia entre el primero y el último para lo cual la sección transversal del tubo aspirador debe ser como máximo el 45% de la suma de las áreas de los orificios perforados sobre el mismo.
- Con respecto a la primera característica debe distinguirse entre tanques con tolvas separadoras, en los cuales la separación entre orificios está dada por la configuración de las tolvas y su número, el cual se escoge de acuerdo con los determinantes del proyecto, y tanques con tolvas continuas, en los cuales el espaciamiento es un poco más sofisticado pues hay que tener en cuenta la esfera de influencia alrededor del orificio, dentro del cual la velocidad del flujo que confluye hasta el punto de salida es capaz de producir arrastre de las partículas sedimentadas o que están sedimentando.

c) El volumen de lodos recolectados en relación al tamaño de la tolva. Para el correcto funcionamiento de las tolvas deben conocerse el volumen de lodos que deben depositarse en ellas a fin de poder dimensionar tanto su forma y capacidad como el número de descargas por día que deben programarse, para mantener el nivel de fangos dentro de los límites que no estimulen el arrastre de partículas que en consecuencia tienden a desmejorar la calidad del efluente.

d) En los sedimentadores de placas la tolva debe acomodarse de tal manera que exista una fácil circulación peatonal entre el tope de dichas tolvas y la parte inferior de las placas (mínimo 2 m).

10.2.2. Disposición final de los lodos

1.- Almacenamiento

El almacenamiento de los lodos debe realizarse de acuerdo a las siguientes características:

2.- Volumen de lodos producidos.

Tipo de sólidos.

Características del lodo, lo cual puede influenciar en el secado de los mismos.

3.- Tratamiento

a) Espesado gravitacional

Deben adicionarse polímeros para incrementar el tamaño de partícula, reducir los sólidos en el agua de lavado retenida y condicionar los hidróxidos de aluminio y hierro de tal forma que se aumente la velocidad de sedimentación.

b) Filtración al vacío

Pueden utilizarse recubrimientos de tierras diatomáceas para lograr el espesamiento de un 20% de sólidos.

c) Filtración a presión

Debe implantarse este sistema cuando se presentan lodos de sales de aluminio o hierro, se ha condicionado el proceso con polímeros, cal, recubrimiento con tierras diatomáceas. Pueden adicionarse cenizas volátiles para mejorar el proceso.

d) Centrifugas

Pueden usarse cuando se requiere separar selectivamente hidróxido de magnesio de carbonato de calcio, en especial cuando el lodo de residuos de cal debe ser recalcinado.

4.- Camas de secado

Deben adaptarse con arena de bajo drenado, grava y tuberías perforadas. Pueden trabajar por gravedad o al vacío.

El almacenamiento de los lodos debe programarse para períodos en los cuales se faciliten las condiciones climáticas para el secado, dado que si éstas no son favorables pueden afectar una efectiva operación de secado.

La forma de las camas de secado debe basarse en el número efectivo de usos que puede ser hecha por cada cama y la profundidad del lodo que puede ser aplicado a cada una.

El número de veces que las camas pueden ser usadas depende del tiempo de secado y el tiempo requerido para remover los sólidos y preparar las camas para su siguiente aplicación.

Los lodos de aluminio deben alcanzar concentraciones de sólidos de 15 % al 30 % y los lodos de cal deben alcanzar concentraciones de sólidos del 50 % a 70 %.

5.- Descarga

a) Lagunas

La operación de las lagunas de desecado es deficiente, en lo posible hay que evitarlas. Sin embargo, si se utilizan, deben tomarse en cuenta las siguientes especificaciones para el diseño:

- Deben hacerse por lo menos 4 unidades en paralelo.
- El tamaño de la laguna debe determinarse de acuerdo con la cantidad de lodos producidos.
- El uso de lagunas no es recomendable para los niveles bajo y medio de complejidad.
- Los coagulantes sólidos pueden concentrar los lodos de un 6% a un 10% en unos meses.

b) Rellenos sanitarios

Deben concentrarse los sólidos a estado semisólido o forma pastelosa para poder disponerlos en rellenos sanitarios, seguido de un tratamiento de secado.

c) Alcantarillados sanitarios

Debe coordinarse con las autoridades locales, considerando el impacto en el medio ambiente y el volumen de lodos existente en las aguas de descarga.

Si el volumen de los lodos es normalmente grande no deben descargarse en alcantarillados sanitarios.

TABLA 33
Concentración de lodos en el tratamiento de aguas⁽⁵⁾

| Tipo de lodo | Concentración de sólidos (%) |
|---|-------------------------------------|
| Proceso de sedimentación | 0.5 - 2 |
| Agua de lavado de filtros | 50 - 1000 a |
| Proceso de ablandamiento con soda y cal | 2 - 15 |
| Espesado gravitacional | |
| Sedimentos de coagulación y lavado | 2 - 20 (típico : 2 - 4) |
| Agua de lavado de filtros | Mayor a 4 |
| Lodos de cal | 15 - 30 |
| Filtración al vacío | |
| Lodos de coagulación | 10 - 20 |
| Ablandamiento con cal (>85% de contenido de CaCO ₃) | 50 - 70 |
| Ablandamiento con cal (alto contenido de Mg(OH) ₂) | 20 - 25 |
| Filtración a presión | |
| Lodos de coagulación | 30 - 45 |
| Lodos de cal | 55 - 70 |
| Centrífugas | |
| Lodos de coagulación | 10 - 20 |
| Lodos de cal y aluminio | 15 - 40 |
| Lodos de cal | 30 - 70 |
| Camas de secado | |
| Lodos de coagulación | 15 - 30 |
| Lodos de cal | 50 - 70 |
| Lagunas | |
| Lodos de coagulación | 7 - 15 |
| Lodos de cal | 50 - 60 |

TABLA 34
Concentración de lodos sedimentados⁽⁵⁾

| Tipo | % Volumen a reducir |
|---|----------------------------|
| Lodos de sedimentación con coagulación de sulfato de aluminio | 3.0 – 8.0 |
| Lodos de sedimentación con coagulación por hierro | 12 – 21 |
| Lavado con coagulación por aluminio y cal | 4.0 – 10 |
| Lavado con coagulación por hierro y cal | 5 |
| Lavado con coagulación por hierro solo | 5.0 – 9.0 |
| Lodos de ablandamiento | 15 – 25 |

Nota: El empleo de otro tipo de tratamiento debe ser sustentado técnicamente ante la autoridad competente antes de instalarlo, la cual debe dar su aprobación.

TITULO IV
SISTEMAS DE RECOLECCION Y EVACUACION DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES

CAPITULO I
REDES DE COLECTORES

1.1 Consideraciones generales

Para la concepción de proyectos de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales deben seguirse los requisitos y actividades que en general es necesario desarrollar en proyectos completos de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales. Para proyectos de expansión y rehabilitación, el diseñador debe establecer cuáles de éstos son relevantes para el caso específico.

1.1.1 Requisitos que se deben cumplir

1.-Estudio de concepción del proyecto.

2.-Levantamiento planialtimétrico del área del proyecto y de sus zonas de expansión en escala 1:2000, o inferior según el nivel de detalle que se requiera, si es necesario, con curvas de nivel cada metro. Este intervalo puede variarse con justificación, dependiendo de las características de pendiente del terreno, requiriendo eventualmente un intervalo de 0,5 m o menor, si es muy plano. Para sistemas pluviales, la escala puede reducirse a 1:5000 en caso de grandes áreas de drenaje.

3.-Planchas topográficas en escala mínima 1:25 000 de las cuencas, subcuencas y áreas de drenaje de interés para el proyecto.

4.-Planes de desarrollo urbano y ordenamiento territorial del municipio.

5.-Identificación de interferencias superficiales y subterráneas que puedan afectar el trazado de las redes del proyecto.

6.-Obtención del catastro de red del sistema existente de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales.

7.-Muestreos de suelos para determinar sus características geomecánicas y las condiciones de niveles freáticos.

1.1.2. Actividades que se deben llevar a cabo

1.-Recopilación y complementación de la normativa con requerimientos pertinentes de planeación municipal, empresas de servicios públicos o la prestadora del servicio, autoridad municipal ambiental, alcaldía, Medio Ambiente y otras entidades, que permitan establecer las restricciones particulares y los trámites consecutivos para la aprobación final del proyecto.

2.-Delimitación de las cuencas y subcuencas de drenaje cuyas contribuciones puedan afectar al dimensionamiento de los componentes del sistema, incluyendo las zonas de expansión previstas y las áreas de drenaje del proyecto.

3.-Obtención del catastro de red del sistema existente, y de otras redes de servicios públicos y de elementos específicos que puedan afectar la ubicación de componentes del proyecto.

4.-Verificación de la capacidad del sistema existente y de cada uno de sus componentes. Determinación de componentes limitantes de la capacidad del sistema.

5.-Definición del inicio de operación del proyecto y determinación del alcance del proyecto y las etapas de construcción de sus diferentes componentes.

6.-Caracterización de los suelos y niveles freáticos en la zona del proyecto.

7.-Caracterización de las aguas residuales o de escorrentía pluvial.

8.-Estimaciones de población y/o caracterización de la precipitación de la zona

9.-Estimación de las contribuciones iniciales y finales al sistema.

10.-Trazado de la red del proyecto, ubicación de componentes e interrelación con el sistema existente.

11.-Análisis de servidumbres, corredores y predios.

12.-Consideraciones sobre retención de sólidos previa a la evacuación de las aguas residuales, en el caso de sistemas sanitarios sin arrastre de sólidos.

13.-Consideraciones sobre la generación de sulfuros en las redes, en el caso de sistemas sanitarios.

14.-Consideraciones sobre facilidad de operación y mantenimiento, estabilidad, vulnerabilidad, redundancia e impacto ambiental.

15.-Consideraciones sobre sitios de entrega y disposición final de las aguas evacuadas de la localidad.

16.-Dimensionamiento hidráulico del sistema y todos sus componentes.

17.-Diseño del sistema y sus componentes.

18.-Presentación del diseño con el siguiente contenido mínimo: análisis de alternativas y concepción básica del sistema; trazado del sistema en planta y perfil; memorias de cálculos hidráulicos, sanitarios, geotécnicos, estructurales, mecánicos, eléctricos, electrónicos y demás que se considere pertinente; diseños; planos (es requisito presentarlos también en medio digital) y procesos constructivos; materiales, cantidades de obra y costos unitarios; especificaciones técnicas; servidumbres y predios; licencia ambiental; plan de manejo ambiental; impacto urbano; aspectos de operación y mantenimiento; manual de operación; aspectos de monitoreo y control; aspectos de vulnerabilidad.

1.1.3. Periodo de diseño

El periodo de planeamiento o de diseño, debe fijar las condiciones básicas del proyecto como la capacidad del sistema para atender la demanda futura, la densidad actual y de saturación, la durabilidad de los materiales y equipos empleados, y la calidad de la construcción, operación y mantenimiento. El periodo de planeamiento también depende de la demanda del servicio, la programación de inversiones, la factibilidad de ampliaciones y las tasas de crecimiento de la población, del comercio y de la industria.

Se recomiendan los siguientes:

a) En función a la población

- Localidades de 1,000 a 15,000 habitantes: 10 a 15 años.
- Localidades de 15,000 a 50,000 habitantes: 15 a 20 años
- Localidades con más de 50,000 habitantes: 30 años, pero podrá ser mayor o menor siempre que el proyectista justifique el período de diseño elegido.

b) En función a los componentes

| <u>Componentes</u> | <u>Período (Años)</u> |
|---------------------------------------|-----------------------|
| Colectores secundarios y principales | 20 a 30 |
| Colectores, interceptores y emisarios | 30 a 50 |
| <u>Equipos</u> | |
| Mecánico | 5 a 10 |
| Combustión | 5 a 10 |
| Eléctrico | 10 a 15 |

1.2. Diseño de redes

El tamaño y la pendiente de un colector deben ser adecuados para conducir el caudal de diseño, evitar la sedimentación de sólidos para las condiciones iniciales de servicio y garantizar su adecuada operación y funcionalidad.

1.2.1. Diámetros

Para los cálculos hidráulicos debe hacerse referencia al diámetro interno real de los colectores.

1.2.2. Diseño hidráulico

En general, los colectores deben diseñarse como conducciones a flujo libre por gravedad. El flujo de aguas residuales o pluviales en una red de alcantarillado para su recolección y evacuación no es permanente. Sin embargo, el dimensionamiento hidráulico de la sección de un colector puede hacerse suponiendo que el flujo en éste es uniforme. Esto es válido en particular para colectores de diámetro pequeño. Existen varias fórmulas de flujo uniforme apropiadas para este propósito, dentro de las cuales están la de Chézy y la de Manning. La ecuación de Chézy constituye la representación de la ecuación de Darcy para flujo en conductos abiertos, mientras que la fórmula de Manning es la más utilizada en la práctica.

Alternativamente a las fórmulas de flujo uniforme el diseñador puede utilizar otros modelos de flujo permanente o no permanente.

El diseño de colectores matrices debe hacerse con flujo gradualmente variado, lo mismo que los canales colectores de aguas lluvias y en general colectores de diámetros superiores o iguales a 900 mm. Para colectores entre 600 mm y 900 mm se recomienda revisar el diseño con flujo gradualmente variado. Cuando la velocidad en un colector es mayor a 2 m/s se recomienda hacer un análisis hidráulico detallado del tramo.

1.2.3. Coeficientes de rugosidad

Muchas investigaciones y experimentos de laboratorio y mediciones de campo se han llevado a cabo para determinar los coeficientes de fricción para varios materiales y condiciones. En el laboratorio se pueden obtener mediciones precisas, pero es difícil duplicar condiciones de flujo equivalentes a las de un alcantarillado. Por su parte, las mediciones de campo en colectores existentes pueden reflejar variables desconocidas propias del sistema analizado, así como errores en la medición e inhabilidad para controlar variables identificables.

El coeficiente C de resistencia al flujo de Chézy puede estimarse a partir del coeficiente de fricción f de la fórmula de Darcy-Weisbach, el cual se evalúa con la fórmula de Colebrook-White. Esta fórmula se considera teóricamente la más completa, pues es aplicable a todos los regímenes de flujo, y depende del diámetro, el número de Reynolds y el coeficiente de rugosidad absoluta k propio de la superficie friccional. El coeficiente C puede estimarse también con fórmulas más empíricas como las de Ganguillet-Kutter y Bazin.

El coeficiente de rugosidad de Manning es estimado a partir de mediciones de laboratorio y de campo, y depende en general del tipo de material del conducto.

En el diseño de redes de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales, deben usarse valores de coeficientes de rugosidad que representen adecuadamente el efecto friccional en las condiciones de servicio que el colector experimentará durante su vida útil.

Estas condiciones de servicio dependen de varios factores:

- Material del conducto
- Forma y tamaño del conducto
- Profundidad de flujo
- Tipo de uniones
- Número de uniones por unidad de longitud
- Desalineamiento horizontal del conducto
- Desalineamiento vertical del conducto por efecto de las uniones
- Depósitos de material en el conducto
- Entrada de flujos laterales puntuales al conducto
- Penetración de raíces
- Crecimiento de biofilmes en el interior del conducto
- Deformación del colector

TABLA 35

El coeficiente n de rugosidad de Manning se debe establecer con base en la tabla siguiente⁽⁵⁷⁾

| Valores del coeficiente de rugosidad de Nanning - Colectores y drenajes de aguas residuales domésticas y aguas lluvias -Valores del coeficiente de rugosidad de Manning | |
|--|---------------|
| Material | n |
| CONDUCTOS CERRADOS | |
| Asbesto – cemento | 0.011 - 0.015 |
| Concreto prefabricado interior liso | 0.011 - 0.015 |
| Concreto prefabricado interior rugoso | 0.015 - 0.017 |
| Concreto fundido en sitio, formas lisas | 0,012 - 0,015 |
| Concreto fundido en sitio, formas rugosas | 0,015 - 0,017 |
| Gres vitrificado | 0.011 - 0.015 |
| Hierro dúctil revestido interiormente con cemento | 0.011 - 0.015 |
| PVC, polietileno y fibra de vidrio con interior liso | 0.009 - 0.013 |
| Metal corrugado | 0.022 - 0.026 |
| Colectores de ladrillo | 0.013 - 0.017 |
| CONDUCTOS ABIERTOS | |
| Canal revestido en ladrillo | 0.012 - 0.018 |
| Canal revestido en concreto | 0.011 - 0.020 |
| Canal excavado | 0.018 - 0.050 |
| Canal revestido rip-rap | 0.020 - 0.035 |

En todos los casos el diseñador deberá sustentar adecuadamente el valor del “ n ” que utilice en su diseño asumiendo la responsabilidad por sus análisis y recomendaciones”. En caso de utilizar la fórmula de Colebrook-White las condiciones de servicio de colectores de aguas residuales de pared lisa deben representarse con un valor de k_s que sea equivalente al valor del n de Manning.

1.2.4. Régimen de flujo

Se deben evitar las condiciones de flujo crítico. Es necesario verificar el régimen para varias condiciones de flujo en especial para las correspondientes a los primeros años de operación.

1.2.5 Disposición general de los colectores

1.2.5.1 Nomenclatura

La red de colectores y demás estructuras asociadas deben tener una nomenclatura clara que permita una interpretación adecuada de las memorias y planos de diseño, apoyada en convenciones estándar para la elaboración de estos últimos y la identificación, caracterización y ubicación topográfica de los colectores, estructuras de conexión y demás elementos del sistema.

1.2.5.2. Pendientes

Las pendientes de los colectores deben seleccionarse de tal forma que se ajusten a la topografía del terreno y que no generen velocidades que estén por fuera de las especificadas. En tramos en que la pendiente natural del terreno sea muy baja, deben verificarse detalladamente los esfuerzos cortantes, mientras que si ésta es demasiado pronunciada, es necesario establecer un número apropiado de estructuras de caída para que los tramos cortos resultantes tengan la pendiente adecuada.

1.2.5.3. Cambios bruscos de la pendiente

En lo posible, deben evitarse los cambios bruscos de la pendiente en los tramos de colectores. En caso de un aumento importante de la pendiente, y mientras lo permitan las condiciones hidráulicas en los colectores y en las estructuras de unión, al igual que los aportes incrementales de caudal aguas abajo, puede reducirse el diámetro interior del colector de salida, siempre que éste sea mayor o igual a 600 mm (24 pulgadas). Para esto deben tenerse en cuenta de manera importante los aspectos operativos y de mantenimiento.

1.2.5.4. Ubicación

En general, los colectores deben localizarse siguiendo el eje de las calles. Sin embargo, si la topografía o el costo de construcción lo ameritan, pueden ubicarse por los andenes o dentro de las manzanas. En particular, esto último es válido para los alcantarillados condominiales.

Los colectores de aguas residuales o de lluvias no pueden estar ubicados en la misma zanja de una tubería de acueducto y su cota clave siempre debe estar por debajo de la cota batea de la tubería de acueducto. En general para sistemas separados el colector de aguas lluvias debe localizarse en un extremo de la vía (entre 1.00 y 1.50 metros de la cuneta), mientras que el colector de aguas residuales debe ubicarse hacia el centro de la vía y el agua potable en el otro extremo.

1.2.5.4. Distancias mínimas a otras redes

Las distancias mínimas libres entre los colectores que conforman la red de recolección y evacuación de aguas residuales o lluvias y las tuberías de otras redes de servicios públicos se presentan a continuación. En los planos del proyecto debe indicarse la posición relativa de las redes de acueducto, alcantarillado, energía y comunicaciones.

-Las distancias mínimas libres entre los colectores que conforman la red del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales y las tuberías de otras redes de servicios públicos son 1.50 m en la dirección horizontal y 0.20 m en la dirección vertical.

-En todos los casos, la distancia vertical se mide entre la cota clave de la tubería de la red de alcantarillado y la cota batea de la tubería de otros servicios.

-Los cruces de redes deben analizarse de manera individual para establecer la necesidad de diseños especiales, en particular en aquellos casos donde la distancia mínima vertical sea menor a la establecida anteriormente.

1.2.5.5. Unión de colectores

La unión o conexión de dos o más tramos de colectores debe hacerse con estructuras hidráulicas apropiadas, denominadas estructuras de conexión. Usualmente, estas estructuras son denominados “registros”. Estas estructuras están comunicadas con la superficie mediante tapas de inspección, las cuales podrán ser de hierro fundido (pesada o liviana), polietileno o prolipopileno. El diseño hidráulico de estas estructuras depende del régimen de flujo de los colectores afluentes y del colector de salida o principal, y se basa fundamentalmente en la determinación de las pérdidas de cabeza hidráulica producidas por la unión.

En general la distancia máxima entre estructuras de conexión de colectores está determinada por la malla urbana, los equipos disponibles de limpieza y el comportamiento hidráulico del flujo. En caso de que la malla urbana ni el comportamiento del flujo limiten la distancia máxima, ésta debe ser de 80 a 120 m si la limpieza de los colectores es manual, y puede llegar a 200 m si es mecánica o hidráulica. En emisarios o colectores principales, donde las entradas son muy restringidas o inexistentes, la distancia máxima entre estructuras de inspección puede incrementarse en función del tipo de mantenimiento, la cual es del orden de 300 m.

Debido a que los costos de las estructuras-pozo tienen una incidencia importante en un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales, se han desarrollado simplificaciones que están condicionadas por la disponibilidad de mejores equipos de mantenimiento y limpieza, sean estos últimos mecánicos o hidráulicos, los cuales permiten además incrementar la longitud de inspección.

Estas estructuras corresponden a elementos típicos de sistemas de “alcantarillado simplificado”. Dentro de estas estructuras simplificadas están los terminales de limpieza que pueden sustituir a los registros de arranque cuando las redes de colectores están ubicadas en calles sin salida y calles secundarias de tráfico liviano. Los tubos de inspección y limpieza pueden ser utilizados en tramos intermedios de la red, mientras que las cajas de paso sin inspección pueden ser usadas en cambios de dirección, pendiente y diámetro, cuando la pendiente de los colectores sean mayores que 1% y la profundidad no sea mayor que 1,5 m.

1.2.5.5. Cambios de dirección en los colectores

En general, los cambios de dirección deben hacerse mediante cámaras o registros de inspección o estructuras especiales construidas en el sitio. Sin embargo, en colectores matrices o emisarios finales también pueden hacerse con el mismo colector mediante curvas.

1.2.5.6. Pérdidas de energía estructuras de conexión y pozos de inspección

La unión o intersección de dos o más colectores debe hacerse con estructuras hidráulicas apropiadas, cuyo diseño hidráulico se basa en la determinación de las pérdidas de cabeza en la estructura, con el fin de estimar la cota batea del colector de salida. El análisis es diferente dependiendo del régimen de flujo, tanto de los colectores de entrada como en los de salida.

1.2.5.7. Materiales

El diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales debe propender por la utilización de los materiales más apropiados teniendo en cuenta las características de las aguas residuales, las cargas externas actuantes (incluida la amenaza sísmica), las condiciones del suelo, las condiciones de nivel freático, las condiciones de abrasión, corrosión, generación de sulfuros, etc., buscando siempre la mayor estanqueidad posible. Esto debe ser tenido en cuenta para los colectores, sus uniones, las estructuras de conexión y todos los demás componentes que conformen el sistema, involucrando consideraciones de costo-eficiencia.

En general las tuberías son prefabricadas mediante procesos industriales perfectamente establecidos. Éstas pueden ser de los siguientes materiales: arcilla vitrificada (gres), concreto simple, concreto reforzado, asbesto cemento, hierro fundido, hierro dúctil, PVC, polietileno, polietileno de alta densidad, plástico reforzado con fibra de vidrio, resina termoestable reforzada (fibra de vidrio), mortero plástico reforzado y acero. Las tuberías y demás elementos fabricados con nuevos materiales deben cumplir con las normas de calidad correspondientes y se demuestre ante el ente regulador.

En general los colectores deben ser circulares; sin embargo otras secciones cerradas pueden ser aceptadas, para las cuales es necesario extender los mismos criterios hidráulicos de las secciones circulares.

CAPITULO II SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

2.1. Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño constituyen los elementos básicos para el desarrollo del diseño de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Es función de la entidad reguladora establecer los mecanismos, procedimientos y metodologías para la revisión, actualización y aceptación de los parámetros y valores para el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales.

Tipo de Alcantarillado Sanitario

El sistema de alcantarillado sanitario será, en todos los casos, separado, diseñándose para conducir únicamente aguas residuales, servidas e industriales.

2.2. Población

Debe estimarse la población actual y futura del proyecto, con base a lo establecido en el capítulo "Sistema de abastecimiento de agua Potable".

2.3. Generación de aguas residuales

El volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación está integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales. Conjuntamente con el modelo de desarrollo para la población y caudales de agua potable (para información general si este no aplica), se generaran los caudales para el alcantarillado sanitario: medio diario, de infiltración y máximo horario. Los caudales máximo horario se calculan para las condiciones de funcionamiento de los diferentes generadores en diurno y vespertinos, toda vez que se ha encontrado para algunos generadores, hoteles del tipo todo incluido por ejemplo, las descargas de las aguas residuales al alcantarillado sanitario presenta el máximo horario en horas de la tarde. De acuerdo con lo anterior en cada caso se distinguen los caudales diurnos y vespertinos a efecto de seleccionar en máximo horario.

Su estimación debe basarse, en lo posible, en información histórica de consumos, mediciones periódicas y evaluaciones regulares. Para su estimación deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones.

2.3.1 Domesticas, Industriales, comerciales e Institucionales

Según estudios estadísticos se adoptará un coeficiente de retorno o aporte del 70% al 85% de la dotación de agua potable, pero teniendo en cuenta que la estimación del consumo medio diario por habitante se debe corresponder con la dotación neta que se puede convertir en agua residual. Esto es especialmente importante para aquellos proyectos en que una parte importante de la dotación neta consumida, es utilizada para riego de áreas verdes (ej. villas turísticas) u otros servicios, en los cuales no habrá retorno al alcantarillado.

El coeficiente de retorno es la fracción del agua de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Su estimación debe provenir del análisis de información existente de la localidad y/o de mediciones de campo. Cuando esta información resulte inexistente o muy pobre, pueden utilizarse como guía los rangos de valores del coeficiente de retorno descritos a continuación, justificando apropiadamente el valor finalmente adoptado.

Población Residencial: 0.80
Habitaciones Hoteleras: 0.85
Turistas Ocasionales: 0.80
Comercio: 0.40 a 0.50
Institucional: 0.40 a 0.50
Industrial: 0.40 a 1.50

El diseñador podrá utilizar directamente una dotación neta de aguas residuales en aquellos casos en que se estime que una parte importante de la dotación neta de agua potable sera utilizada en otros usos no retornable al sistema de alcantarillado.

2.3.2. Caudal medio diario de aguas residuales (Q_{med})

El caudal medio diario de aguas residuales (Q_{med}) para un colector con un área de drenaje dada es la suma de los aportes domésticos, industriales, comerciales e institucionales. Q_{med} debe ser estimado, mínimo, para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema. En los casos donde las contribuciones industriales, comerciales e institucionales sean marginales con respecto a las domésticas, pueden ser estimadas como un porcentaje de los aportes domésticos.

2.3.3. Conexiones erradas (Q_e)

Deben considerarse los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de techos y patios, Q_e . Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias. El caudal por conexiones erradas a considerar será del 5% al 15% del caudal máximo horario de aguas residuales.

Estos valores deben tomarse como guías: el menor en caso de que exista un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias y el mayor en caso de que el área del proyecto no disponga de un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias. Pueden considerarse otros métodos de estimación de conexiones erradas, como porcentajes del caudal máximo horario de aguas residuales, con justificación por parte del diseñador.

Si los aportes por conexiones erradas son notoriamente altos, debe desarrollarse un proyecto de recolección y evacuación de aguas lluvias a mediano plazo (separado) y, por lo tanto, el diseño del sistema sanitario debe ser consistente con tal previsión.

2.3.4. Infiltración (Q_{inf})

Es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, principalmente freáticas, a través de fisuras en los colectores, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de colectores con pozos de inspección y demás estructuras, y en éstos cuando no son completamente impermeables.

Su estimación debe hacerse en lo posible a partir de aforos en el sistema, en horas cuando el consumo de agua es mínimo, y de consideraciones sobre la naturaleza y permeabilidad del suelo, la topografía de la zona y su drenaje, la cantidad y distribución temporal de la precipitación, la variación del nivel freático con respecto a las cotas clave de los colectores, las dimensiones, estado y tipo de colectores, los tipos, número y calidad constructiva de uniones y juntas, el número de pozos de inspección y demás estructuras, y su calidad constructiva. El diseñador debe minimizar los aportes por infiltración. A lo largo de la vida útil de las redes, el aporte de aguas de infiltración también puede estar asociado con el nivel de amenaza sísmica de la localidad. Se requiere que el diseñador justifique los valores adoptados teniendo en cuenta los factores señalados. En ausencia de medidas directas o ante la imposibilidad de determinar el caudal por infiltración, el aporte puede establecerse con base

a considerar para tuberías termoplásticas (PVC-PEHD-GRP) un valor de infiltración de 10 M³/KM-DIA y para tuberías de hormigón (simple o armado) 50 M³/KM-DIA, tomando en cuenta un bajo nivel freático. En caso de niveles freáticos altos, estos valores se duplicaran.

2.3.5. Caudal máximo horario ($Q_{\max/h}$)

El caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día de máximo consumo se estima a partir del caudal final medio diario, mediante el uso del factor de mayoración, F.

$$Q_{\max/h} = F * Q_{\text{med/d}}$$

2.3.5.1. Factor de Mayoración (F) o Factor Punta

El factor de mayoración para estimar el caudal máximo horario, con base en el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población. El valor del factor disminuye en la medida en que el número de habitantes considerado aumenta, pues el uso del agua se hace cada vez más heterogéneo y la red de colectores puede contribuir cada vez más a amortiguar los flujos. La variación del factor de mayoración debe ser estimada a partir de mediciones de campo. Sin embargo, esto no es factible en muchos casos, por lo cual es necesario estimarlo con base en relaciones aproximadas como las de Harmon y Babbit, válidas para poblaciones de 1,000 a 1,000,000 habitantes, y la de Flores, en las cuales se estima F en función del número de habitantes.

El factor de mayoración también puede ser dado en términos del caudal medio diario como en las fórmulas de Los Angeles o la de Tchobanoglous. La fórmula de Los Ángeles es válida para el rango de 2,8 a 28300 L/s, mientras que la de Tchobanoglous lo es para el rango de 4 a 5000 L/s). Esta última relación es adecuada cuando la contribución de aguas residuales de procedencia comercial, industrial e institucional no representa más del 25% del caudal total de aguas residuales.

En general el valor de F debe ser mayor o igual a 1.4 y debe calcularse tramo por tramo de acuerdo con el incremento progresivo de población y caudal.

En los casos en que sea conveniente (proyectos compuestos por varios consumidores distintos), se deben establecer factores de mayoración o punta para el pico de la mañana (entre las 7:30 AM y las 9:30 AM) y el pico de la tarde (entre las 7:30 PM y las 9:30 PM), considerando el mayor valor resultante.

2.3.6. Caudal de diseño

El caudal de diseño de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario del día máximo, $Q_{\max/h}$, los aportes por infiltraciones y conexiones erradas.

$$Q_{\text{dis}} = Q_{\max/h} + Q_{\text{inf}} + Q_e$$

Este caudal es el correspondiente a las contribuciones acumuladas que llegan al tramo hasta el pozo de inspección inferior. Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea inferior a 1,5 L/s , debe adoptarse este valor como caudal de diseño considerada como la descarga mínima de un inodoro.

2.4. Diámetro interno real mínimo

En las redes de recolección y evacuación de aguas residuales, la sección circular es la más usual para los colectores, principalmente en los tramos iniciales. El diámetro interno real mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional es 200 mm (8 plg) con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema. Sin embargo, para sistemas simplificados, éste puede reducirse a 150 mm (6 plg), requiriéndose una justificación detallada por parte del diseñador. Las conexiones domiciliarias se harán en un diámetro mínimo de 4", las previstas para edificios, hoteles y comercios de envergaduras en un diámetro mínimo de 6".

2.5. Velocidad mínima

Si las aguas residuales fluyen por un periodo largo a bajas velocidades, los sólidos transportados pueden depositarse dentro de los colectores. En consecuencia, se debe disponer regularmente de una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante periodos de caudal bajo. Para lograr esto, se establece la velocidad mínima como criterio de diseño. La velocidad mínima real permitida en el colector es 0.30 m/s. Además se debe considerar:

| | |
|-------------------------------|------------|
| Velocidad mínima a tubo lleno | = 0.60 m/s |
| Velocidad mínima recomendable | = 0.45 m/s |

Para las condiciones iniciales de operación de cada tramo, debe verificarse el comportamiento autolimpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio. Por lo tanto, debe establecerse que el valor del esfuerzo cortante medio sea mayor o igual a 1,5 N/m² (0,15 Kg/m²) para el caudal inicial máximo horario.

En aquellos casos en los cuales, por las condiciones topográficas presentes, no sea posible alcanzar la velocidad mínima, debe verificarse que el esfuerzo cortante sea mayor que 1,2 N/m² (0,12 Kg/m²).

Los colectores que transporten aguas residuales típicamente industriales deben ceñirse a la legislación y normatividad vigentes sobre vertimientos de este tipo. Para estos colectores la velocidad mínima real aceptable para evitar la formación de sulfuros depende de la demanda bioquímica de oxígeno. Estos valores se definen en la tabla siguiente:

TABLA 36**Velocidad mínima de aguas residuales industriales⁽⁵⁷⁾**

| DBO (mg/l) | Velocidad mínima real (m/s) |
|-----------------------|--|
| Hasta 225 | 0,50 |
| De 226 a 350 | 0,65 |
| De 351 a 500 | 0,75 |
| De 501 a 690 | 0,90 |
| De 691 a 900 | 1,00 |

2.6. Velocidad máxima

Los valores máximos permisibles para la velocidad media en los colectores por gravedad dependen del material, en función de su sensibilidad a la abrasión. Los valores adoptados deben estar plenamente justificados en términos de características de los materiales, de las características abrasivas de las aguas residuales, de la turbulencia del flujo y de los empotramientos de los colectores. En general, se recomienda que la velocidad máxima real no sobrepase 5 m/s. Los valores mayores deben justificarse apropiadamente para ser aceptados por la empresa prestadora del servicio.

2.7. Pendiente mínima

El valor de la pendiente mínima del colector debe ser aquel que permita tener condiciones de autolimpieza y de control de gases adecuadas. Se utilizara como pendiente mínima aquella que no produzca velocidades menores a la mínima permisible a tubo lleno.

2.8. Pendiente máxima

El valor de la pendiente máxima admisible es aquel para el cual se tenga una velocidad máxima real, según el literal 2.6.

2.9. Profundidad hidráulica máxima y mínima.

Para permitir aireación adecuada del flujo de aguas residuales, el valor máximo permisible de la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector debe estar entre 70 y 85% del diámetro real de éste. La altura mínima del agua dentro del conducto no será menor del 20% del diámetro.

2.10. Profundidad mínima a la cota clave

Los colectores de redes de recolección y evacuación de aguas residuales deben estar a una profundidad adecuada para permitir el drenaje por gravedad de las descargas domiciliarias sin sótano, aceptando una pendiente mínima de éstas de 2% para tubería de 4" y 1% para tuberías de diámetro mayores. Además, el cubrimiento mínimo del colector debe evitar la ruptura de éste, ocasionada por cargas vivas que pueda experimentar. Los valores mínimos permisibles de cubrimiento de los colectores se definen en la tabla siguiente:

TABLA 37
Profundidad mínima de colectores⁽⁵⁷⁾

| Servidumbre | Profundidad a la clave del colector (m) |
|--------------------------------|---|
| Vías peatonales o zonas verdes | 0.75 |
| Vías vehiculares | 1.00 |

Para casos especiales como localidades con evidentes problemas de drenaje los valores anteriores pueden reducirse haciendo las provisiones estructurales y geotécnicas correspondientes. Las conexiones domiciliarias y los colectores de aguas residuales deben localizarse por debajo de las tuberías de acueducto.

2.11. Profundidad máxima a la cota clave

En general la máxima profundidad de los colectores es del orden de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y colectores durante (y después de) su construcción. Los cruces subterráneos de lagos, ríos y corrientes superficiales deberán acompañarse de un diseño apropiado e idóneo que justifique las dimensiones, los atraques y las profundidades empleadas y deberán proveerse de medios para impedir su destrucción por efectos de la socavación de la corriente atravesada.

2.12. Ancho de Zanja

Factores que determinan el ancho de zanja:

- Diámetro exterior de la tubería.
- Procedimiento a seguir para el acoplamiento de los tubos.
- Profundidad a la que se colocara la tubería.
- Tipo de suelo

Las dimensiones recomendables de zanjas para algunos diámetros de colectores se indican en la tabla siguiente:

TABLA 38
Dimensiones recomendables de zanja^(39, 43)

| Diámetro (mm) | Profundidad de Excavación | | | | | |
|---------------|---------------------------|----------|------------|----------|------------|----------|
| | De 0 a 2 m | | De 2 a 4 m | | De 4 a 5 m | |
| | Anchos de Zanja (m) | | | | | |
| | s/entib. | c/entib. | s/entib. | c/entib. | s/entib. | c/entib. |
| 200 | 0.85 | 0.75 | 0.95 | 0.85 | 1.05 | 0.95 |
| 300 | 0.95 | 0.85 | 1.05 | 1.00 | 1.15 | 1.05 |
| 400 | 1.05 | 0.95 | 1.15 | 1.10 | 1.25 | 1.15 |
| 500 | 1.15 | 1.05 | 1.25 | 1.20 | 1.35 | 1.25 |

2.13. Anchos de Zanja para dos o más Colectores

Para excavaciones donde se tenga que colocar dos o más colectores a la misma profundidad, el ancho de la zanja será igual a la distancia entre ejes de los colectores externos, más el sobre-ancho necesario para el trabajo de instalación y entibado fijado en los artículos que anteceden. La distancia entre ejes de colectores será variable en función de los diámetros correspondientes.

En el caso de tendido de dos colectores a diferente nivel, el ancho de la zanja común será igual a la distancia entre ejes de los colectores según la tabla anterior, más la suma de los radios exteriores extremos y la suma de los sobre anchos que resulten de la profundidad promedio de las zanjas, si fueran considerados separados.

Para unión dentro de zanja el ancho de ésta debe ser el suficiente para permitir al operario hacer las siguientes maniobras: colocar la plantilla, hacer el acoplamiento, acomodo y acostillado de la tubería y compactar el relleno.

2.14. Canaletas Media Caña

En el fondo de las cámaras de inspección, se construirán canaletas media caña, que permitan el escurrimiento del flujo en dirección aguas abajo. Su ejecución deberá evitar la turbulencia y la retención de material en suspensión. Estas canaletas tendrán sus aristas superiores a nivel de las claves de los colectores a las que sirven.

2.15. Registros con Caída

Para desniveles superiores a 0,50 m serán instaladas tuberías de caída que unan el colector con el fondo de la cámara mediante un codo de 90°.

El colector debe ser prolongado a la pared de la cámara de inspección, después de ejecutada la caída para permitir la existencia de una ventana para una desobstrucción eventual.

En caso de existir un desnivel máximo de 0,40 m, éste puede ser salvado efectuando una canaleta rápida que una el colector con el fondo de la cámara.

2.16 .Control de Remanso

Para evitar la formación de remansos, el fondo de la cámara de inspección deberá tener una pendiente similar a la pendiente mayor de los conductos que llegan a ella.

2.17. Ubicación de los Registros o Cámaras de Inspección

En los arranques de la red, para servir a uno o más colectores.

En los cambios de dirección, ya que se asume que todos los tramos de la red son rectos.

En los puntos donde se diseñan caídas en los colectores.

En los puntos de concurrencia de más de dos colectores.

En los cambios de pendiente o cambios de diámetro.

En cada cámara de inspección se admite solamente una salida de colector con agua.

2.18. Dimensiones de Cámaras de Inspección

El diámetro interno mínimo será de 1.20 m. El diámetro mínimo de la boca de ingreso a la cámara de inspección será de 0,60 m.

CAPITULO III REDES DE SISTEMAS DE DRENAJE Y ALCANTARILLADO PLUVIAL

3.1. Consideraciones generales

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias pueden proyectarse cuando las condiciones propias de drenaje de la localidad requieran una solución a la evacuación de la escorrentía pluvial. No necesariamente toda población o sector requiere un sistema de alcantarillado pluvial. Dependiendo de las condiciones topográficas, tamaño de la población, las características de las vías, la estructura y desarrollo urbano, entre otras, la evacuación de la escorrentía podría lograrse satisfactoriamente a través de las cunetas de las calles. Donde sea necesario, estos sistemas pueden abarcar la totalidad de la población o solamente los sectores con problemas de inundaciones.

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales pueden ser proyectados y construidos para:

- 1-Permitir una rápida evacuación de la escorrentía pluvial de las vías públicas.
- 2-Evitar la generación de caudales excesivos en las calzadas.
- 3-Evitar la invasión de aguas pluviales a propiedades públicas y privadas.
- 4-Evitar la acumulación de aguas en vías de tránsito.
- 5-Evitar la paralización del tráfico vehicular y peatonal durante un evento fuerte de precipitación.
- 6-Evitar las conexiones erradas del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.
- 7-Mitigar efectos nocivos a cuerpos de agua receptores por contaminación de escorrentía pluvial urbana.

Los siguientes son algunos de los factores que deben ser considerados en el estudio de los problemas de recolección y evacuación de aguas pluviales en áreas urbanas:

- Tráfico peatonal y vehicular.
 - Valor de las propiedades sujetas a daños por inundaciones.
 - Análisis de soluciones con canales abiertos o conductos cerrados.
- Profundidad de los colectores.

En la elaboración de un proyecto de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias es necesaria la consideración económica. La selección de los periodos de retorno que deben adoptarse en el proyecto está en función de la ocurrencia de eventos de precipitación y debe representar un balance adecuado entre los costos de construcción y operación y los costos esperados por daños y perjuicios de inundación para el periodo de diseño. La capacidad de recolección de aguas lluvias del conjunto de sumideros (imbornales) debe ser consistente con

la capacidad de evacuación de la red de colectores para garantizar que el caudal de diseño efectivamente llegue a la red de evacuación.

3.2. Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño constituyen los elementos básicos para el desarrollo del diseño de un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias. A continuación se establecen las condiciones para su definición y estimación. Es función de la DSPD y la Junta Técnica Asesora del Reglamento establecer los mecanismos, procedimientos y metodologías para la revisión, actualización y aceptación de los parámetros y valores para el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales.

3.2.1. Áreas de drenaje

El trazado de la red de drenaje de aguas lluvias debe, en general, seguir las calles de la localidad. La extensión y el tipo de áreas tributarias deben determinarse para cada tramo por diseñar. El área aferente debe incluir el área tributaria propia del tramo en consideración. Las áreas de drenaje deben ser determinadas por medición directa en planos, y su delimitación debe ser consistente con las redes de drenaje natural.

3.2.2. Caudal de diseño

Para la estimación del caudal de diseño puede utilizarse el método racional, el cual calcula el caudal pico de aguas lluvias con base en la intensidad media del evento de precipitación con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje y un coeficiente de escorrentía. La ecuación del método racional es:

$$Q = C I A$$

De acuerdo con el método racional, el caudal pico ocurre cuando toda el área de drenaje está contribuyendo, y éste es una fracción de la precipitación media bajo las siguientes suposiciones:

- 1.- El caudal pico en cualquier punto es una función directa de la intensidad i de la lluvia, durante el tiempo de concentración para ese punto.
- 2.- La frecuencia del caudal pico es la misma que la frecuencia media de la precipitación.
- 3.- El tiempo de concentración está implícito en la determinación de la intensidad media de la lluvia por la relación anotada en el punto 1 anterior.

El método racional es adecuado para áreas de drenaje pequeñas hasta de 13 km^2 . Cuando son relativamente grandes, puede ser más apropiado estimar los caudales mediante otros modelos lluvia escorrentía que representen mejor los hietogramas de precipitación e hidrogramas de respuesta de las áreas de drenaje y que eventualmente tengan en cuenta la capacidad de amortiguamiento de las ondas dentro de la red de colectores. En estos casos, es necesario justificar el método de cálculo.

3.2.3. Curvas de intensidad-duración-frecuencia

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) constituyen la base climatológica para la estimación de los caudales de diseño. Estas curvas sintetizan las características de los eventos extremos máximos de precipitación de una determinada zona y definen la intensidad media de lluvia para diferentes duraciones de eventos de precipitación con periodos de retorno específicos. Es necesario verificar la existencia de curvas IDF para la localidad. Si existen, éstas deben ser analizadas para establecer su validez y confiabilidad para su aplicación al proyecto. Si no existen, es necesario obtenerlas a partir de información existente de lluvias. La obtención de las curvas IDF debe realizarse con información pluviográfica de estaciones ubicadas en la localidad, derivando las curvas de frecuencia correspondientes mediante análisis puntuales de frecuencia de eventos extremos máximos. La distribución de probabilidad de Gumbel se recomienda para estos análisis, aunque otras también pueden ser ajustadas. Eventualmente, es posible hacer análisis regionales de frecuencia en caso de disponer de más de una estación pluviográfica. Si no existe información en la población, debe recurrirse a estaciones localizadas en la zona lo más cercanas a la población.

En el apéndice 12.1. se presentan las intensidades máximas versus duración para diferentes periodos de retorno, obtenidas de las diferentes estaciones pluviográficas existentes en el país 1982, a los fines de ser utilizada como guía básica para diseño, sin descartar el proceso de obtención de información actualizada.

3.2.4. Periodo de retorno de diseño

El periodo de retorno de diseño debe determinarse de acuerdo con la importancia de las áreas y con los daños, perjuicios o molestias que las inundaciones periódicas puedan ocasionar a los habitantes, tráfico vehicular, comercio, industria, etc. La selección del periodo de retorno está asociada entonces con las características de protección e importancia del área de estudio y, por lo tanto, el valor adoptado debe estar justificado. En la tabla siguiente se establecen valores de periodos de retorno o grado de protección.

TABLA 39
Periodos de retorno o grado de protección^(44,57)

| Características del área de drenaje | Mínimo (años) | Aceptable (años) | Recomendado (años) |
|--|---------------|------------------|--------------------|
| Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha | 2 | 2 | 3 |
| Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 ha | 2 | 3 | 5 |
| Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha | 2 | 3 | 5 |
| Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha | 5 | 5 | 10 |
| Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores de 1000 ha | 10 | 25 | 25 |
| Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 ha | 25 | 25 | 50 |

3.2.5. Intensidad de precipitación

La intensidad de precipitación que debe usarse en la estimación del caudal pico de aguas lluvias corresponde a la intensidad media de precipitación dada por las curvas IDF para el periodo de retorno de diseño definido y una duración equivalente al tiempo de concentración de la escorrentía,

Los valores de intensidad dados por las curvas IDF corresponden a valores puntuales representativos de áreas relativamente pequeñas. En la medida en que las áreas de drenaje consideradas se hacen más grandes, la intensidad media de la lluvia sobre éstas se reduce en razón de la variabilidad espacial del fenómeno de precipitación. En consecuencia, resulta conveniente considerar factores de reducción de la intensidad media de la precipitación en la medida en que el área de drenaje se incrementa. Los valores de la tabla siguiente corresponden a factores de reducción para convertir la intensidad puntual en intensidad media espacial.

TABLA 40
Factor de reducción^(28, 57)

| Áreas de drenaje (ha) | Factor de reducción |
|-----------------------|---------------------|
| 50 – 100 | 0.99 |
| 100 – 200 | 0.95 |
| 200 – 400 | 0.93 |
| 400 – 800 | 0.90 |
| 800 – 1300 | 0.88 |

3.2.6. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía, C, es función del tipo de suelo, del grado de permeabilidad de la zona, de la pendiente del terreno y otros factores que determinan la fracción de la precipitación que se convierte en escorrentía. En su determinación deben considerarse las pérdidas por infiltración en el suelo y otros efectos retardadores de la escorrentía. De igual manera, debe incluir consideraciones sobre el desarrollo urbano, los planes de ordenamiento territorial y las disposiciones legales locales sobre uso del suelo. El valor del coeficiente C debe ser estimado tanto para la situación inicial como la futura, al final del periodo de diseño.

Para áreas de drenaje que incluyan sub-áreas con coeficientes de escorrentía diferentes, el valor de C representativo del área debe calcularse como el promedio ponderado con las respectivas áreas.

Para la estimación de C existen tablas de valores y fórmulas, algunas de las cuales se presentan en la tabla siguiente como guía para su selección. La adopción de determinados valores debe estar justificada.

TABLA 41
Coeficiente de escorrentía o impermeabilidad^(44, 57)

| Tipo de superficie | C |
|---|-----------|
| Cubiertas | 0.75-0.95 |
| Pavimentos asfálticos y superficies de concreto | 0.70-0.95 |
| Vías adoquinadas | 0.70-0.85 |
| Zonas comerciales o industriales | 0.60-0.95 |
| Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras | 0.75 |
| Residencial multifamiliar, con bloques contiguos y zonas duras entre éstos | 0.60-0.75 |
| Residencial unifamiliar, con casas contiguas y predominio de jardines | 0.40-0.60 |
| Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados | 0.45 |
| Residencial, con predominio de zonas verdes y parques-cementerios | 0.30 |
| Laderas sin vegetación | 0.60 |
| Laderas con vegetación | 0.30 |
| Parques recreacionales | 0.20-0.35 |

3.2.7. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración está compuesto por el tiempo de entrada y el tiempo de recorrido en el colector. El tiempo de entrada corresponde al tiempo requerido para que la escorrentía

llegue al sumidero del colector, mientras que el tiempo de recorrido se asocia con el tiempo de viaje o tránsito del agua dentro del colector.

$$T_C = T_e + T_t$$

3.2.7.1. Tiempo de entrada, T_e

Existen varias fórmulas para estimar el tiempo de entrada. El diseñador deberá proponer la más apropiada (La ecuación de la FAA de los Estados Unidos se utiliza frecuentemente para la escorrentía superficial en áreas urbanas así como la fórmula de Kerby).

3.2.7.2. Tiempo de recorrido, T_t El tiempo de recorrido en un colector se puede calcular como:

$$T_t = \frac{L_c}{60-V}$$

Dado que T_t debe corresponder a la velocidad real del flujo en el colector, el tiempo de concentración puede determinarse mediante un proceso iterativo, tal como se describe a continuación:

- 1.-Suponer un valor de la velocidad real en el colector.
- 2.-Calcular T_t .
- 3.-Calcular T_e .
- 4.-Obtener T_c .
- 5.-Obtener i para este valor de T_c y el periodo de retorno adoptado.
- 6.-Estimar Q con el método racional.
- 7.-Con este valor de Q , estimar T_t real; si el valor de T_t estimado en el paso 2 difiere en más de 10% por defecto o exceso con respecto al valor calculado en el paso 7, es necesario volver a repetir el proceso.

El tiempo de concentración mínimo en pozos iniciales es 10 minutos y máximo 20 minutos. El tiempo de entrada mínimo es 5 minutos.

Si dos o más colectores confluyen a la misma estructura de conexión, debe considerarse como tiempo de concentración en ese punto el mayor de los tiempos de concentración de los respectivos colectores.

3.2.8. Diámetro mínimo

En las redes de recolección y evacuación de aguas lluvias, y principalmente en los primeros tramos, la sección circular es la más usual para los colectores. El diámetro nominal mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias es 300 mm. Sin embargo, en casos especiales, y con plena justificación por parte del diseñador, puede reducirse en los tramos iniciales a 250 mm.

3.2.9. Aporte de sedimentos

La recolección de aguas lluvias necesariamente implica también la captación de material granular y coloidal que la escorrentía superficial transporta. Igualmente, pueden captarse lodos provenientes de conexiones erradas sanitarias. Las características granulométricas de estos aportes sólidos dependen de las condiciones topográficas, tipo de suelos, protección de éstos con la cobertura vegetal y erosividad de la lluvia, entre otros factores. Es necesario entonces identificar el tipo de material que las áreas de drenaje pueden aportar a los colectores, haciendo énfasis en el componente granular, pues éste determina en buena parte los requisitos de autolimpieza de los colectores, evacuación de lodos y la necesidad de construir desarenadores estratégicamente ubicados antes del ingreso de las aguas lluvias a la red de colectores.

3.2.10. Velocidad mínima

Las aguas lluvias transportan sólidos que pueden depositarse en los colectores si el flujo tiene velocidades reducidas. Por lo tanto, debe disponerse de una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante periodos de caudal bajo. Para esto se establece la velocidad mínima como criterio de diseño. La velocidad mínima real permitida en el colector es 0.75 m/s para el caudal de diseño.

En cada tramo debe verificarse el comportamiento autolimpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio. Se establece, por lo tanto, que el valor del esfuerzo cortante medio sea mayor o igual a 3,0 N/m² (0,3 Kg/m²) para el caudal de diseño, y mayor o igual a 1,5 N/m² (0,15 Kg/m²) para el 10% de la capacidad a tubo lleno.

3.2.11. Velocidad máxima

Los valores máximos permisibles para la velocidad media en los colectores dependen del material, en función de su sensibilidad a la abrasión. Los valores adoptados deben estar plenamente justificados por el diseñador en términos de la resistencia a la abrasión del material, de las características abrasivas de las aguas lluvias, de la turbulencia del flujo y de los empotramientos de los colectores. Valores típicos de velocidad máxima permisible varían, en función del material, desde 3.00 m/s para hormigón hasta 10 m/s para materiales termoplásticos.

3.2.12. Pendiente mínima

El valor de la pendiente mínima del colector debe ser aquel que permita tener condiciones de autolimpieza, de acuerdo con los criterios del literal 3.2.10.

3.2.13. Pendiente máxima

El valor de la pendiente máxima admisible es aquella para la cual se tenga una velocidad máxima real, según el literal 3.2.11.

3.2.14. Profundidad hidráulica máxima

La profundidad hidráulica máxima en colectores de aguas lluvias puede ser la correspondiente a flujo lleno.

3.2.15. Profundidad mínima a la cota clave

La profundidad mínima utilizada será de 1.30 metros y aun menores siempre que no interfiera con otros servicios.

3.2.14. Profundidad máxima a la cota clave

La máxima profundidad de los colectores de aguas lluvias debe seguir los mismos parámetros de los establecido para los colectores de aguas residuales.

CAPITULO IV ESTACIONES ELEVADORAS Y DE BOMBEO

6.1. Definición

Las estaciones de bombeo son instalaciones, construidas y equipadas para transportar el agua residual del nivel de succión o de llegada a las unidades de tratamiento, al nivel superior o de salida de la misma. Las estaciones de bombeo de aguas residuales son necesarias para elevar y/o transportar, cuando la disposición final del flujo por gravedad ya no es posible.

6.2. Determinación de la ubicación

La determinación de la ubicación de la estación de bombeo es de suma importancia, sobre todo en áreas no desarrolladas o particularmente urbanizadas, ya que ello determinará en muchos casos el desarrollo completo del área. La parte estética o arquitectónica también, debe ser considerada en la selección del sitio de tal forma que no afecte adversamente el área vecina. Entre otros detalles se debe considerar lo siguiente:

- Condiciones del sitio
- Propietarios del terreno
- Accesibilidad vehicular
- Disponibilidad de servicios, energía (tensión y carga), agua potable, teléfonos, etc.
- Las dimensiones del terreno deben satisfacer las necesidades presentes y la expansión futura.

6.3. Diseño hidráulico del cárcamo (pozo de succión).

El pozo de colecta o cárcamo, también llamado de succión, es el compartimiento destinado a recibir y acumular las aguas residuales durante un periodo de tiempo.

En general se admite que el periodo de permanencia de las aguas residuales en el cárcamo sea aproximadamente de 10 minutos, considerando la carga media Q_m . Cuando la descarga de entrada en el cárcamo fuese inferior a la descarga media, las aguas residuales permanecerán por más tiempo en el interior del pozo, lo que trae como consecuencia, la producción de malos olores, o desprendimiento de gases y la acumulación de lodos en el fondo del pozo. Por esta razón es aconsejable adoptar un periodo de retención igual o menor a 45 minutos para el menor de los caudales.

6.4. Profundidad del pozo de succión

La profundidad del pozo a partir del nivel del terreno, será determinada por tres criterios, las cuales en orden descendente son:

- Cota de la solera de la tubería afluyente.
- Distancia entre niveles máximos y mínimos es del orden de 1.0 m, admitiéndose 0.10 m, por encima y por debajo para activar alarma cuando fuese necesaria. En pequeñas estaciones, se puede reducir este rango, hasta un mínimo de 0.50m.
- Altura requerida para la instalación de la bomba y piezas especiales, manteniéndose el nivel mínimo de forma de proporcionar condiciones para que la bomba opere siempre ahogada

6.5. Volumen del pozo de succión

Su dimensionamiento varía fundamentalmente en relación de los aspectos siguientes:

- Tiempo de permanencia del agua residual en el pozo.
 - Frecuencia de operación del conjunto de elevación.
- Para elevaciones que no sean de gran dimensión, el ciclo de operación de una bomba debe estar de 5 a 30 minutos (tiempo de retención).

6.6. Instalaciones de cribado (rejas)

La mayoría de las estaciones de bombeo, excepto en las más pequeñas, se suele instalar algún tipo de dispositivo en la cámara de succión que separe o desmenuce los trapos y otros materiales. Los dispositivos que son más utilizados son las rejas y dilaceradores. Se utilizara preferiblemente la primera por consideraciones de costos y mantenimiento, previendo la segunda, cuando sea requerido, para ubicarla en la planta de tratamiento.

La reja es dispositivo formado por un conjunto de barras paralelas cuya misión es separar los objetos contenidos en el agua residual. Los residuos extraídos de las rejas han de ser evacuados a alguna zona adecuada para ello, o bien pueden triturarse y ser retornados al agua residual.

6.7. Capacidad de las Bombas

Los caudales de bombeo deben estar basados en los caudales de diseño iniciales, intermedios (etapas sucesivas de expansión) y finales de los colectores que conforman la red de drenaje

tributaria a la estación de bombeo. En general se consideran para una estación de bombeo de aguas residuales el caudal promedio diario, los caudales diarios mínimos y máximos y el caudal pico horario. Tanto para aguas residuales como pluviales, deben tenerse en cuenta los siguientes factores:

- Caudal al final del periodo de diseño.
- Caudal mínimo al final del periodo de diseño.
- Caudal máximo al final de cada etapa del periodo de diseño.
- Caudal mínimo al final de cada etapa del periodo de diseño.
- Caudal máximo al inicio de la operación de la estación.
- Caudal máximo al final de la operación de la estación

La potencia requerida por las bombas debe calcularse para el caudal máximo y la altura dinámica media total, teniendo en cuenta su eficiencia. Para la estimación de las pérdidas de cabeza pueden utilizarse las fórmulas de Darcy-Weisbach o Hazen-Williams, entre otras, incluyendo pérdidas por fricción y pérdidas por accesorios de unión y control. En cada caso debe justificarse su uso. Es necesario analizar varios escenarios de operación de las bombas y establecer el comportamiento hidráulico mediante las curvas del sistema y las curvas características de las bombas. Finalmente, para todos los caudales previstos debe verificarse el índice de cavitación.

Para la altura dinámica que debe vencer la bamba (TDH), los términos que se utilizaran específicamente en el análisis de bombas y sistemas de bombeo son:

- Altura geométrica de aspiración o succión (hs).
- Altura geométrica de elevación o impulsión (TDH: altura dinámica total).
- Altura geométrica total (H geom).
- Altura de seguridad (Hseg).
- Pérdidas totales

6.8. Tipo de bombas y etapas del proyecto

La magnitud y las variaciones de los caudales y los desniveles que deben ser vencidos permiten determinar el tipo de bomba. Las variaciones de caudales máximos a lo largo del tiempo contribuyen a determinar las etapas del proyecto y el tipo de instalación. Para pequeñas estaciones de bombeo pueden adoptarse instalaciones simplificadas con automatización en función de los niveles en el pozo húmedo. Deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- Características del agua residual afluyente.
- Tipo de energía disponible.
- Espacios requeridos y disponibles.
- Forma de operación prevista.
- Variación en los niveles máximo y mínimo en la succión y la descarga, así como la variación en los caudales.
- Periodos de operación.
- Compatibilidad con equipos existentes.

La estación de bombeo puede estar conformada por varias bombas (mínimo 2). Usualmente, éstas están en paralelo, en el caso de aguas residuales y lluvias. Debe procurarse que las bombas sean del mismo tipo y capacidad, y guardar similitud con equipos existentes. Otros criterios de selección son economía, facilidad de operación, disponibilidad en el mercado y soporte técnico.

Para establecer el número de bombas, pueden seguirse las siguientes pautas:

- Debido a que el caudal máximo no se presenta en la etapa inicial, deben seleccionarse bombas iguales que se irán instalando de acuerdo con los requerimientos de las diferentes etapas.
- En el caso de bombas pequeñas, deben instalarse como mínimo dos unidades, cada una con capacidad para bombear el caudal máximo, quedando la segunda como reserva.
- En estaciones mayores debe ser prevista, además de las unidades necesarias para el caudal máximo, por lo menos una bomba con capacidad igual a la mayor de las bombas instaladas, como reserva.
- En la selección de las unidades de bombeo deben observarse cuidadosamente las recomendaciones técnicas (curvas características) y operativas de los fabricantes.

TITULO V ***SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES***

CAPITULO I **CHARACTERIZACION DE AGUAS RESIDUALES**

1.1. Medición de caudales

Para la determinación del caudal de las descargas deben efectuarse por lo menos 3 jornadas de medición horaria durante las 24 horas del día y en cada uno de los emisarios que se consideren representativos. Con estos datos deben determinarse los caudales medio y máximo horario representativos de cada descarga y el factor de mayoración correspondiente, según lo establecido anteriormente.

Los caudales deben relacionarse con la población de aporte de cada descarga para determinar los correspondientes aportes de agua residual per cápita. En caso de existir descargas industriales dentro del sistema de alcantarillado, deben calcularse por separado los caudales domésticos e industriales.

Deben efectuarse mediciones para determinar la cantidad de agua de infiltración y otros caudales afluentes asociados a conexiones erradas al sistema de alcantarillado. Deben encontrarse factores para caudales de infiltración (en términos de área o de longitud de la red L/s/ha ó L/s/km) de modo que se pueda proyectar el caudal esperado. Así mismo deben tenerse en cuenta los periodos de sequía y de lluvia.

Los aportes asociados a periodos de lluvia deben ser tomados en consideración al determinar el caudal de diseño, para lo cual debe hacerse un estudio de infiltración y afluentes. Es altamente recomendable que antes de construir la planta de tratamiento se realicen campañas de minimización de caudales de infiltración, afluentes y conexiones erradas al sistema, pues estos aumentan innecesariamente el tamaño de la planta y por ende los costos.

Los principales tipos de medidores usados son los vertederos proporcionales, el medidor Parshall, el medidor venturi, los vertederos rectangulares y triangulares.

Medidor proporcional

Para lograr que la velocidad sea constante a través de un desarenador se emplea el vertedero proporcional, localizado a la salida del desarenador y consta de una plancha a través de la corriente. El vertedero de flujo proporcional consiste en una combinación de un vertedero con un orificio, el cual tiene una línea recta horizontal inferior que constituye la cresta del vertedero. Los lados del orificio son líneas curvas, de tal manera que el área de la sección transversal del mismo, disminuye al aumentar la profundidad de flujo sobre el vertedero.

Las dimensiones de la abertura deben calcularse en forma tal que la relación Q/A en el desarenador sea constante donde $Q = \text{m}^3/\text{s}$ y $A = \text{área de la sección transversal en m}^2$.

La fórmula de caudal es:

$$Q = 4.20(x y^{1/2}) y$$

En la cual:

$Q = \text{Caudal (gasto), m}^3/\text{s}$

$x = \text{Lado horizontal superior variable del orificio, m}$

$y = \text{Carga sobre el vertedero, m}$

Para que "Q" sea proporcional a "y", $xy^{1/2}$ debe ser una constante = K

Para su diseño deberá considerarse lo siguiente:

-La cresta del vertedero deberá estar a un mínimo de 0.30 m sobre el fondo de la cámara.

-El vertedero no deberá trabajar sumergido.

-La distancia mínima entre la cresta del vertedero y la superficie del agua, aguas abajo deberá ser de 0.075 m.

Medidor Parshall

El medidor Parshall está incluido entre los medidores de flujo crítico es de fácil construcción, presenta la ventaja de depender de sus propias características hidráulicas, una sola determinación de carga es suficiente, la pérdida de carga es baja, posee sistema de auto limpieza que hace que no haya obstáculos capaces de provocar formación de depósitos, por lo tanto es el más recomendable para medir caudales de aguas residuales sin tratar. Se deberá colocar a continuación del desarenador.

El gasto Q es obtenido por la ecuación siguiente:

$$Q = K (H_a)^n$$

En la cual:

$H_a = \text{Profundidad en relación con la cresta obtenida en el piezómetro situado a los } 2/3 \text{ del largo } A \text{ de la convergencia, contando esa distancia a lo largo de la pared de la convergencia de abajo para arriba, a partir de la sección extrema de abajo de la convergencia.}$

K y n =Valores numéricos que se muestran en la tabla siguiente de acuerdo con la magnitud de la garganta (W).

TABLA 42
Valores de K y n en el Medidor Parshall⁽⁹⁾

| W(m) | "K" | "n" | Caudal Mínimo (m ³ /s) | Caudal Máximo (m ³ /s) |
|-------|-------|-------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 0.076 | 0.176 | 1.547 | 0.00085 | 0.0538 |
| 0.152 | 0.381 | 1.580 | 0.00152 | 0.1104 |
| 0.229 | 0.535 | 1.530 | 0.00255 | 0.2519 |
| 0.305 | 0.690 | 1.522 | 0.00311 | 0.4556 |
| 0.457 | 1.054 | 1.538 | 0.00425 | 0.6962 |
| 0.610 | 1.426 | 1.550 | 0.01189 | 0.9367 |
| 0.925 | 2.182 | 1.556 | 0.01726 | 1.4263 |
| 1.220 | 2.935 | 1.578 | 0.03679 | 1.9215 |
| 1.525 | 3.728 | 1.587 | 0.06280 | 2.4220 |
| 1.830 | 4.515 | 1.595 | 0.07440 | 2.9290 |
| 2.135 | 5.306 | 1.601 | 0.11540 | 3.4400 |
| 2.440 | 6.101 | 1.606 | 0.13070 | 3.9500 |

Vertederos rectangular y triangular

Los vertederos rectangulares o triangulares se deberán instalar en las salidas de los sistemas de tratamiento, pues las aguas residuales ya han sido tratadas, no habiendo problemas de sólidos que puedan obstruir esos dispositivos. Estos vertederos deberán ser de pared delgada y arista viva y deberán trabajar a descarga libre.

El triangular deberá ser de escotadura en ángulo de 90°. Este vertedero proporciona un excelente método para medir pequeños gastos.

En las tablas siguientes se disponen algunos valores de caudales para vertedero rectangular y triangular con escotadura en ángulo recto.

TABLA 43
Caudal o gasto por metro lineal en vertedero rectangular⁽⁹⁾

| Carga (m) | Caudal (m ³ /s) | Carga (m) | Caudal (m ³ /s) | Carga (m) | Caudal (m ³ /s) |
|-----------|----------------------------|-----------|----------------------------|-----------|----------------------------|
| 0.01 | 0.0018 | 0.18 | 0.1360 | 0.35 | 0.3686 |
| 0.02 | 0.0050 | 0.19 | 0.1474 | 0.36 | 0.3845 |
| 0.03 | 0.0098 | 0.20 | 0.1591 | 0.37 | 0.4007 |
| 0.04 | 0.0142 | 0.21 | 0.1712 | 0.38 | 0.4169 |
| 0.05 | 0.0199 | 0.22 | 0.1837 | 0.39 | 0.4336 |

| Carga (m) | Caudal (m ³ /s) | Carga (m) | Caudal (m ³ /s) | Carga (m) | Caudal (m ³ /s) |
|-----------|----------------------------|-----------|----------------------------|-----------|----------------------------|
| 0.06 | 0.0262 | 0.23 | 0.1963 | 0.40 | 0.4503 |
| 0.07 | 0.0329 | 0.24 | 0.2093 | 0.41 | 0.4673 |
| 0.08 | 0.0403 | 0.25 | 0.2225 | 0.42 | 0.4845 |
| 0.09 | 0.0481 | 0.26 | 0.2360 | 0.43 | 0.5020 |
| 0.10 | 0.0562 | 0.27 | 0.2497 | 0.44 | 0.5196 |
| 0.11 | 0.0650 | 0.28 | 0.2638 | 0.45 | 0.5374 |
| 0.12 | 0.0740 | 0.29 | 0.2780 | 0.46 | 0.5554 |
| 0.13 | 0.0835 | 0.30 | 0.2925 | 0.47 | 0.5735 |
| 0.14 | 0.0933 | 0.31 | 0.3072 | 0.48 | 0.5919 |
| 0.15 | 0.1034 | 0.32 | 0.3222 | 0.49 | 0.6105 |
| 0.16 | 0.1139 | 0.33 | 0.3375 | 0.50 | 0.6294 |
| 0.17 | 0.1248 | 0.34 | 0.3530 | | |

TABLA 44
Caudal o gasto en vertedero triangular (escotadura 90°)⁽⁹⁾

| Carga (m) | Caudal (m ³ /s) | Carga (m) | Caudal (m ³ /s) | Carga (m) | Caudal (m ³ /s) |
|-----------|----------------------------|-----------|----------------------------|-----------|----------------------------|
| 0.01 | 0.0000 | 0.18 | 0.01918 | 0.35 | 0.10150 |
| 0.02 | 0.0000 | 0.19 | 0.02198 | 0.36 | 0.10864 |
| 0.03 | 0.00014 | 0.20 | 0.02506 | 0.37 | 0.11662 |
| 0.04 | 0.00042 | 0.21 | 0.02828 | 0.38 | 0.12460 |
| 0.05 | 0.00084 | 0.22 | 0.03178 | 0.39 | 0.13300 |
| 0.06 | 0.00126 | 0.23 | 0.03556 | 0.40 | 0.14168 |
| 0.07 | 0.00182 | 0.24 | 0.03948 | 0.41 | 0.15064 |
| 0.08 | 0.00252 | 0.25 | 0.04368 | 0.42 | 0.16002 |
| 0.09 | 0.00336 | 0.26 | 0.04830 | 0.43 | 0.16968 |
| 0.10 | 0.00448 | 0.27 | 0.05306 | 0.44 | 0.17976 |
| 0.11 | 0.00560 | 0.28 | 0.05810 | 0.45 | 0.19012 |
| 0.12 | 0.00700 | 0.29 | 0.06342 | 0.46 | 0.20090 |
| 0.13 | 0.00854 | 0.30 | 0.06902 | 0.47 | 0.21196 |
| 0.14 | 0.01022 | 0.31 | 0.07490 | 0.48 | 0.22344 |
| 0.15 | 0.01218 | 0.32 | 0.08106 | 0.49 | 0.23534 |
| 0.16 | 0.01428 | 0.33 | 0.08764 | 0.50 | 0.24752 |
| 0.17 | 0.01666 | 0.34 | 0.09436 | | |

1.2. Recolección y preservación de muestras

Para la evaluación de las diferentes características de un agua residual se deben seguir los métodos normales o estándar. Para una caracterización adecuada de esta agua se requiere de una técnica apropiada de muestreo que asegure resultados representativos del caudal global de aguas residuales y no solamente del caudal que circula en el instante del muestreo.

Para que la muestra sea representativa, se prefieren sitios de muestreo con flujo turbulento donde el agua residual esté bien mezclada; sin embargo el sitio de muestreo debe seleccionarse de acuerdo con cada problema individual de estudio. Los períodos de muestreo dependen del régimen de variación del caudal, de la disponibilidad de recursos económicos y de los propósitos del programa de muestreo.

Cantidad: Deberán recogerse dos litros de muestra para la mayoría de los análisis fisicoquímicos. Ciertos ensayos necesitan volúmenes más grandes. No debe utilizarse la misma muestra para ensayos químicos, bacteriológicos y microscópicos debido a que los métodos de muestreo y manipulación son diferentes.

Preservación de muestras: Las muestras obtenidas en el campo deben constituirse en una representación precisa del material del que se está haciendo el muestreo; por tal motivo deben ser obtenidas, conservadas, transportadas y almacenadas de manera que cuando lleguen al laboratorio todavía sean representativas del material existente en el campo.

Métodos de preservación: Según el caso se deben usar:

- a) Control del pH.
- b) Adición de reactivos.
- c) Uso de envases opacos o de color ámbar.
- d) Refrigeración.
-) Filtración.
- f) Congelamiento.

Muestra instantánea o simple: Representa solamente las características del agua residual para el instante de muestreo y en la mayoría de los casos, pueden no ser representativas de un período prolongado, puesto que estas características varían con el tiempo.

Las muestras simples se usan para:

- Determinar las características de descargas instantáneas circulantes, identificar la fuente y evaluar los efectos potenciales en los procesos de tratamiento. Estas descargas son frecuentemente detectadas visualmente por el operador del sistema.
- Estudiar variaciones y extremos en un flujo de desechos en determinado período. -Evaluar la descarga si ésta ocurre intermitentemente durante períodos cortos.
- Determinar si la composición de la corriente para hacer el muestreo es razonablemente constante.
- Determinar si los componentes por analizar son inestables o no pueden ser preservados.

Los parámetros que deben medirse para caracterizar el agua residual por medio de muestras instantáneas, son los siguientes: oxígeno disuelto, coliformes, alcalinidad, acidez, grasas, aceites, pH y temperatura.

Muestra compuesta: Son la mezcla de varias muestras instantáneas recolectadas en el mismo punto de muestreo en diferentes tiempos a intervalos regulares generalmente una hora, durante 24 horas. La mezcla se hace sin tener en cuenta el caudal en el momento de la toma.

Las muestras compuestas se usan para:

-Determinar la DBO 5 total y soluble, DQO soluble y total, sólidos suspendidos, disueltos y sedimentables, nitrógeno total, fósforo, cloruros, aceites y grasas, metales pesados, y detergentes.

Muestra integrada: Consiste en la toma de muestras simples, tomadas en diferentes puntos simultáneamente y tan cerca como sea posible, que luego se mezclan para su análisis. La integración debe hacerse de manera proporcional a los caudales medidos al tomar la muestra. Las muestras integrales deben usarse en los casos siguientes:

-Caracterizar el caudal de un río, el cual varía su composición a lo largo de su trayecto y su ancho. Se toman varias muestras para diferentes puntos de la sección transversal y se mezclan en proporción a los flujos relativos para cada sección.

-Cálculo de las cargas (kg/d) de las sustancias contaminantes en la corriente de agua.

-Tratamientos combinados para diferentes corrientes de aguas residuales separadas.

1.3. Parámetros de calidad del agua residual

Para la caracterización de aguas residuales debe procederse, para cada descarga importante, a realizar por lo menos cinco jornadas de medición y muestreo horario de 24 horas de duración, con determinaciones de caudal y temperatura en el campo. Las campañas deben efectuarse en días diferentes. En las muestras preservadas e integradas debe procederse a la determinación de, por lo menos, los parámetros que se especifican a continuación:

TABLA 45
Parámetros a requeridos en aguas residuales⁽⁶²⁾

| Numero | Parámetro |
|--------|---|
| 1 | Oxígeno disuelto |
| 2 | SS SST SSV |
| 3 | DBO5 Soluble Total |
| 4 | DQO Soluble Total |
| 5 | Nitrógeno Total Orgánico Soluble Particulado Amoniacal Soluble Particulado Nitritos Nitratos |
| 6 | Fosforo Total Soluble Particulado |
| 7 | Cloruros |
| 8 | Alcalinidad |

| Numero | Parámetro |
|--------|----------------------------|
| 9 | Aceites y Grasas |
| 10 | Coliformes Fecales Totales |
| 11 | pH |
| 12 | Acidez |
| 13 | Detergentes |

1.4. Estimación de carga unitaria

Deben hacerse estimativos de carga unitaria de origen doméstico con base en las jornadas de mediciones de caudales y concentraciones de sustancias contaminantes. En caso de no contar con mediciones, porque no existen sistemas de alcantarillado, deben utilizarse los valores de la tabla dada a continuación:

TABLA 46

Aportes per cápita para aguas residuales domésticas⁽⁶²⁾

| Parámetro | Intervalo | Valor sugerido |
|--------------------------------------|--|---------------------|
| DBO 5 días, 20°C, g/hab/día | 25 – 80 | 50 |
| Sólidos en suspensión, g/hab/día | 30 – 100 | 50 |
| NH ₃ -N como N, g/hab/día | 7.4 – 11 | 8.4 |
| N Kjeldahl total como N, g/hab/día | 9.3 - 13.7 | 12.0 |
| Coliformes totales, #/hab/día | 2x10 ⁸ - 2x10 ¹¹ | 2 x10 ¹¹ |
| Salmonella Sp., #/hab/día | | 1 x10 ¹¹ |
| Nematodos intes., #/hab/día | | 4 x10 ¹¹ |

CAPITULO II SISTEMAS DE PRETRATAMIENTO

2.1. Generalidades

Los sistemas pretratamiento de las aguas residuales son aquellos que tienen por objetivo el proceso de eliminación de aquellos constituyentes de las aguas residuales, que pudieren interferir con los procesos subsecuentes del tratamiento.

2.2. Rejillas

Las rejillas de barras pueden ser de limpieza manual o mecánica. Según el tamaño de las aberturas se clasifican como rejillas gruesas o finas.

-Las rejillas gruesas son aquellas con aberturas iguales o mayores de 6.4 mm pueden ser de barra o varillas de acero, se deben usar para proteger bombas, válvulas, tuberías y equipos, del taponamiento o interferencia causados por trapos, tarros y otros objetos grandes.

- La longitud de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano.
- En la parte superior de la rejilla debe proveerse una placa de drenaje o placa perforada para que los objetos rastrillados puedan almacenarse temporalmente para su escurrimiento.
- Las barras de la rejilla no deberán ser menores de 1 cm de anchura por 5 cm de profundidad.
- El canal donde se ubica la rejilla deberá ser recto, de fondo horizontal o con una pequeña pendiente hacia la rejilla y perpendicular a ésta.
- Por su gran importancia, la velocidad de aproximación deberá ser de 0.45 m/s a caudal promedio.
- Las rejillas de limpieza mecánica, deben limpiarse según su construcción, por la cara anterior o posterior. El ingeniero proyectista deberá determinar anticipadamente el tipo de equipo a usar, las dimensiones del canal de reja, el intervalo de variación de la profundidad del flujo en el canal y la separación de barras.

TABLA 47

Información típica para el diseño de rejillas de barras⁽⁵⁷⁾

| Parámetro | Limpieza manual | Limpieza mecánica |
|-----------------------------------|-----------------|-------------------|
| Sección recta de la barra: | | |
| Anchura (mm) | 5 - 15 | 5 - 15 |
| Profundidad (mm) | 25 - 37.5 | 25 - 37.5 |
| Separación entre barras (mm) | 25 - 50 | 15 - 75 |
| Ángulo con la vertical (grados) | 30 - 45 | 0 - 30 |
| Velocidad de aproximación (m/s) | 0.30 - 0.60 | 0.60 - 1.10 |
| Pérdida de carga admisible (m) | 0.15 | 0.15 |

Cálculo de pérdida de carga en rejillas de barras

Para el cálculo de la pérdida de carga se recomienda usar la siguiente ecuación:

$$K = \beta * (S / b)^{4/3} * \text{Sen}\alpha$$

Donde:

α , es el ángulo de inclinación medido con respecto a la horizontal

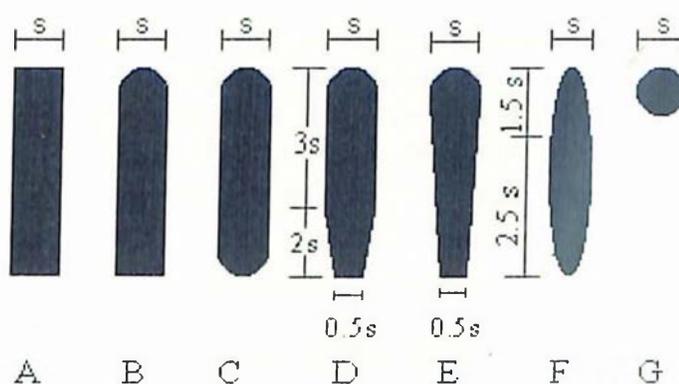
β , debe obtenerse de la tabla siguiente, en conjunto con el grafico de las diferentes formas de rejillas.

TABLA 48

Coefficiente de pérdida para rejillas⁽⁵⁷⁾

| Sección transversal | | | | | | | |
|---------------------|------|------|------|-------|------|------|------|
| Forma | A | B | C | D | E | F | G |
| β | 2.42 | 1.83 | 1.67 | 1.035 | 0.92 | 0.76 | 1.79 |

Diferentes formas de rejillas



Este procedimiento para calcular las pérdidas es válido solo cuando la rejilla está limpia. En ninguno de los dos casos se permitirá una pérdida de cabeza mayor a 75 cm.

2.3. Tamices

Los tamices a usarse pueden ser del tipo estático (fijos) o de tambor giratorio, provistos de una malla fina de acero inoxidable o de un material no ferroso. Normalmente se fabrican con aberturas que oscilan entre 0.2 y 6mm. El uso de éste tipo de tamices se limita a plantas pequeñas o plantas en las que las pérdidas de cargas no constituyan un problema. Se deberán usar en pretratamiento, tratamiento primario y secundario.

-Los tamices estáticos de malla en sección de cuña se fabrican con abertura entre 0.2 y 1.2 mm y para caudales entre 400 y 1200 L/m².min de superficie de tamiz, con pérdidas de carga entre 1.2 y 2.1 m

-Los tamices de tambor están disponibles en diversos tamaños, con diámetros variables entre 0.9 y 1.5 m y longitudes desde 1.2 a 3.7 m. Las pérdidas de cargas pueden oscilar entre 0.8 y 1.4 m.

2.4. Trituradores y rasgadores

Estos equipos generalmente deberán colocarse después de las cámaras desarenadoras, cuando se espera un volumen apreciable de sólidos duros.

Consisten, generalmente, en cilindros giratorios ranurados a través de los cuales pasa el agua residual. Los dientes cortadores van montados sobre el cilindro móvil, cortando y rasgando los sólidos separados contra un peine metálico especial.

Las ranuras varían frecuentemente, entre 5 a 10 mm. Las pérdidas de cargas en estos equipos varían desde poco centímetros hasta 0.30 m y puede alcanzar valores del orden de los 0.90 m en unidades de gran tamaño en condiciones de caudal máximo.

Para obtener los valores recomendados de las dimensiones de los canales, intervalos de velocidad, grado de submergencia aguas arriba y abajo y de las necesidades energéticas, se deberán consultar los gráficos y tablas elaborados por los fabricantes.

2.5. Desarenadores

La función de los desarenadores en el tratamiento de aguas residuales es remover arena, grava, cenizas, partículas u otro material sólido pesado que tenga velocidad de asentamiento o peso específico bastante mayor que el de los sólidos orgánicos putrescibles de las aguas residuales. Se deberán ubicar antes de todas las demás unidades de tratamiento, si con ello se facilita la operación de las demás etapas del proceso. Sin embargo la instalación de rejillas, antes del desarenador, también facilita la remoción de arena y la limpieza de los canales de desarenado. Se deben de proveer un mínimo de dos unidades.

Deben emplearse desarenadores cuando sea necesario cumplir con lo siguiente:

1. Protección de equipos mecánicos contra la abrasión
2. Reducción de la formación de depósitos pesados en tuberías, conductos y canales
3. Reducción la frecuencia de limpieza de la arena acumulada en tanques de sedimentación primaria y digestores de lodos.
4. Minimización de pérdida de volumen en tanques de tratamiento biológico.
5. Antes de las centrífugas, intercambiadores de calor y bombas de diafragma de alta presión.

TABLA 49
Geometría para desarenadores⁽²⁰⁾

| Parámetro | Desarenador de flujo horizontal | Desarenador aireado | Desarenador tipo vórtice |
|------------------------------|---------------------------------|---------------------|--------------------------|
| Profundidad (m) | 2 - 5 | 2 - 5 | 2.5 - 5 |
| Longitud (m) | | 8 - 20 | |
| Ancho (m) | | 2.5 - 7 | |
| Relación Largo : Ancho | 2.5 : 1 - 5 : 1 | 3 : 1 - 5 : 1 | |
| Relación Ancho : Profundidad | 1 : 1 - 5 : 1 | 1 : 1 - 5 : 1 | |
| Diámetro (m) | | | |
| Cámara superior | | | 1 - 7 |
| Cámara inferior | | | 1 - 2 |

2.6. Trampas para grasas y aceites

Son tanques pequeños de flotación donde la grasa sale a la superficie y es retenida mientras el agua aclarada sale por una descarga inferior. No lleva partes mecánicas y el diseño es similar al de un tanque séptico.

Se incluyen en sistemas de tratamiento de aguas residuales para establecimientos como estaciones de servicio (gasolineras), moteles, hospitales, restaurantes, hoteles, etc. en que existe una producción apreciable de grasas. Se deberán colocar aguas arriba del tanque séptico, sedimentador primario o de cualquier otra unidad que la requiera para prevenir obstrucciones, acumulación en las unidades de tratamiento y malos olores, etc.

Deben colocarse elementos controladores de flujo en las entradas para protección contra sobrecargas o alimentaciones repentinas. El diámetro de la entrada debe ser de un diámetro mínimo de 50 mm y el de la salida de por lo menos 100 mm. El extremo final del tubo de entrada debe tener una sumergencia de por lo menos 150 mm. El tubo de salida haga la recolección debe localizarse por lo menos a 150 mm del fondo del tanque y con una sumergencia de por lo menos 0.9 m.

TABLA 50

Información típica para el diseño de trampas de grasa⁽²⁰⁾

| Parámetro | Valores |
|------------------------------------|-----------------------|
| Tiempo de retención (min) | 15 - 30 |
| Área/cada litro/s(m ²) | 0.25 |
| Ancho/Longitud | 1:3 - 2:3 - 1:4, 1:18 |
| Velocidad ascendente(mm/s) | 4 |
| Diámetro de entrada (mm) Mínimo | 50 |
| Diámetro de salida (mm) mínimo | 150 |

El extremo final del tubo de entrada deberá tener una sumergencia mínima de 15 cm. La boca del tubo de salida deberá localizarse por lo menos a 15 cm del fondo del tanque y con una sumergencia no menor de 0.90 m.

TABLA 51

Capacidades de retención de grasa⁽²⁰⁾

| Tipo de afluente | Caudal (L/min) | Capacidad de retención de grasa (kg) | Capacidad máxima recomendada (L) |
|----------------------------|----------------|--------------------------------------|----------------------------------|
| Cocina de restaurante | 56 | 14 | 190 |
| Habitación sencilla | 72 | 18 | 190 |
| Habitación doble | 92 | 23 | 240 |
| Dos habitaciones sencillas | 92 | 23 | 240 |
| Dos habitaciones dobles | 128 | 32 | 330 |

| Tipo de afluente | Caudal (L/min) | Capacidad de retención de grasa (kg) | Capacidad máxima recomendada (L) |
|-------------------------------------|----------------|--------------------------------------|----------------------------------|
| Volumen de agua mayor de 115 litros | 56 | 14 | 115 |
| Volumen de agua mayor de 190 litros | 92 | 23 | 240 |
| Volumen entre 190 y 378 litros | 144 | 36 | 378 |

TABLA 52
Tiempos de retención hidráulicos⁽²⁰⁾

| Tiempo de retención (minutos) | Caudal de entrada (L/s) |
|-------------------------------|-------------------------|
| 3 | 2 - 9 |
| 4 | 10 - 19 |
| 5 | 20 o más |

2.7. Tanques de preaireación y floculación

Son otras instalaciones de tratamiento preliminar que se utilizan para mejorar la tratabilidad del agua residual y para la eliminación de grasas y espumas antes de la sedimentación primaria, mediante la preaireación y la floculación.

TABLA 53
Información típica para el diseño de tanques de preaireación y floculación⁽²⁰⁾

| Valores Parámetro | Intervalos | Típico |
|---|-------------|--------|
| Tiempo de retención, min. | 10 - 45 | 30 |
| Profundidad del tanque, m | 3.00 - 6.00 | 4.50 |
| Demanda de aire, m ³ /m ³ | 0.80 - 3.20 | 2.00 |
| Floculador: Tiempo de retención, min | 20 - 60 | 30 |
| Floculación producida por paletas, velocidad periférica de la paleta, m/s | 0.45 - 1.00 | 0.60 |
| Floculación con agitación por aire, con difusores de tubo poroso, m ³ /10 m ³ | 0.60 - 1.20 | 0.75 |

CAPITULO III SISTEMAS DE TRATAMIENTO

3.1. Generalidades

En todas partes del mundo el agua residual cruda es putrescible, de malos olores, ofensiva y un riesgo para la salud y el ambiente por consiguiente el objetivo básico del tratamiento de las mismas es proteger la salud y el bienestar de los individuos miembros de las comunidades.

Antes de cualquier proceso que se seleccione para el tratamiento de las aguas residuales éstas deberán ser sometidas a un tratamiento preliminar por medio de rejillas, desarenadores o por cualquier otro dispositivo elegido y posteriormente su caudal medido para ingresar a la unidad de tratamiento elegida.

3.2. Selección del tratamiento

La selección de un proceso de tratamiento de aguas residuales, o de la combinación adecuada de ellos, depende principalmente de: las características del agua cruda, la calidad requerida del efluente, la disponibilidad de terreno, los costos de construcción y operación del sistema de tratamiento, la confiabilidad del sistema de tratamiento.

La mejor opción de tratamiento se selecciona con base en el estudio individual de cada caso, de acuerdo con las eficiencias de remoción requeridas y con los costos de cada una de las posibles soluciones técnicas.

TABLA 54

Eficiencias típicas de remoción⁽²⁰⁾

| Unidades de tratamiento | Eficiencia en la remoción de constituyentes, porcentaje | | | | | | |
|--------------------------------|---|-------|-------|-------|-------|--------------------|-----------|
| | DBO | DQO | SS | P | N Org | NH ₃ -N | Patógenos |
| Rejillas | desp. | desp. | desp. | desp. | desp. | desp. | desp. |
| Desarenadores | 0-5 | 0-5 | 0-10 | desp. | desp. | desp. | desp. |
| Sedimentación primaria | 30-40 | 30-40 | 50-65 | 10-20 | 10-20 | 0 | desp. |
| Lodos activados (convencional) | 80-95 | 80-95 | 80-90 | 10-25 | 15-20 | 8-15 | desp. |
| Filtros percoladores | | | | | | | desp. |
| Alta tasa, roca | 65-80 | 60-80 | 60-85 | 8-12 | 15-50 | 8-15 | |
| Super tasa, plástico | 65-85 | 65-85 | 65-85 | 8-12 | 15-50 | 8-15 | |
| Cloración | desp. | desp. | desp. | desp. | desp. | desp. | 100 |
| Reactores UASB | 65-80 | 60-80 | 60-70 | 30-40 | | | desp. |
| Reactores RAP | 65-80 | 60-80 | 60-70 | 30-40 | | | desp. |
| Filtros anaerobios | 65-80 | 60-80 | 60-70 | 30-40 | | | desp. |
| Lagunas de oxidación | | | | | | | |
| Lagunas anaerobias | | | | | | | |
| Lagunas aireadas | 50-70 | | 20-60 | | | | 90-99.99 |
| Lagunas facultativas | 80-95 | | 85-95 | | | | 90-99.99 |
| Lagunas de maduración | 80-90 | | 63-75 | | | | 90-99.99 |
| | 60-80 | | 85-95 | 30 | | | 90-99.99 |
| Ultravioleta | desp. | desp. | desp. | Desp. | desp. | desp. | 100 |

3.3. Tanque séptico

Son tanques generalmente subterráneos, sellados, diseñados y construidos para el saneamiento rural. Deben llevar un sistema de postratamiento. Se recomiendan solamente para:

- Áreas desprovistas de redes públicas de alcantarillados.
- Alternativa de tratamiento de aguas residuales en áreas que cuentan con redes de alcantarillado locales.
- Retención previa de los sólidos sedimentables, cuando la red de alcantarillado presenta diámetros reducidos.

No está permitido que les entre:

- Aguas lluvias ni desechos capaces de causar interferencia negativa en cualquier fase del proceso de tratamiento.

Los efluentes a tanques sépticos no deben ser dispuestos directamente en un cuerpo de agua superficial. Deben ser tratados adicionalmente para mejorar la calidad del vertimiento.

TABLA 55

Información típica para el diseño de tanques sépticos⁽⁶²⁾

| Valores Parámetro | Intervalos | Típico |
|---|-------------|--------|
| Tiempo de retención, días | 1 - 3 | 1 |
| Profundidad útil, m. | 1.2 - 2.8 | 2 |
| Tasa de acumulación de lodos, m ³ /hab/año | 0.03 - 0.05 | 0.04 |

TABLA 56

Valores de profundidad útil⁽⁶²⁾

| Volumen útil (m ³) | Profundidad útil mínima (m) | Profundidad útil máxima (m) |
|--------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Hasta 6 | 1.2 | 2.2 |
| De 6 a 10 | 1.5 | 2.5 |
| Más de 10 | 1.8 | 2.8 |

3.4. Sedimentador primario

Los sedimentadores primarios son aquellos que reciben aguas residuales crudas, generalmente antes del tratamiento biológico secundario. Estos tanques pueden ser de planta rectangular o circular. La recolección y extracción de lodos se puede efectuar manualmente y mediante vaciado del tanque respectivamente, o recolección mecánica y extracción mediante vaciado.

En el tratamiento de aguas residuales se usa la sedimentación primaria para remover sólidos sedimentables y material flotante de aguas residuales crudas.

TABLA 57

Información típica para el diseño de tanques de sedimentación primaria⁽²⁰⁾

| Parámetro | Intervalo | Típico |
|--|-------------|--------|
| Sedimentación primaria seguida de tratamiento secundario | | |
| 1-Tiempo de detención, h | 1.50-2.50 | 2.00 |
| 2-Carga superficial, m ³ /m ² /d | | |
| • A caudal medio | 800-1200 | |
| • A caudal máximo | 2000-3000 | 2500 |
| 3-Carga sobre el vertedero, m ³ /m/d | 10000-40000 | 20000 |
| Sedimentación primaria con adición de lodo activado en exceso | | |
| 1-Tiempo de detención, h | 1.50 - 2.50 | 2.00 |
| 2-Carga superficial, m ³ /m ² /d | | |
| • A caudal medio | 600-800 | |
| • A caudal máximo | 1200-1700 | 1500 |
| 3-Carga sobre el vertedero, m ³ /m/d | 10000-40000 | 20000 |

| Parámetro | Intervalo | Típico |
|---------------------------------------|-------------|---------|
| Dimensiones | | |
| Rectangular: | | |
| • Longitud, m | 15 - 90 | 25 - 40 |
| • Anchura, m | 3 - 25 | 15 - 10 |
| • Profundidad, m | 3.00 - 4.50 | 3.60 |
| • Velocidad de los rascadores, m/min | 0.60 - 1.20 | 0.90 |
| Circular: | | |
| • Profundidad, m | 3-4.5 | 3.60 |
| • Diámetro, m | 3 - 60 | 12 - 45 |
| • Pendiente del fondo, mm/m | 62.5 - 160 | 80 |
| • Velocidad de los rascadores, r.p.m. | 0.02 - 0.05 | 0.03 |

3.5. Sedimentador secundario

En el tratamiento de aguas residuales se usa la sedimentación secundaria para remover biomasa y sólidos suspendidos de reactores biológicos secundarios. Estos deben tener una alta capacidad para que, cuando se desee una alta tasa de recirculación de lodos, no se formen canales en la capa superior del líquido a través del lodo.

El mecanismo de estos sedimentadores debe ser suficientemente resistente para transportar y remover los lodos densos que pueden acumularse en el tanque de sedimentación durante períodos de fallas mecánicas o en el suministro de energía.

TABLA 58
Tasa de desbordamiento superficial⁽²⁰⁾

| Tipo de tratamiento | Tasa de desbordamiento superficial (m ³ /m ² /d) | |
|--|--|-------------|
| | Caudal promedio | Caudal pico |
| Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados (excluyendo aireación extendida) | 16-32 | 40-48 |
| Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados con oxígeno | 16-32 | 40-48 |
| Sedimentación siguiendo un proceso de aireación extendida | 8-16 | 24-32 |
| Sedimentación seguida por filtros percoladores | 16-24 | 40-48 |
| Sedimentación seguida por biodiscos | 16-32 | 40-48 |
| Efluente secundario | 16-24 | 32-40 |
| Efluente nitrificado | | |

TABLA 59
Tasas de carga másica⁽²⁰⁾

| Tipo de tratamiento | Carga másica (kg/m ² /día) | |
|--|---------------------------------------|-------------|
| | Caudal promedio | Caudal pico |
| Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados (excluyendo aireación extendida) | 98-147 | 245 |
| Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados con oxígeno | 123-172 | 245 |
| Sedimentación siguiendo un proceso de aireación extendida | 25 -123 | 168 |
| Sedimentación seguida por filtros percoladores | 72-123 | 192 |
| Sedimentación seguida por biodiscos | 100 - 144 | 245 192 |
| Efluente secundario Efluente nitrificado | 72 - 123 | |

TABLA 60
Profundidad de agua⁽²⁰⁾

| Tipo de tratamiento | Profundidad (m) |
|--|-----------------|
| Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados (excluyendo aireación extendida) | 3.6-4.6 |
| Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados con oxígeno | 3.6-4.6 |
| Sedimentación siguiendo un proceso de aireación extendida | 3.6-4.6 |
| Sedimentación siguiendo un proceso de filtros percoladores | 3.0-3.6 |
| Sedimentación siguiendo un proceso de biodiscos | 3.0-3.6 |
| Efluente secundario Efluente nitrificado | |

3.6. Lodos activados

El proceso de lodos activados y sus varias modificaciones pueden ser usados cuando las aguas residuales puedan responder a un tratamiento biológico. Este proceso requiere atención cuidadosa y una operación con supervisión competente, incluido un control rutinario de laboratorio. Cuando se proponga este tipo de tratamiento, se deberán considerar los requisitos siguientes:

3.6.1. Energía

Deben considerarse cuidadosamente los costos del suministro de energía, al igual que los efectos sobre la calidad del agua asociados a las fallas en el suministro eléctrico. La capacidad para mantener la variabilidad del proceso, en casos de fallas o reducción en el suministro de energía, como bajo condiciones de emergencia, debe incluirse en el diseño del proceso de lodos activados. Deben tenerse alternativas de suministro eléctrico en casos de falla del servicio público.

3.6.2. Selección específica del proceso

El proceso de lodos activados y sus varias modificaciones pueden ser empleados para conseguir varios grados de remoción de sólidos suspendidos y reducción de la Demanda Bioquímica de Oxígeno de cinco días (DBO5). La selección del proceso más adecuado depende del tamaño de la planta propuesta, los tipos de aguas residuales por tratar, el grado anticipado de operación y mantenimiento, y los costos de operación. Todo diseño debe proveer flexibilidad en la operación.

3.6.3. Pretratamiento

Deben removerse las arenas, los sólidos gruesos, las grasas y los aceites excesivos antes de comenzar el proceso de lodos activados.

3.6.4. Tanques de aireación

En cualquier adaptación particular del proceso, el tamaño del tanque de aireación debe ser determinado por cálculos racionales basados en factores como caudal a tratar, grado de tratamiento deseado, concentración de sólidos suspendidos en el licor mixto, carga de D.B.O., y la razón de sólidos en licor mixto a la carga de D.B.O. Deben hacerse cálculos para justificar las bases de diseño de la capacidad del tanque de aireación.

El tratamiento de las aguas residuales según el proceso de lodos activados exige ciertos requisitos del tanque de aireación, en cuanto a técnica de procesos, operación y eficiencia que se mencionan a continuación:

- Suficiente concentración de biomasa, medida en forma simplificada como contenido de la materia seca de la materia del licor mixto.
- Homogeneización intensiva de la mezcla de aguas residuales y lodo biológico.
- Adición suficiente de oxígeno para cubrir la demanda y la capacidad de ajuste con el fin de adaptarla a las diferentes condiciones de operación y de carga.
- Suficientes velocidades de corriente sobre el fondo del tanque; por lo menos 15 cm/s en el caso de lodos livianos y hasta 30 cm/s para lodos pesados, con el fin de evitar la formación de depósitos en el fondo.
- Funcionamiento adecuado de los dispositivos de aireación en condiciones de operación, posibilidad de operación a intervalos en el caso de desnitrificación.

- Suficiente capacidad de ajuste a las oscilaciones de afluencia de aguas residuales y características de la misma.
- Optimización del consumo de energía para la adición de oxígeno, circulación y homogeneización.
- Costos de construcción y operación reducidos.
- Ningún tipo de molestias debidas a olores, aerosoles, ruido o vibraciones.
- Gran seguridad de operación.

3.6.5. Tanque de sedimentación secundaria

El tanque de aireación y el tanque de sedimentación secundaria forman una unidad operativa y se influncian entre sí. Los tanques de sedimentación secundaria tienen por objeto separar el lodo activado de las aguas residuales depuradas biológicamente.

El dimensionamiento, diseño y dotación de los tanques de sedimentación secundaria deben hacerse de tal forma que satisfagan los siguientes requisitos:

- Separar el lodo activado de las aguas residuales por medio de sedimentación.
- Concentrar y remover el lodo activado sedimentado para su retorno al tanque de aireación.
- Almacenar temporalmente el lodo activado que, como consecuencia de un mayor caudal, especialmente durante épocas de lluvia, es desplazado del tanque de aireación. Por lo tanto, se requiere un espacio de almacenamiento adecuado para el objeto.
- Evitar condiciones de velocidades de corriente que puedan producir el arrastre de lodos.

3.6.6. Consideraciones en el diseño

Las consideraciones que deben tenerse en cuenta en el diseño de los procesos de lodos activados son:

- Selección del tipo reactor
- Carga orgánica
- Producción de lodos
- Requerimientos y transferencias de oxígeno
- Requerimientos de nutrientes
- Control de organismos filamentosos
- Características del efluente
- Tipos y modificaciones
- La eficiencia en remoción de DBO

El diseñador está en libertad de seleccionar la modificación al proceso de lodos activados que considere conveniente siempre y cuando se garantice la eficiencia operacional, minimización de impactos por ruidos y olores, adecuado manejo de lodos y eficiencia económica.

3.6.7. Metodología de diseño

1.- Alcance

El propósito de la presente sección es proporcionar fórmulas y parámetros de diseño más comunes, que han aportado una validez, a la fecha a lo largo de la experiencia que se tiene en

la aplicación del proceso de lodos activados al tratamiento de aguas residuales. Estos procedimientos a su vez son susceptibles a ser modificados, en caso de que se encuentre una metodología más óptima que reemplace a la presente.

2.- Fórmulas y parámetros

-Volumen del tanque puede calcularse como:

$$V_r = \frac{\theta_c Q Y (S_o - S)}{X(1 + k_d \theta_c)}$$

Donde:

V_r = volumen de tanque de aireación, m^3

θ_c = edad de lodos o tiempo de residencia celular medio basado en el volumen del tanque de aireación, d.

Q = caudal de aguas residuales crudas, m^3/d

Y = coeficiente estequiométrico de producción de lodos, gSSV/gDQO

S_o = concentración de DBO o DQO del afluente, kg/m^3

S = concentración de DBO o DQO del efluente, kg/m^3

X = concentración de sólidos suspendidos volátiles en el tanque de aireación, kg/m^3

k_d = coeficiente de decaimiento endógeno, d^{-1}

-Relación entre cantidad de sustrato (alimento) y la cantidad de microorganismos:

$$\frac{F}{M} = \frac{S_o}{\theta X}$$

Donde:

F/M = alimento/microorganismos, d^{-1}

$\theta = V_r/Q$ = tiempo de retención hidráulica del tanque de aireación, d

-El tiempo medio de retención celular puede ser determinado con las dos relaciones siguientes:

Determinación basada en el volumen del tanque de aireación:

$$\theta_c = \frac{V_r X}{Q_w X_w + Q_e X_e}$$

θ_c = tiempo medio de retención celular basado en el volumen del tanque de aireación, d

V_r = volumen del tanque de aireación, m^3

TABLA 61

Parámetros empíricos de diseño para el proceso de lodos activados⁽²⁰⁾

| Tipo de Proceso | Carga orgánica kgDBO5/ KgSSVLM/d (F/M) | Carga Volumétrica KgDBO5/m ³ /d (fq/v) | Tiempo de detención (horas) (td) | Edad de lodos (días) (θc) | SSLM (mg/L) (xt) | Retorno Fracción (r) |
|---------------------------|---|---|--|---------------------------------|--------------------------|-------------------------|
| Convencional | 0.2 -0.4 | 0.32 -0.64 | 4 -8 | 5 -15 | 1500 -3000 | 0.25 -0.75 |
| Mezcla completa | 0.2 -0.6 | 0.8 -1.92 | 4 -8 | 5 -15 | 2500 -4000 | 0.25 -1.0 |
| Alimentación escalonada | 0.2 -0.4 | 0.64 -0.96 | 3 -5 | 5 -15 | 2000 -3500 | 0.25 -0.75 |
| Aireación de Alta carga | 0.4 -1.5 | 1.6 -2.6 | 0.25 -3 | 5 -10 | 4000-10000 | 1.0 -5.0 |
| Aireación modificada | 0.2-0.5 | 1.2 -2.4 | 1.5 -3 | 0.2 -0.5 | 200 -1000 | 0.05 -0.25 |
| Contacto y Estabilización | 0.2 -0.6 - | 0.96 -1.2 | 0.5 -1.0 3 -6 | 5 -15 - | 1000 -3000 4000-10000 | 0.5 -1.5 - |
| Aireación prolongada | 0.05 -0.15 | 0.16-0.4 | 18 -36 | 20 -30 | 3000 -6000 | 0.5 -1.5 |
| Oxígeno puro | 0.25 -1.0 | 1.6 -3.20 | 1 -3 | 3 -10 | 2000 -5000 | 0.25 -0.5 |
| Canal de oxidación | 0.05 -0.30 | 0.08 -0.48 | 8 -36 | 10 -30 | 3000 -6000 | 0.75 -1.5 |
| Reactor SBR | 0.05 -0.30 | 0.08 -0.24 | 12 -50 | No aplica aplica | 1500 -5000 | No aplica |

TABLA 62

Parámetros empíricos de diseño para el proceso de lodos activados⁽⁶²⁾

| Modificación al proceso | Modelo de flujo | Sistemas de aireación | Eficiencia en remoción de DBO, % |
|-----------------------------|--------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|
| Convencional | Flujo pistón | Aire difuso, aireadores mecánicos | 85 - 95 |
| Completamente mezclado | Flujo continuo reactor agitado | Aire difuso, aireadores mecánicos | 85 - 95 |
| Aireación escalonada | Flujo pistón | Aire difuso | 85 - 95 |
| Aireación modificada | Flujo pistón | Aire difuso | 60 - 75 |
| Estabilización por contacto | Flujo pistón | Aire difuso, aireadores mecánicos | 80 - 90 |
| Aireación extendida | Flujo pistón | Aire difuso, aireadores mecánicos | 75 - 95 |
| Aireación de alta tasa | Flujo continuo reactor agitado | Aireadores mecánicos | 85 - 95 |

| Modificación al proceso | Modelo de flujo | Sistemas de aireación | Eficiencia en remoción de DBO, % |
|-------------------------|--|---|----------------------------------|
| Oxígeno puro | Flujo continuo reactores en serie agitados | Aireadores, mecánicos | 85 – 95 |
| Zanja de oxidación | Flujo pistón | Aireador mecánico (tipo eje horizontal) | 75 – 95 |
| Reactor SBR | Flujo intermitente reactor agitado | Aire difuso | 85 – 95 |

TABLA 63

Coefficientes cinéticos para procesos de lodos activados en aguas residuales domésticas⁽²⁰⁾

| Valores a 20 °C | | | |
|-----------------|--------------------------|---------------|--------|
| Coefficiente | Unidades | Rango | Típico |
| K | d ⁻¹ | 2 – 10 | 5 |
| K _s | mg/L DBO ₅ | 25 – 100 | 60 |
| Y | mg/L DQO ₅ | 15 – 70 | 40 |
| Y | mgSSV/mgDBO ₅ | 0.4 – 0.8 | 0.6 |
| k _d | d ⁻¹ | 0.025 – 0.075 | 0.06 |

TABLA 64

Rangos típicos de transferencia de oxígeno por tipo de aireador⁽²⁰⁾

| Tipo de aireador | Estándar kg O ₂ / kW h | Campo kg O ₂ / kW h |
|---|--------------------------------------|-----------------------------------|
| Aireadores mecánicos | | |
| Centrífuga superficial (baja velocidad) | 1.2 - 3.0 | 0.7 - 1.4 |
| Centrífuga superficial con tubo succionador | 1.2 - 2.8 | 0.7 - 1.3 |
| Axial superficial (Alta velocidad) | 1.2 - 2.2 | 0.7 - 1.2 |
| Turbina abierta con succión hacia abajo | 1.2 - 2.4 | 0.6 - 1.2 |
| Turbina cerrada con succión hacia abajo | 1.2 - 2.4 | 0.7 - 1.3 |
| Turbina sumergida con tubo burbujeador | 1.2 - 2.0 | 0.7 - 1.1 |
| Impeler superficial | 1.2 - 2.4 | 0.7 - 1.1 |

| Tipo de aireador | Estándar | Campo |
|---|--------------------------|--------------------------|
| Aireadores mecánicos | kg O ₂ / kW h | kg O ₂ / kW h |
| Cepillo superficial y pala | 0.9 - 2.2 | 0.5 - 1.1 |
| Difusores de aire | L / s | Pérdidas en cm |
| Domo de cerámica | 0.24 - 1.2 | 15 - 63 |
| Disco de cerámica (8.5 “ diámetro) | 0.3 - 1.4 | 13 - 48 |
| Tubo de medio poroso | 1 - 2.8 | |
| Tubo con funda flexible | 1 - 2.8 | |
| Funda flexible tipo disco I(8.5” diámetro) | 1 - 2.8 | 23 - 58 |
| Funda flexible tipo disco II(9” diámetro) | 1 - 2.8 | |
| Funda flexible tipo disco III(29” diámetro) | 1 - 9.4 | 23 - 61 |
| Burbujeador | 3.8 - 5.6 | 15 - 23 |
| Tubo perforado | 4.7 - 11.3 | 7.6 - 33 |
| Orificio con válvula | 2.8 - 5.6 | 13 - 30 |

3.7. Biodiscos

Los biodiscos son sistemas de tratamiento biológico secundario, para aguas residuales domésticas e industriales biodegradables. Es considerado un reactor de película fija o de crecimiento adherido, las lamás o películas biológicas crecen sobre discos, en rotación a través del agua residual, montados sobre un eje horizontal.

En los Sistemas de Biodiscos o Contactores Biológicos Rotativos el volumen óptimo de los tanques en los que se instalen los biodiscos será de 0.0049 m³/m² de medio. Un valor típico de la profundidad de agua es de 1.50 m, el cual permitirá sumergir el 40% del medio.

Los tanques de sedimentación de los sistemas de biodiscos tienen las características de que todo el lodo producido se evacua a las instalaciones de tratamiento de lodos.

En el diseño de un sistema de biodiscos se debe prestar atención a:

- La distribución de las etapas de las unidades de biodiscos.
- Los criterios de carga.
- Las características del efluente.
- Los tanques de sedimentación.

TABLA 65

Características de diseño para los diferentes tipos de biodiscos⁽⁶²⁾

| Parámetro | Tratamiento secundario | Tratamiento de nitrificación combinada | Tratamiento de nitrificación en etapas separadas |
|--|------------------------|--|--|
| Carga hidráulica, m ³ /m ² * h | 0.08 - 0.16 | 0.03 - 0.08 | 0.04 - 0.10 |
| Carga orgánica | | | |
| g DBOS /m ² * d | 3.70 - 9.80 | 2.45 - 7.35 | 0.49 - 1.47 |
| g DBOT /m ² * d | 9.80 - 17.15 | 7.35 - 14.70 | 0.98 - 2.94 |
| Carga máxima sobre la 1 ^o etapa | | | |
| g DBOS /m ² * d | 19.6 - 29.4 | 19.6 - 29.4 | |
| g DBOT /m ² * d | 39.2 - 58.8 | 39.2 - 58.8 | |
| Carga de NH ₃ , g/m ² * d | | 0.74 - 1.47 | 0.98 - 1.96 |
| Tiempo de retención hidráulica θ, h | 0.7 - 1.5 | 1.5 - 4.0 | 1.2 - 2.9 |
| DBO ₅ del efluente, mg/l | 15 - 30 | 7 - 15 | 7 - 15 |
| NH ₃ en el efluente, mg/l | | < 2 | < 2 |

3.8. Filtro percolador

Un filtro percolador consiste en un tanque que contiene un lecho de material grueso, compuesto en la gran mayoría de los casos de materiales sintéticos o piedras de diversas formas, de alta relación área/volumen, sobre el cual son aplicadas las aguas residuales por medio de brazos distribuidores fijos o móviles. Alrededor de este lecho se encuentra adherida una población bacteriana que descompone las aguas residuales a medida que éstas percolan hacia el fondo del tanque. Después de cierto tiempo, la capa bacteriana adquiere un gran espesor y se desprende hidráulicamente del lecho de piedras para pasar luego a un clarificador secundario en donde se efectúa la separación de los lodos formados.

Los filtros pueden ser utilizados en casos donde no se necesite una eficiencia muy alta en la remoción de DBO.

El medio filtrante puede ser piedra triturada o un medio plástico manufacturado especialmente para tal fin. El medio debe ser durable, resistente al resquebrajamiento, insoluble, y no debe aportar sustancias indeseables al agua tratada.

La escoria de roca o cualquier medio filtrante no debe contener más de un 5% por peso de materia cuya dimensión mayor sea tres veces su dimensión menor. No contendrá material delgado alargado y achatado, polvo, barro, arena o material fino. Deben estar conforme a los tamaños y granulometría cuando se clasifiquen mecánicamente a través de tamices vibratorios con aberturas cuadradas.

3.8.1. Metodología de diseño

El diseñador debe utilizar una metodología racional de diseño que garantice los objetivos de calidad del tratamiento, minimice los impactos ambientales y provea robustez al proceso bajo las condiciones de operación. En el Anexo E se presentan las metodologías más utilizadas.

El control de olores es el problema que más frecuentemente se asocia con los problemas de sobrecarga orgánica. Se puede controlar con recirculación para rebajar la concentración de DBO5 inicial y, con el aumento de la carga hidráulica, aumentar el poder abrasivo y eliminar el crecimiento biológico excesivo.

Para evitar molestias de olores deben mantenerse las condiciones aerobias. Además, deben tomarse las siguientes medidas:

- Hacer recircular el efluente de salida del filtro percolador, si tiene oxígeno disuelto.
- Eliminar las obstrucciones en el filtro percolador.
- Eliminar depósitos en el fondo, enjuagándolos o raspándolos.
- Airear las aguas residuales en la entrada de la sedimentación primaria o del filtro.
- Agregar las sustancias químicas adecuadas en la entrada del filtro, bajo dirección técnica.

3.8.2. Filtros de baja carga

Filtros lentos en los cuales el agua hace un solo paso a través del filtro, con cargas volumétricas bajas, permitiendo además una nitrificación relativamente completa. Este tipo de filtro es seguro y simple de operar. Producen una composición del efluente bastante estable, pero crean problemas de olores y moscas.

3.8.3. Filtros de alta carga

Emplean la recirculación para crear una carga hidráulica más homogénea, diluyendo por otra parte la DBO5 influente. El porcentaje de recirculación puede llegar a 400%. Este sistema de filtración tiene una eficiencia tan buena como la de los filtros de baja tasa, y evita en gran medida el problema de moscas y de olores.

Las aguas residuales pueden ser descargadas a los filtros por sifones, bombas o descarga por gravedad desde las unidades de pretratamiento cuando se hayan desarrollado características adecuadas de flujo. Debe considerarse un sistema de tubería que permita la recirculación. Todos los elementos hidráulicos que impliquen una adecuada distribución deben calcularse de acuerdo con el equipo que se utilizará. Para el tipo de distribuidores de reacción hidráulica, es deseable una carga mínima de 60 cm entre el nivel mínimo de agua en la cámara del sifón y el centro de los brazos.

TABLA 66

Granulometría de los medios de roca⁽²⁰⁾

| Tamiz | Porcentaje por peso |
|-----------------------------------|---------------------|
| Pasando tamiz de 11.4 cm (4 ½") | 100% |
| Retenido tamiz de 7.62 cm (3") | 95 – 100% |
| Pasando por tamiz de 5.08 cm (2") | 0 – 2% |
| Pasando por tamiz de 2.54 cm (1") | 0 – 1% |

TABLA 67
Propiedades físicas de medios de filtros percoladores⁽²⁰⁾

| Tiempo de medio | Tamaño Nominal, mm.mm | Densidad, kg/m ³ | Área superficial Relativa, m ² /m ³ | Relación de vacío, % |
|-----------------|-----------------------|-----------------------------|---|----------------------|
| Empaquetado | 610 610 1220 | 32.04 – 80.10 | 88.59 – 104.99 | >95 |
| (Bundle) | 610 610 1220 | 64.08 – 96.12 | 137.80 – 147.65 | >94 |
| Roca | 25.4 – 76.2 | 1441.8 | 62.3 | 50 |
| Roca | 50.8 – 101.6 | 1602 | 46 | 60 |
| Desordenado | Varios | 32.04 – 64.08 | 82 – 115 | >95 |
| (plástico) | Varios | 48.06 – 80.10 | 138 – 164 | >94 |
| Madera | 1200x1200x900 | 165 | 46 | 76 |

TABLA 68
Características de diseño para los diferentes tipos de filtros percoladores⁽²⁰⁾

| | Tasa baja | Tasa intermedia | Tasa alta | Super alta tasa | Rugoso | Dos etapas |
|---|------------------|--------------------------|--------------------|--------------------|--|--|
| Medio filtrante | Roca, escoria | Roca, escoria | Roca | Plástico | Plástico, madera roja | Roca, plástico |
| Carga hidráulica, m ³ /(m ² ·d) | 0.9 - 3.7 | 3.7 - 9.4 | 9.4 - 37.4 | 14.0 - 84.2 | 46.8 - 187.1 (no incluye recirculación) | 9.4 - 37.4 (no incluye recirculación) |
| Carga orgánica, kgDBO ₅ /(m ² ·d) | 0.1 - 0.4 | 0.2 - 0.5 | 0.5 - 1.0 | 0.5 - 1.6 | 1.6 - 8.0 | 1.0 - 1.9 |
| Profundidad, m | 1.8 - 2.4 | 1.8 - 2.4 | 0.9 - 1.8 | 3.0 - 12.2 | 4.6 - 12.2 | 1.8 - 2.4 |
| Tasa de recirculación | 0 | 0 - 1 | 1 - 2 | 1 - 2 | 1 - 4 | 0.5 - 2 |
| Eficiencia de remoción de DBO ₅ , % | 80 - 90 | 50 - 70 | 65 - 85 | 65 - 80 | 40 - 65 | 85 - 95 |
| Efluente | Bien nitrificado | Parcialmente nitrificado | Poca nitrificación | Poca nitrificación | No nitrificación | Bien nitrificado |
| Desprendimiento | Intermitente | Intermitente | Continuo | Continuo | Continuo | Continuo |

3.9. Tanque Imhoff

El Tanque Imhoff es un sistema de tratamiento anaerobio de dos pisos, en el que la sedimentación se produce en el compartimiento superior y la digestión de los sólidos sedimentados en el inferior.

TABLA 69

Parámetros de diseño para tanque Imhoff⁽³⁾

| Parámetro | Intervalo |
|--|-----------|
| Área de sedimentación: | |
| Carga Superficial, m/d | 24 -50 |
| Tiempo de retención, h | 1 -4 |
| Tasa de rebose del vertedero efluente, L/s * m | 2 - 7 |
| Pendiente del fondo de la cámara, V/H | 1.4/2.0 |
| Área de digestión: | |
| Volumen, L/c | 28 - 85 |
| Tiempo de almacenamiento de lodos, meses | 3 - 12 |

3.10. Reactor anaerobio

Existen dos tipos de reactores UASB, según el tipo de biomasa. El primer tipo de reactor se denomina de lodo granular. Como su nombre lo indica, se genera el lodo granular, que por sus buenas características de sedimentación y actividad metanogénica permite altas cargas orgánicas específicas; el segundo se denomina de lodo floculento, que soporta cargas menores tanto orgánicas como hidráulicas.

Se debe cumplir las siguientes consideraciones:

1. **Inclinación de las paredes**

Las paredes de la estructura de separación sólido-gas deben contar con una inclinación de 50° a 60°.

2. **Tasa de carga superficial**

La carga orgánica superficial debe estar alrededor de 0.7 m/h, en condiciones de caudal máximo horario.

3. **Velocidad del agua en la garganta**

La velocidad del agua en la garganta de retorno de lodos sedimentados no debe exceder los 5 m/h, para condiciones de caudal máximo horario.

4. **Área superficial**

El área superficial de las aberturas entre el colector de gas debe estar entre 15 y 20% del área superficial del reactor.

5. **Altura**

La altura mínima del colector de gas debe estar entre 1.5 y 2 m.

6. **Traslado de pantallas**

El traslado en la instalación de las pantallas de la campana debe ser de 10 a 20 cm.

7. **Diámetro de las tuberías**

El diámetro de las tuberías de expulsión de gas debe ser suficiente para soportar la remoción fácil del biogás desde la tapa del colector de gas, particularmente en el caso de formación de espuma.

La superficie del reactor debe ser cubierta para minimizar el desprendimiento de malos olores. El gas secundario debe recogerse y tratar adecuadamente. Se debe prever la remoción de natas

y material flotante en la zona de sedimentación. Se deben dejar instalaciones para la inspección y limpieza de la parte interna de las campanas y la zona de sedimentación.

Para disminuir obstrucciones en las canaletas de recolección de efluentes y arrastre de sustancias flotantes debe proveerse una pantalla de 20 cm de profundidad para la retención de dichas sustancias.

Debe buscarse siempre, condiciones simétricas, en las estructuras de manejo de caudales.

Se debe proveer de un sistema de muestreo del manto de lodos en el reactor para poder definir la altura del mismo y las características del lodo a diferentes alturas. Se recomienda un sistema de válvulas telescópicas

TABLA 70

Cargas aplicables en lodo granular y lodo floculento en reactores UASB en relación con la concentración del agua residual y la fracción insoluble de DQO en el agua residual⁽²⁰⁾

| Concentración del agua residual (mg DQO/L) | Fracción insoluble de DQO (%) | Lodo floculento en UASB | Cargas aplicables a 30°C (kgDQO/m ³ ·d) | |
|--|-------------------------------|-------------------------|--|-------------------------------|
| | | | Lodo granular en UASB | |
| | | | Remoción de sst pobre | Remoción de SST significativa |
| > 2000 | 10 -30% | 2 -4 | 8 -12 | 2 -4 |
| | 30 -60% | 2 -4 * | 8 -14 * | 2 -4 * |
| | 60 -100% | | | |
| 2000 – 6000 | 10 -30% | 3 -5 | 12 -18 | 3 -5 |
| | 30 -60% | 4 -6 | 12 -24 * | 2 -6 |
| | 60 -100% | 4 -8 | | 2 -6 |
| 6000 – 9000 | 10 -30% | 4 -6 5 -7 6 -8 | 15 -20 | 4 -6 |
| | 30 -60% | | 15 -24 * | 3 -7 |
| | 60 -100% | | | 3 -8 |
| 9000 – 18000 | 10 -30% | 5 -8 dudoso a | 15 -24 dudoso a | 4 -6 |
| | 30 -60% | SST>6 8g/L * | SST>6 8g/L * | 3 -7 |
| | 60 -100% | | | 3 -7 |

TABLA 71

Cargas orgánicas aplicables en relación con la temperatura operacional⁽⁶²⁾

| Temperatura °C | Carga orgánica volumétrica (kg/m ³ ·dia) | | | |
|----------------|---|---------|------------|------------------------------|
| | VFA | NO -VFA | 30% SS-DQO | Comentarios |
| 15 | 2 - 4 | 1.5 -3 | 1.5 -2 | Remoción de SS satisfactoria |
| 20 | 4 -6 | 2 -4 | 2 -3 | Remoción de SS satisfactoria |
| 25 | 6 - 12 | 4 -8 | 3 -6 | Remoción de SS razonable |
| 30 | 10 - 18 | 8 -12 | 6 -9 | Remoción de SS moderada |
| 35 | 15 - 24 | 12 -18 | 9 -14 | Remoción de SS casi pobre |
| 40 | 20 - 32 | 15 -24 | 14 -18 | Remoción de SS pobre |

Para el tratamiento de aguas residuales municipales deben utilizarse tiempos mínimos de retención de seis horas, que pueden llevar a una remoción hasta del 80% en la DBO5.

TABLA 72

Tiempos de retención hidráulicos aplicados a diferentes rangos de temperatura⁽²⁰⁾

| Rango de temperatura °C | Valores de trh (hr) | | |
|-------------------------|---------------------|--------------------------|----------------------------------|
| | Promedio diario | Máximo durante 4 6 horas | Pico aceptable durante 2-6 horas |
| 16 -19 | > 10 -14 | > 7 -9 | > 3 -5 |
| 22 -26 | > 7 -9 | > 5 -7 | > + -3 |
| > 26 | > 6 | > 4 | > 2.5 |

TABLA 73

Rangos de valores para el número de puntos de entrada requeridos en un reactor UASB⁽²⁰⁾

| Tipo de lodo presente | Área por punto de entrada (m ²) |
|---|--|
| Lodo denso floculento (> 40 kg SST/m ³) | 0.5 - 1 a cargas < 1 kg DQO/m ³ · día 1 - 2 a cargas 1-2 kg DQO/m ³ · día 2 - 3 a cargas > 2 kg DQO/m ³ · día |
| Lodo floculento espesado (20 - 40 kg SST/m ³) | 1 - 2 a cargas < 1 - 2 kg DQO/m ³ · día 2 - 5 a cargas > 3 kg DQO/m ³ · día |
| Lodo granular | 0.5 - 1 a cargas por encima de 2 kg DQO/m ³ · día 0.5 - 2 a cargas 2 - 4 kg DQO/m ³ · día > 2 a cargas > 4 kg DQO/m ³ · día |

El reactor puede considerarse dividido en dos espacios, uno inferior en donde ocurren las reacciones de descomposición y uno superior en donde ocurre la sedimentación de los lodos. El espacio inferior debe tener una altura entre 4.0 y 5.0 m y superior entre 1.5 y 2.0 m. Adicionalmente debe proveerse un borde libre de 40 cm.

Reactores RAP

El reactor RAP es un reactor anaerobio a pistón para temperaturas entre 15 y 20°C, desarrollado a partir de los siguientes conceptos:

- Flujo pistón
- Medio plástico inmerso en el agua residual
- Alta porosidad para mejorar la separación de gases y biomasa, y propiciar mezcla sin buscar adherencia.
- Contacto directo de la superficie del agua con la atmósfera, de modo que las bajas concentraciones de CH₄ (metano) en esta causen un gradiente importante entre el agua residual, saturada de gas, y el aire. Esto permite la evacuación física de parte del metano y el hidrógeno del agua residual, favoreciendo termodinámicamente la metanogénesis.

TABLA 74

Tiempos de retención que se deben usar para la operación de reactores RAP⁽²⁰⁾

| Tr (hr) | Temperatura (°C) |
|---------|------------------|
| 9 - 10 | 15 |
| 8 | 20 |

3.11. Filtro anaerobio

Se recomienda que los filtros anaerobios estén cargados en su totalidad con elementos de anclaje, salvo el 15% superior de su profundidad total. Esta zona superior sirve para

homogeneizar la salida evitando los canales preferenciales de flujo. En filtros anaerobios de menos de 1.50 m de diámetro no hay ningún elemento colector en la superficie de esta zona para conducir el efluente hacia la salida. En unidades de diámetro mayor de 1.5 m, se recomienda una canal de bordes aserrados colocada al nivel de la superficie y en sentido diametral, para conducir uniformemente el efluente al orificio de salida.

El flujo entra al lecho poroso por el fondo del mismo y debe ser distribuido radialmente en forma uniforme, para este fin habrá un “difusor” en el fondo del lecho, al cual llega el flujo mediante un tubo o ducto, instalado dentro o fuera del cuerpo de la unidad.

Como medio de anclaje para los filtros anaerobios, se recomienda la piedra: triturada angulosa, o redonda (grava); sin finos, de tamaño entre 4 cm y 7 cm.

TABLA 75

Tiempos de retención hidráulica⁽²⁰⁾

| Rango de la concentración orgánica del afluente al filtro anaerobio. (Expresada en DBO5TOTAL en mg/L) | Rango del tiempo de retención hidráulica en el filtro anaerobio. Se expresa tmin, tmax, td1 y td2. Donde el tiempo de diseño td es igual a (td1 + td2)/2. (horas) | | | | Valores del coeficiente característico del sustrato en digestión, K, para un sustrato “típico” doméstico o municipal, correspondiente a los t expresados en la columna anterior | | | |
|---|---|-----|-----|------|---|----------|----------|-----------|
| | tmin | td1 | td2 | tmax | Para tmin | Para td1 | Para td2 | Para tmax |
| Mínima : 50 Co (media): 65 Máxima: 80 | 3.0 | 4.0 | 6.5 | 12 | 1.4 | 1.5 | 1.6 | 1.8 |
| Mínima : 80 Co (media): 190 Máxima: 300 | 2.5 | 4.0 | 6.5 | 12 | 1.0 | 1.1 | 1.3 | 1.7 |
| Mínima : 300 Co (media): 650 Máxima: 1000 | 2.5 | 4.0 | 6.5 | 12 | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 2.1 |
| Mínima : 1000 Co(media): 3000 Máxima: 5000 | 3.0 | 6.0 | 8.0 | 12 | 1.7 | 1.9 | 2.1 | 2.5 |

3.12. Lagunas de oxidación o de estabilización

Las lagunas de estabilización son grandes reservorios de aguas someras, formadas por terraplenes en las cuales el efluente crudo es tratado mediante procesos naturales asociados al crecimiento y al metabolismo de algas y bacterias; sin embargo, se puede auxiliar al proceso suministrando oxígeno mediante aireadores.

El tratamiento por lagunas de estabilización puede ser aplicable en los casos en los cuales la biomasa de algas y los nutrientes que se descargan en el efluente puedan ser asimilados sin problema por el cuerpo receptor.

En caso de que las algas descargadas al cuerpo receptor no pueden sobrevivir en el, generando una demanda de oxígeno adicional, que impida cumplir con los objetivos de calidad

estipulados, debe incluirse en el proyecto la remoción de éstas en el efluente final antes de ser descargado.

3.12.1. Clasificación

Las lagunas de estabilización, según el régimen de oxígeno disuelto en sus aguas, se clasifican en:

- Aerobias
- Facultativas
- Anaerobias
- De maduración

La laguna de maduración recibe el efluente de otros sistemas de tratamiento o de lagunas facultativas, se utiliza para destruir organismos patógenos, su profundidad máxima es de 1,50 m.

Reconociendo el hecho que no existe delimitación precisa entre los tipos de lagunas citados, en la Tabla de Clasificación se establecen los criterios tentativos para su clasificación.

3.12.2. Configuración de un Sistema de Lagunas

Un sistema de lagunas que descargue a aguas receptoras continentales y estuarios, no podrá tener menos de tres etapas en serie, sin perjuicio a la obligación de cumplir con los requisitos de calidad bacteriológica del efluente en función del uso de las aguas receptoras.

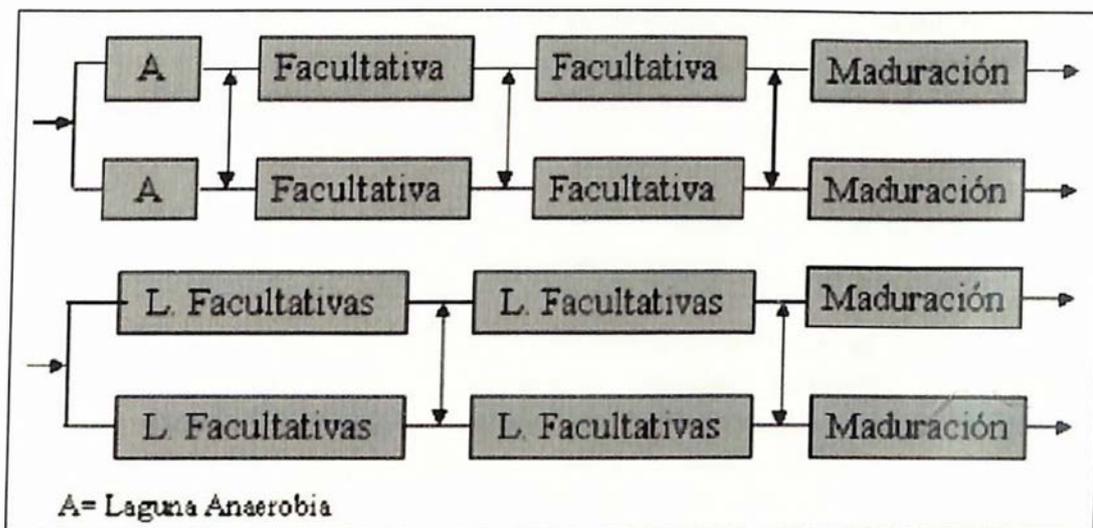
Las lagunas que descarguen al mar a través de tubería submarina, podrán ser de una sola etapa, teniendo que cumplir con los requisitos de calidad bacteriológica establecidos en el reglamento de medio ambiente, o en función del uso de las aguas receptoras.

Las combinaciones posibles de distintos tipos de lagunas podrán ser las siguientes:

- Anaerobia-Anaerobia-Facultativa-Aerobia
- Anaerobia-Facultativa-Aerobia
- Facultativa-Facultativa-Aerobia
- Facultativa-Aerobia-Aerobia
- Aerobia-Aerobia-Aerobia

GRAFICO

Combinaciones recomendadas en sistemas de lagunas



Las lagunas aerobias que conforman la última etapa del sistema podrán ser múltiples o en serie.

Para la escogencia del tamaño del lote para ubicar las lagunas, se deberá adicionar un área del 30 al 40% del área de las lagunas, para alojar obras conexas a las mismas (parqueo, área de maniobras, calles, depósitos de natas, lodos y basuras, caseta de operador, laboratorio, etc.)

TABLA 76
Clasificación de las lagunas de estabilización⁽⁶³⁾

| Clasificación | Carga Superficial (Kg DBO ₅ /ha x días) | Profundidad (m) |
|----------------------------|---|--------------------|
| Como lagunas primarias | | |
| a) Aerobia | < 100 | <1,5 |
| b) Facultativa | 200 – 1 000 | 1,3 |
| c) Anaerobia | > 1 500 | >2,5 |
| Como lagunas secundarias | | |
| a) Aerobia | <200 | <2 |
| b) Facultativa | 300 – 1 200 | 1,5 – 3 |
| c) Anaerobia | >1 800 | >2,5 |
| Como lagunas de maduración | | |
| a) Aerobias | <300 | <2 |
| b) Facultativas | 400 - 800 | 1,5 – 2,5 |

3.12.3. Dimensionamiento de las Lagunas³

El dimensionamiento de las lagunas se efectuará de la manera siguiente:

- Se adoptará la configuración del sistema entre las combinaciones dadas.
- Se seleccionará la carga superficial y la profundidad dentro de los rangos fijados en el Cuadro Anterior.
- Se calculará la eficiencia y la carga remanente en el efluente de cada una de las etapas hasta llegar al efluente de la última etapa.
- En caso de no alcanzar la eficiencia deseada en el efluente final, se aumentarán las etapas anteriores o se aumentará el número de las etapas. En caso de que la eficiencia exceda los requisitos previamente establecidos, se podrán reducir las lagunas dentro de los límites establecidos en la tabla de clasificación.

3.12.4. Modelos o ecuaciones para el diseño

La expresión para el cálculo del volumen de la laguna para una remoción de 90 por ciento de la DBO y una temperatura de 35 °C:

$$V = 7Q_a * (S_a / 200) * 1,085^{(35-T)}$$

Donde:

V = Volumen de la laguna en m³

Q_a = Aporte de aguas residuales a la laguna en m³/d

S_a = DBO en las aguas residuales, mg/L ó g/m.

T = Temperatura media del agua durante el mes más frío del año.

La expresión para estimar el volumen de lagunas facultativas en el trópico, modificada:

$$V = 2,8Q_a * (S_a / 200) * 1,085^{(T-15)}$$

3.12.5. Eficiencia en Términos del Índice Coliforme

La calidad del efluente de un sistema de lagunas en serie, en términos del Índice Coliforme, se calculará con la fórmula siguiente:

$$N_n = \frac{N_o}{(K R_1 + 1)(K R_2 + 1) \dots (K R_n + 1)}$$

donde:

N_n = Índice coliforme en el efluente de la laguna enésima.

N_o = Índice coliforme en el afluente del sistema.

K = Factor de proporcionalidad que tiene valor de $2,0 \text{ día}^{-1}$

R_i = Tiempo de residencia teórico en la laguna iésima, - días

n = Número total de lagunas en serie.

Cuando las lagunas sean iguales, la fórmula se reducirá a la forma siguiente:

$$N_n = \frac{N_o}{(K R + 1)^n}$$

3.12.6. Eficiencia en Términos de DBO

1.- Lagunas Anaerobias

La calidad del efluente de una laguna anaerobia se calculará con la fórmula siguiente:

$$P = \frac{P_o}{6 R \left(\frac{P}{P_o}\right)^{4,8} + 1}$$

donde:

P = DBO en el efluente de una laguna anaerobia, mg/l

P_o = DBO en el afluente de la misma laguna, mg/l

R = Tiempo de residencia teórico, días

TABLA 77

Relación entre la temperatura, período de retención y eficiencia en lagunas anaeróbicas⁽⁶³⁾

| Temperatura ° C | Tiempo de retención, d | Remoción de DBO ₅ , % |
|--------------------|---------------------------|-------------------------------------|
| 10 - 15 | 4 - 5 | 30 - 40 |
| 15 - 20 | 2 - 3 | 40 - 50 |
| 20 - 25 | 1 - 2 | 50 - 60 |
| 25 - 30 | 1 - 2 | 60 - 70 |

2.- Lagunas Facultativas y Aerobias

a) Hipótesis de mezcla total:

Cuando la dirección del viento predominante es sensiblemente paralela con el eje longitudinal de la laguna, se establecerá la hipótesis de que la laguna trabaja en régimen hidráulico de mezcla total o continua. Bajo estas circunstancias, la calidad del efluente se calculará con la fórmula siguiente:

$$P = \frac{P_o}{K R + 1}$$

donde:

- P = DBO en el efluente de una laguna facultativa o aerobia, mg/l
- R = Tiempo de residencia teórico, días.
- K = Constante de proporcionalidad, día⁻¹, definida por medio de la fórmula siguiente:

$$K = K_s C_t C_o C_{tox}$$

donde:

K_s = 0,056 día⁻¹, constante de proporcionalidad bajo condiciones normalizadas a temperatura de 20°C, carga orgánica de 67,3 kg DBO₅/día x ha, en ausencia de desechos tóxicos, con una tasa mínima de radiación solar de 100 langleys/día y en ausencia de sedimentos bentales.

C_t = Q^{t-20}, factor de corrección por temperatura.

Q = 1,036

t = Temperatura media de la laguna en el mes más frío, °C

C_o = Factor de corrección por carga orgánica superficial, definida por la fórmula siguiente:

$$C_o = 1 - \frac{0,083}{K_s} \left\{ \log_{10} \frac{67,3}{L} \right\}$$

siendo L = Carga orgánica superficial en kg DBO₅/día x ha.

El factor C_{tox} tiene la finalidad de introducir la corrección necesaria por la presencia de sustancias tóxicas o inhibitorias y es necesario determinarlo por vía experimental cuando existen sustancias específicas.

b) Hipótesis de flujo pistón:

Cuando la dirección del viento predominante es perpendicular al eje longitudinal de la laguna, se podrá establecer la hipótesis de que la laguna trabaja en régimen de flujo pistón. Bajo estas circunstancias, la calidad del efluente se determinará con la fórmula siguiente:

$$P = \frac{P_o \cdot a e^{1-2d}}{(1+a)^2 e^{a \cdot 2d} - (1-a)^2 e^{-a \cdot 2d}}$$

donde:

P, P_o, K, R = Como antes.

$a = \sqrt{1 + 4 KRd}$, adimensional

d = 0,2 (expresión adimensional que es función del coeficiente de mezcla longitudinal, el tiempo de residencia y la velocidad longitudinal. El valor asignado de 0,2 es una aproximación práctica y admite ajuste en base a trabajos experimentales).

e = 2,7182.....

c) Hipótesis para condiciones intermedias.

Cuando la dirección del viento predominante es inclinada con respecto al eje longitudinal de la laguna, la calidad del efluente se tomará como el radio paralelo al viento en un elipse, cuyo eje mayor es paralelo con el eje longitudinal de la laguna y su radio mayor igual a la P calculada con el criterio indicado y el radio menor igual a la P. El criterio anterior se transforma en la formula siguiente:

$$P_i = P_a P_b \sqrt{\frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{P_b^2 + P_a^2 \operatorname{tg}^2 \alpha}}$$

donde:

P_i = Calidad del efluente de una laguna, cuyo eje longitudinal encierra un ángulo α con la dirección de los vientos predominantes, en mg/l de DBO.

α = Angulo encerrado por el eje longitudinal de la laguna y la dirección de los vientos predominantes.

P_a = Calidad del efluente de la laguna calculada según la hipótesis de la mezcla total y continua, en mg/l de DBO.

P_b = Calidad del efluente de la laguna, calculada según la hipótesis del flujo pistón, en mg/l de DBO.

3.12.7. Proporción de las Lagunas

La relación de largo/ancho de las lagunas de estabilización cumplirá con las condiciones siguientes:

TABLA 78
Relación Largo/Ancho por tipo de laguna⁽¹⁶⁾

| TIPO DE LAGUNA: | RELACIÓN DE LARGO/ANCHO | | |
|-----------------|-------------------------|------------|-------|
| | PRIMARIA | SECUNDARIA | OTRAS |
| Aerobia | 1 a 3 | 4 | 6 |
| Facultativa | 2 a 3 | 4 | 6 |
| Anaerobia | 1,5 a 2,5 | 3,5 | - |

La forma de las lagunas será preferentemente rectangular, pero se podrá usar cualquier geometría cuando las condiciones topográficas así lo exijan.

3.12.8. Dispositivos de Entrada

Los dispositivos de entrada serán sumergidos y múltiples. En las lagunas primarias por cada 25 metros o fracción del ancho de laguna se tendrá un terminal de entrada. En las demás lagunas se tendrá un terminal de entrada por cada 35 metros o fracción del ancho de la laguna. El terminal de entrada podrá tener dispositivos que promuevan la dispersión eficiente del afluente. La distancia entre los terminales de entrada y el dique de cabecera en las lagunas primarias no será menor de 15 m, ni mayor al 25% de la longitud de la laguna. En las lagunas subsiguientes el afluente podrá ser introducido al pie del talud de la cabecera. Frente a la boca de los terminales de entrada se construirá un piso de concreto de 12 cm de espesor, de dimensiones apropiadas para proteger el fondo de la laguna contra la erosión que pueda causar el chorro emergente.

3.12.9. Dispositivos de Salida

Para determinar el número de los dispositivos de salida, se usará el criterio establecido en la sección anterior referente al número de terminales de entrada.

Los vertederos de salida podrán servir como dispositivos de medición, nivelando cuidadosamente las crestas de cada vertedero e instalando un registrador de nivel en el extremo de la salida.

La salida de las lagunas anaerobias estará entre 0,5 y 1,5 m debajo del nivel del agua, a fin de conservar la nata o costra que pueda formarse en la superficie. Esta restricción podrá cumplirse colocando la tubería de salida entre las cotas señaladas o utilizando pantalla delante del vertedero de salida.

3.- Lagunas aireadas

Una laguna aireada es una unidad de lodos activados operada sin retorno de lodos, el oxígeno es suministrado por aireadores superficiales o por equipos de aireación por difusión.

a) Clasificación

Las lagunas aireadas podrán ser aerobias y facultativas, según la densidad de potencia de las mismas.

Las lagunas aireadas aerobias tendrán una densidad de potencia superior a 15 vatios/m³ y las facultativas menos de 5 vatios/m³.

Las lagunas facultativas tendrán profundidad superior a 3,5 m para promover la formación de una zona anaerobia de sedimentación.

TABLA 79

Rangos de tiempo de retención para lagunas aireadas⁽⁶³⁾

| Tipo de laguna aireada | Tiempo de retención, (días) |
|----------------------------|-----------------------------|
| Aireada de mezcla completa | 2 - 7 |
| Aireada Facultativa | 7 - 20 (promedio 10 -15) |

TABLA 80

Rangos de profundidad para las lagunas aireadas⁽⁶³⁾

| Tipo de laguna aireada | Profundidad, (m) |
|----------------------------|---|
| Aireada de mezcla completa | 3 - 5 (4.6 para climas templados y fríos) |
| Aireada Facultativa | 1.50 (para climas cálidos) |
| Oxidación aireada | 1 - 1.5 (promedio 1.2) |

b) Dimensionamiento y Eficiencia

La calidad del efluente de una laguna aireada se calculará con la fórmula siguiente:

$$P = \frac{P_o}{K R + 1}$$

donde:

P = DBO en el afluente de la laguna, mg/l

P_o = DBO en el efluente de la laguna, mg/l

K = Constante de proporcionalidad de la reacción de primer orden, día⁻¹

R = Tiempo de residencia teórico, días

La constante de proporcionalidad depende de la temperatura y para temperaturas distintas a 20°C se ajusta según la formulación siguiente:

$$K = K_{20} \theta^{t-20}$$

donde:

$$K_{20} = 0,4$$

$$\theta = 1,06$$

$$t = \text{Temperatura, } ^\circ\text{C}$$

Con las fórmulas anteriores se calculará el volumen de la laguna. La potencia de los aireadores se determinará en base a la DBO satisfecha y a la densidad de potencia. Debido a la emanación béntica de las lagunas facultativas, se exigirá transferir 1,3 kg de oxígeno por cada kg de DBO satisfecha.

c) Sistemas de Aireación

El suministro de oxígeno requerido para el mantenimiento del proceso biológico aerobio se asegurará por medio de aireadores que podrán ser de tipo:

- a. Inyección de aire comprimido
- b. Aireadores de agitación mecánica
- c. Sistema combinado de las técnicas anteriores

Cualquiera fuera el tipo del sistema de aireación, éste deberá cumplir con las exigencias siguientes:

- a. Transferir el oxígeno a la tasa exigida y mantener una concentración mínima de oxígeno disuelto.
- b. Mantener los sólidos en suspensión y dispersar el oxígeno disuelto en toda la extensión del tanque de aireación.

La Tasa de la Demanda de Oxígeno (TDO) será calculada en base al promedio del gasto máximo horario, la concentración de la DBO en el afluente y la eficiencia requerida, según la fórmula siguiente:

$$TDO = 3,6 \times q \times DBO \times n$$

donde:

TDO = Tasa de demanda de oxígeno, kg O₂/hora

q = Gasto máximo horario, m³/seg.

DBO = Concentración de la DBO última en el afluente del tanque de aeración durante la hora pico, mg/l.

n = Eficiencia exigida en la parte secundaria de la planta, expresada como fracción de la unidad.

Para satisfacer los requerimientos de agitación, la densidad de potencia no será inferior al equivalente de 25 vatios/m³. Para los efectos del cálculo de la densidad de potencia se tomará la potencia en el eje de los aireadores mecánicos, cuando se usen estos, o la potencia disponible en los orificios de los difusores, calculando la potencia, en este caso, como el producto de la presión y del gasto de aire a la presión dada.

d) Sistemas de Aireación Mecánica

Los sistemas de aireación mecánica podrán ser de los tipos siguientes:

- de hélice con eje vertical.
- de rotor con eje vertical.
- de rotor con eje vertical de difusores.
- de rotor con eje horizontal.
- de discos montados en eje horizontal.

El cálculo de la potencia de los aireadores mecánicos se basará en la Capacidad de Transferencia Normal (CTN) del equipo, determinada bajo condiciones normalizadas y suministrada por el fabricante bajo garantía, en el nivel de oxígeno disuelto deseado y en las condiciones ambientales de la localidad, según la fórmula siguiente:

$$CTA = \frac{CTN (C_s - C') 1,024^{(t-20)} \alpha}{9,17}$$

donde:

CTA = Capacidad de Transferencia Ajustada, kg O₂/HP x hora.

CTN = Capacidad de Transferencia Normal, kg O₂/HP x hora.

1,024 = Factor de corrección debido a temperatura, para la constante de transferencia del equipo.

T = Temperatura del agua °C.

α = Factor de corrección de transferencia para aguas cloacales, corrientemente 0,85.

9.17 = Concentración de saturación del OD a nivel del mar a 20° C, mg/l.

C_s = Concentración de oxígeno disuelto deseada en el tanque de aeración, mg/l. Cuando la TDO se determine en función del promedio del gasto máximo horario, se adoptará un valor de 0,5 mg/l. Los cálculos serán verificados luego para la TDO basada en el gasto medio diario, para cuyo caso se adoptará un valor de C = 2 mg/l y se tomará el valor superior de la CTA.

C' = Concentración de saturación del oxígeno disuelto a la temperatura y presión barométrica dadas, en mg/l, según la fórmula siguiente:

$$C_5 = C \frac{b-p}{750-p} \beta$$

donde:

C₅ = Concentración de saturación del oxígeno disuelto en agua limpia, a la temperatura del ambiente a nivel del mar, según el Cuadro II.

b = Presión barométrica en función de la altura sobre el nivel del mar, en mm de Hg, según el Cuadro III.

p = Presión del vapor saturado a la temperatura dada, en mm de Hg, según el Cuadro II.

β = Factor de corrección de la concentración de saturación en las aguas cloacales, para cuyo valor se adopta 0,95.

La potencia total requerida se calculará con la Capacidad de Transferencia Ajustada del aireador en consideración (CTA) y con la Tasa Demanda de Oxígeno (TDO), según la fórmula siguiente:

$$HP = \frac{TDO}{CTA}$$

Una vez determinada la potencia total se establecerá el número de aireadores y la localización de los mismos, verificando luego que las condiciones exigidas por el fabricante estén satisfechas en cuanto a la profundidad y la separación de las unidades, así como a la densidad de potencia. La selección definitiva de la ubicación, número y potencia de los aireadores será tal que en caso de paralización de cualquiera de las unidades, se haga llegar oxígeno disuelto en toda la extensión del tanque, aunque se dejen de mantener los sólidos en suspensión en algunas partes del mismo.

En el diseño del emplazamiento de los aireadores mecánicos se deberá dar consideración a la facilidad de ejecutar las tareas de operación, mantenimiento y reparación. Se deberán proveer escaleras y pasadizos con barandas de seguridad para alcanzar los puntos que requieren atención rutinaria u ocasional.

e) Sistemas de Aire Inyectado

Los sistemas de aireación por inyección serán calculados en base a los parámetros de aire requeridos, indicados en el Cuadro III. Se aceptarán además cálculos racionales en la TDO y en parámetros de transferencia de oxígeno suministrados y debidamente garantizados por los fabricantes.

El sistema de aeración por inyección tendrá los componentes siguientes:

- Filtro de aire
- Compresores de desplazamiento positivo o centrífugos
- Medidores de gasto
- Tubería y valvulería
- Difusores

En el cálculo del sistema se deberá tomar en cuenta la temperatura y la presión local, así como los cambios de temperatura ocurridos en la compresión y en la descompresión.

Los filtros serán seleccionados y dispuestos de tal manera que en todo momento sean capaces de suministrar la cantidad de aire exigida por las bombas y su eficiencia debe ser satisfactoria para prevenir la obstrucción de los difusores y el desgaste de los compresores.

Los compresores serán seleccionados de tal manera que sea posible satisfacer la demanda máxima de aire con la unidad más grande paralizada. Se deberán procurar modos de operación que hagan posible la inyección de aire en proporción a la demanda real horaria, pero sin perjuicio a la agitación eficiente.

La capacidad del sistema de aire comprimido será determinada en función de la demanda total en toda la planta, incluyendo los requisitos establecidos para la agitación en los desarenadores, canales, sistemas neumáticos, etc. Los medidores de gasto serán del tipo registrador-totalizador, por lo menos en la estación de compresores. Además, se proveerán medidores de tipo indicador para cada tanque individual.

La tubería de distribución y los difusores serán diseñados con una capacidad mínima igual al 200% de la tasa media de demanda de oxígeno, basada en el gasto medio, ó el 120% de la TDO basada en el promedio del gasto máximo, tomando el valor más alto. La separación de los difusores será determinada en función de la demanda local de oxígeno en el tanque de aireación, cuando se trate de tanques de flujo pistón. La separación de los difusores debe ser alterable sin necesidad de destruir obras de concreto, por lo cual las tuberías deben ser instaladas en ductos, con acceso fácil para efectuar los trabajos relacionados con la remodelación del sistema.

Los difusores deben ser removibles sin necesidad de desaguar a los tanques de aireación o cerrar el aire a los demás grupos. Cada grupo tendrá válvula de control calibrada para la regulación del flujo y para el cierre. Los difusores que forman un grupo deben tener pérdidas sustancialmente uniformes.

f) Tratamiento Preliminar

El afluente de las lagunas aireadas deberá estar sometido a un tratamiento preliminar, a fin de prevenir la interferencia con el funcionamiento de los aireadores mecánicos. Desarenadores serán utilizados únicamente cuando el muestreo efectuado durante el estudio preliminar demuestre que la excesiva cantidad de arena podría reducir la vida útil de la primera laguna en

forma notable. Cuando se usen dos sistemas de lagunas en paralelo, con la posibilidad de aislar y vaciar a cada uno en forma separada, en ningún caso se requerirán desarenadores.

g) Forma de las Lagunas

Las lagunas aireadas están supuestas a funcionar como reactores de mezcla continua, por lo cual no hay restricción sobre la relación de largo/ancho, pudiendo ser cuadradas también. Aún cuando el flujo pistón evita los cortocircuitos, un cierto grado de recirculación, como consecuencia de la mezcla total, es deseable para asegurar la siembra de las aguas crudas con población bacteriana asimilada al proceso.

h) Dispositivos de Entrada y Salida

En las lagunas aireadas se podrá usar una sola entrada y una sola salida. El terminal de entrada será preferible colocarlo debajo de uno de los aireadores, a fin de asegurar la dispersión eficiente de las aguas crudas. La salida puede ser superficial, en forma de vertedero.

i) Lagunas Aireadas en Serie

Las lagunas aireadas podrán ser diseñadas en serie, utilizando el modelo matemático correspondiente con las lagunas de estabilización, en relación con la eficiencia en términos de Índice Coliforme, sustituyendo el valor de k correspondientes a la remoción de la DBO en las lagunas aireadas. En este caso es posible combinar lagunas aerobias con lagunas facultativas.

4.- Lagunas de maduración

a) Carga superficial

Para la remoción de DBO debe usarse la siguiente ecuación:

$$C_{sr} = 0.941C_{sa} - 7.16$$

C_{sr} = remoción

C_{sa} = carga aplicada

b) Tiempo de retención hidráulica

Para una adecuada remoción de nematodos intestinales en un sistema de lagunas se requiere un período de retención nominal de 10 días como mínimo.

c) Profundidad

La profundidad puede variar entre 0.9 y 1.5 m.

d) Metodología de cálculo

Las lagunas de maduración deben dimensionarse para alcanzar la remoción bacteriana necesaria de acuerdo a los criterios de calidad exigidos. Debe tenerse en cuenta la remoción lograda en los sistemas de tratamiento que anteceden.

La reducción de bacterias en cualquier tipo de laguna debe ser determinada en términos de coliformes fecales, como indicadores. Para tal efecto, el diseñador debe usar el modelo de flujo disperso, con los coeficientes de mortalidad netos para los diferentes tipos de unidades.

El factor de dispersión para uso en el modelo de flujo disperso, puede ser determinado según la forma de la laguna. En función de la relación largo/ancho, se recomiendan los valores que aparecen en la tabla

TABLA 81
Factor de dispersión⁽⁶³⁾

| Relación largo/ancho | Factor de dispersión d |
|----------------------|------------------------|
| 1 | 1.00 |
| 2 | 0.50 |
| 4 | 0.25 |
| 8 | 0.12 |

El coeficiente de mortalidad neto puede ser corregido con la siguiente relación de dependencia de la temperatura:

$$K_T = K_{20} \cdot 1.07^{T-20}$$

3.13. Desinfección

El proceso de desinfección debe realizarse en el efluente de plantas de tratamiento cuando éste último pueda crear peligros de salud en las comunidades aguas abajo de la descarga.

El proceso de desinfección que se utilice debe seleccionarse después de la debida consideración de:

- Caudal de aguas residuales a tratar
- Calidad final deseada de desinfección
- Razón de aplicación y demanda
- El pH del agua que va a desinfectarse
- Costos del equipo y suministros
- Disponibilidad

3.13.1. Equipos

En caso de que las exigencias del tratamiento lo indiquen se proveerá del equipo adecuado para clorar el efluente. Para el nivel alto de complejidad los cloradores deben ser de capacidad adecuada y tipo automático. Deben proveerse instalaciones adicionales automáticas para regular y registrar gráficamente el cloro residual. El sistema de cloración automática depende del cuerpo de agua receptor del efluente de la planta y será controlado por el caudal.

La capacidad requerida del clorador variará, dependiendo de los usos de los puntos de aplicación del desinfectante. Para desinfección, la capacidad debe ser adecuada para producir una concentración residual de cloro en el efluente de la planta medido por un método

estándar, de manera que reduzca la concentración de coliformes viables y sea consistente con los valores especificados para el cuerpo de agua receptor.

Debe existir un equipo de reserva disponible, con suficiente capacidad para reemplazar la unidad de mayor tamaño durante paros por averías. Debe haber reemplazos disponibles para aquellas piezas sujetas a desgastes y rotura para todos los cloradores.

3.13.2. Dosis

Las dosis de cloro para desinfección normal de aguas residuales domésticas se encuentran en la tabla

TABLA 82

Dosis de cloro para desinfección normal de aguas residuales domésticas⁽²⁶⁾

| Tratamiento | Dosis de cloro para diseño, (mg/L) |
|--|------------------------------------|
| Precloración | 20 - 25 |
| Agua residual no tratada, dependiendo de la edad | 6 - 15 fresca 12 - 30 séptica |
| Efluente primario | 8 - 20 |
| Efluente de filtro percolador | 3 - 15 |
| Efluente de lodos activados | 2 - 8 |
| Efluente de filtros de arena | 1 - 6 |

3.13.3. Punto de aplicación

El cloro debe poderse aplicar en dos etapas en caso de ser necesario: antes del tanque de sedimentación secundaria y después de éste.

3.13.4. Tiempo de contacto

El período de contacto en la cámara de cloración no será menor de 30 minutos con base en el caudal medio diario.

Después de una mezcla rápida sustancial debe proveerse un tiempo de contacto mínimo de quince minutos en el caudal máximo horario ó la razón máxima de bombeo.

3.13.5. Metodología de diseño

Los cálculos para la selección de la capacidad del clorador se basan en una concentración mínima de cloro residual de dos (2) partes por millón y por lo menos, tres veces la capacidad normal.

3.13.6. Desinfección Ultravioleta

La irradiación ultravioleta es un proceso de desinfección, cuyas características fundamentales lo distinguen de los procesos de desinfección química (tales como cloración). La irradiación ultravioleta se logra por medio de la inducción de cambios fotobioquímicos con los microorganismos. Como mínimo, deben cumplirse dos condiciones para que una reacción fotobioquímica tenga lugar:

- 1) Radiación de suficiente energía para alterar los enlaces químicos y
- 2) Absorción de tal radiación por el organismo. En el diseño de instalaciones de medianas a grandes de rayos ultravioleta, se recomienda basar el diseño sobre las características específicas y relevantes del agua residual en el sitio. Se recomienda la realización ensayos piloto, particularmente si van a instalarse sistemas avanzados y no convencionales de rayos ultravioletas.

3.13.7. Equipos

El ingeniero está en libertad de seleccionar el equipo que más convenga a su diseño. Se recomiendan los siguientes:

- 1) lámparas de mercurio de baja presión,
- 2) sistemas ultravioletas horizontales,
- 3) sistemas ultravioletas verticales,
- 4) lámparas de mercurio de presión media,
- 5) sistemas de alta intensidad de baja presión.

3.13.8. Localización

Las lámparas deben localizarse en forma tal que el agua pase a través de ellas, para reducir el espesor líquido que debe atravesar la luz. Estas unidades deben localizarse en el canal efluente para eliminar la necesidad de un tanque o canal de contacto. Las lámparas, deben estar encerradas en una estructura para proteger el equipo eléctrico usado para suministro de energía.

3.13.9. Dosis

Las dosis de luces ultravioletas recomendadas aparecen en la tabla:

TABLA 83
Dosis típicas recomendadas para sistemas ultravioletas⁽²⁰⁾

| Microorganismos | Dosis requerida para inactivación en un 90%, (mW*s/cm ²) |
|-------------------------------|--|
| Bacteria Aeromonas hydrophila | 1.54 |
| Bacillus anthracis | 4.5 |
| Bacillus anthracis spores | 54.5 |
| Bacillus subtilis spores | 12 |
| Capylobacter jejuni | 1.05 |
| Clostridium tetani | 12 |

| Microorganismos | Dosis requerida para inactivación en un 90%, (mW*s/cm ²) |
|----------------------------|--|
| Coynebacterium dipheriae | 3.4 |
| Escherichia coli | 1.33 |
| Escherichia coli | 3.2 |
| Escherichia coli | 3 |
| Klebsiella terrigena | 2.61 |
| Legionella pneumophila | 2.49 |
| Legionella pneumophila | 1 |
| Legionella pneumophila | 0.38 |
| Micrococcus radiodurans | 20.5 |
| Mycobacterium tuberculosis | 6 |
| Pseudomonas aeruginosa | 5.5 |
| Pseudomonas aeruginosa | 5.5 |
| Salmonella enteris | 4 |
| Salmonella enteritidis | 4 |
| Salmonella paratyphi | 3.2 |
| Salmonella typhi | 2.26 |
| Salmonella typhi | 2.1 |
| Salmonella typhi | 2.5 |
| Salmonella typhimurium | 8 |
| Shigella dysenteriae | 2.2 |
| Shigella dysenteriae | 0.885 |
| Shigella dysenteriae | 2.2 |
| Shigella flexneri | 1.7 |
| Shigella paradysenteriae | 1.7 |
| Shigella sonnei | 3 |
| Staphylococcus aureus | 5 |
| Staphylococcus aureus | 4.5 |
| Streptococcus faecalis | 4.4 |
| Streptococcus pyogenes | 2.2 |
| Vibrio cholerae | 0.651 |
| Vibrio cholerae | 3.4 |
| Vibrio comma | 6.5 |
| Yersinia enterocolitica | 1.07 |
| Viruses Coliphage | 3.6 |
| Coliphage MS-2 | 18.6 |
| F-specific bacteriophage | 6.9 |
| Hepatitis A | 7.3 |
| Hepatitis A | 3.7 |
| Hepatitis A | 3.6 |
| Influenza virus | 7.5 |
| Poliovirus | 5 |
| Poliovirus 1 | 5 |

| Microorganismos | Dosis requerida para inactivación en un 90%, (mW*s/cm²) |
|------------------------|---|
| Poliovirus tipo 1 | 7.7 |
| Rotavirus | 11.3 |
| Rotavirus SA -11 | 9.86 |

3.13.10. Consideraciones hidráulicas

Se recomienda dejar una distancia mínima de 2 m entre las estructuras de entrada o salida y las lámparas con el objeto de lograr un flujo uniforme. Si la cabeza disponible es suficiente, se recomienda utilizar una placa perforada para homogeneizar el flujo. Esta debe localizarse al menos 1.5 m en frente de la primera lámpara. La separación entre las lámparas debe estar entre 0.5 y 1.0 m; entre la última lámpara y el mecanismo de control de nivel de aguas abajo debe conservarse una distancia de dos a tres veces la distancia entre lámparas.

3.13.11. Efectos de la turbiedad

Debido a que los sólidos suspendidos afectan la transmitancia del sistema de rayos (UV) ultravioleta e interfieren el proceso de desinfección, limitando su eficiencia, se recomienda un alto grado de filtración y en algunos casos, la coagulación de los sólidos coloidales para lograr eficiencias altas de desinfección. Otro efecto que puede afectar la eficiencia de las lámparas es la acumulación de material insoluble en la superficie de éstas. Para su eliminación, se debe limpiar con ácido diluido (pH aproximadamente entre 1 y 2) la superficie sucia. La selección del ácido depende de los requerimientos específicos del sitio. Para sistemas grandes se recomienda el uso de ácido fosfórico. Además, se recomienda la introducción de burbujas de aire en la base del canal durante periodos cortos, pero frecuentemente (10 minutos por día) para disminuir la acumulación de material en la superficie de las lámparas.

3.14 Manejo de lodos

Para el correcto manejo de los lodos producidos por los sistemas de tratamiento deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- No deben descargarse dichos efluentes a cuerpos de agua superficiales o subterráneos.
- Los lodos primarios deben estabilizarse.
- Se debe establecer un programa de control de olores.
- Se debe establecer un programa de control de vectores.

3.14.1. Caracterización

Se debe hacer una caracterización de los siguientes parámetros en los lodos:

- Sólidos suspendidos.
- Sólidos totales.
- Nitrógeno total Kjeldahl.
- Fósforo
- Metales (Cromo, Plomo, Mercurio, Cadmio, Níquel, Cobre y Zinc)

3.14.2. Generación

El diseño de las instalaciones para el manejo de lodos debe hacerse teniendo en cuenta las posibles variaciones en la cantidad de sólidos que entren diariamente a la planta. Para esto se deben considerar las tasas máxima y promedio de variación en la producción de lodos y la capacidad de almacenamiento potencial de las unidades de tratamiento de la planta.

En la siguiente tabla se presentan producciones típicas de lodos para diferentes tipos de tratamiento:

TABLA 84
Generación típica de lodos por tratamiento⁽²⁰⁾

| Proceso de tratamiento | Sólidos secos, g/103 Litros de agua residual tratada | |
|--|--|--------|
| | Rango | Típico |
| Sedimentación primaria | 108-168 | 150 |
| Lodos Activados (Lodo de desecho) | 72-96 | 84 |
| Filtros percoladores (Lodo de desecho) | 60-96 | 72 |
| Aireación extendida (Lodo de desecho) | 84-120 | 96 |
| Lagunas Aireadas (Lodo de desecho) | 84-120 | 96 |
| Filtración | 12-24 | 18 |

TABLA 85
Características de los lodos⁽²⁰⁾

| Proceso | % humedad del lodo | | Densidad relativa | |
|-------------------------------|--------------------|--------|-------------------|-------|
| | Intervalo | Típico | Sólidos | Lodo |
| Sedimentación primaria | 88 – 96 | 95 | 1.4 | 1.02 |
| Filtro percolador | 91 – 95 | 93 | 1.5 | 1.025 |
| Precipitación química | - | 93 | 1.7 | 1.03 |
| Lodos activados | 90 – 93 | 92 | 1.3 | 1.005 |
| Tanques sépticos | - | 93 | 1.7 | 1.03 |
| Tanques Imhoff | 90 – 95 | 90 | 1.6 | 1.04 |
| Aireación prolongada | 88 – 92 | 90 | 1.3 | 1.015 |
| Lodo primario digerido | | 93 | 1.4 | 1.02 |
| Anaerobiamente | 90 – 95 | | | |
| Laguna aireada | 88 – 92 | 90 | 1.3 | 1.01 |
| Lodo primario digerido | | | | |
| aerobiamente | 93 – 97 | 96 | 1.4 | 1.012 |

3.14.3. Digestión de lodos

La digestión es un proceso bioquímico complejo en el cual varios grupos de organismos anaerobios y facultativos asimilan y destruyen simultáneamente la materia orgánica.

Existen cuatro tipos de digestión de lodos:

- Digestión de tasa estándar
- Digestión de alta tasa
- Digestión en dos etapas
- Procesos anaerobios de contacto

TABLA 86

Volúmenes típicos unitarios de digestores de lodos anaerobios mesofílicos (35°C) ⁽²⁰⁾

| Parámetro | Digestión de tasa estándar | Digestión de alta tasa |
|--|---|------------------------|
| | Criterio de volumen, m ³ /hab. | |
| Lodo primario | 0.057 -0.085 | 0.037 -0.057 |
| Lodo primario más humus de filtros percoladores | 0.113 -0.142 | 0.074 -0.093 |
| Lodo primario más lodo activado | 0.113 -0.170 | 0.074 -0.113 |
| Primario combinado más desecho biológico Concentración de lodo alimentado, porcentaje de sólidos (con base seca) | 0.057 -0.113 | 0.113 -0.170 |
| Concentración debajo del flujo del digestor, porcentaje de sólidos (con base seca) | 0.113 -0.170 | 0.113 -0.170 |

TABLA 87

Parámetros en digestores aerobios ⁽²⁰⁾

| Parámetro | Valor |
|--|-----------|
| Tiempo de retención hidráulico a 20° C, d | |
| Lodo primario | 15 – 20 |
| Lodo activado | 10 – 15 |
| Lodo activado sin tratamiento primario | 12 – 18 |
| Lodo activado + lodo primario | 15 – 20 |
| Lodo primario + lodo filtro percolador | 15 – 20 |
| Carga de sólidos, kg SV/M3 d | 1.6 – 4.8 |
| Requisitos de oxígeno, kg O2/kg de sólidos destruidos | |
| Tejido celular con nitrificación | 2.3 |
| DBO en el lodo primario | 1.6 – 1.9 |
| Requisitos de mezcla, W/m3 | 20 - 40 |

| Parámetro | Valor |
|--|---------|
| Mezcla por aire difuso, m ³ /m ³ d | 29 – 58 |
| OD residual en el líquido, mg/L | 1 – 2 |
| Reducción de sólidos volátiles, % | 40 – 50 |

3.14.4. Secado de lodos

El proceso de secado de lodos se refiere generalmente a los sistemas de desaguado de lodos que buscan reducir el contenido de agua en el lodo a menos de un 85%. En la selección del método de secado de un lodo hay que tener en cuenta la naturaleza del lodo, los procesos subsiguientes de tratamiento y el método de disposición final. Los objetivos del secado de lodos son principalmente los siguientes:

- Reducir los costos de transporte del lodo al sitio de disposición.-Facilitar el manejo del lodo. Un lodo seco permite su manejo con cargadores, laya, carretilla, etc.
- Aumentar el valor calórico del lodo para facilitar su incineración.
- Minimizar la producción de lixiviados al disponer el lodo en un relleno sanitario.

La facilidad con que un lodo seca varía ampliamente, pues la magnitud del secado es función de la forma como se encuentra el agua. En general se considera que el agua en los lodos existe en cuatro formas diferentes: agua libre, agua intersticial, agua vecinal y agua de hidratación.

En el secado de lodos el agua fácil de remover, es decir, el agua libre, se elimina por drenaje, espesamiento o secado mecánico. El agua intersticial se puede remover destruyendo o comprimiendo el floculo mediante energía mecánica como la de los filtros al vacío, filtros prensa y centrifugas. Sin embargo, el agua vecinal no puede removerse mecánicamente y constituye una de las fracciones de mayor importancia en el límite obtenible de secado de lodos.

1.- Lechos (Eras) de secado

Los lechos de secado constituyen uno de los métodos más empleado para reducir el contenido de humedad de los lodos en forma natural. Los lechos de secado se utilizan normalmente para la deshidratación de lodos digeridos. Se usan cuatro tipos de lechos de secado: (1) convencionales de arena, (2) pavimentados, (3) de medio artificial y (4) por vacío.

Debido a que los lechos de secado convencionales de arena son los más empleados con resultados satisfactorios, en poblaciones similares a las existentes en el país, se indicarán parámetros de diseño solamente para éstos:

- Área requerida: 0.09 a 0.15 m²/hab
- Carga de sólidos seco: 134 kg/m².año
- La superficie total se divide en lechos individuales de 6 m de ancho y longitudes no mayor de 60 m, o de dimensiones tales, que el ciclo de carga normal permita el llenado de uno o dos de ellos.
- Los muros laterales deberán tener un borde libre entre 0.5 y 0.9 m por encima de la arena. Debe asegurarse que no existan filtraciones laterales a través de los muros separadores y de los laterales. Los muros pueden fabricarse de losetas de concreto engarzadas en ranuras de postes del mismo material.
- El diámetro de las tuberías de drenajes deberá ser de 10 a 15 cm, separadas entre sí 2 a 3 m con una pendiente no menor de 1%. Las tuberías pueden ser de PVC o cualquier otro material

resistente a la corrosión y que soporte los esfuerzos a que estarán sometidos durante su funcionamiento.

-La capa de grava deberá tener un espesor entre 0.20 y 0.46 m, debe ser redondeada con un diámetro entre 3 y 25 mm.

-La capa de arena sobre la grava tendrá un espesor entre 0.30 y 0.46 m. Debe ser durable, limpia y libre de materiales extraños. Deberá tener un coeficiente de uniformidad entre 3.5 y 4.0 y un tamaño efectivo entre 0.3 y 0.75 mm.

-La tubería de conducción del lodo hacia los lechos debe diseñarse para una velocidad no menor de 0.75 m/s.

-Se deberá proveer una placa de salpicamiento de 0.9 x 0.9 x 0.1 m para controlar la erosión de la arena.

-Los lechos de secado deben ubicarse a una distancia mínima de 100 m de edificios y urbanizaciones.

3.15. Sistemas tipo paquete

Este tipo de sistema de tratamiento nos presenta una planta de tratamiento con todas sus unidades empaquetadas y ocupando pequeños volúmenes. Los sistemas tipo paquete utilizan equipos electrónicos que ayudan a realizar los procesos de tratamiento más rápido que con los sistemas convencionales.

El empleo de este y otro tipo de tratamiento debe ser sustentado técnicamente ante la autoridad competente antes de instalarlo, la cual debe dar su aprobación.

3.16. Disposición final de efluentes

La disposición final de los efluentes es una etapa inevitable en el tratamiento de las aguas residuales. La disposición se hace generalmente sobre el suelo, el aire o el agua.

Las formas de disposición más comunes son:

- Disposición en cuerpo receptor superficial
- Disposición en cuerpo receptor subterráneo
- Disposición sobre el suelo
- Disposición por emisarios submarinos

El análisis de sus efectos contaminantes constituye uno de los problemas de mayor interés, por lo cual los estándares de descargas son regidos por la SECRETARÍA DE ESTADO DE MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES (Norma Ambiental sobre Calidad del Agua y Control de Descargas NA-AG-001-03).

Notas:

Los diseños deben cumplir con los parámetros especificados, sugeridos y presentados en las tablas.

En caso contrario el diseñador debe demostrar basándose en estudios de plantas piloto que se cumple con la normativa para descargas de efluentes provenientes de plantas de tratamiento. El diseñador debe sustentar adecuada y claramente el tipo de tratamiento que ha elegido, su objetivo, sus ventajas y las implicaciones de diseño y económicas que se tiene en cada caso ante la autoridad competente antes de instalarlo, la cual debe dar su aprobación.

TITULO VI *CONSTRUCCION*

CAPITULO I CONSIDERACIONES GENERALES

Se presentan las Normas técnicas para la construcción de obras e instalaciones hidráulicas. Bajo la denominación de construcción se entiende la ejecución de las obras civiles y el suministro y montaje de los equipos y sistemas eléctricos y mecánicos y las demás obras complementarias, temporales o permanentes, requeridas para la completa y cabal ejecución del proyecto.

En las Normas técnicas se tratan los aspectos de planeación, estudios, exploraciones, muestras de materiales, pruebas de laboratorio, procedimientos de construcción, control de secciones de construcción, control de calidad y entrega-recepción de las obras.

La supervisión de la construcción de las obras motivo de estas normas, se regirá por las especificaciones de la Secretaría Estado de Obras Publicas y Comunicaciones (SEOPC). Adicionalmente, se tomarán en cuenta los códigos, regulaciones y normas que están vigentes en la República Dominicana. En los casos no estipulados expresamente en estos documentos, se aplicarán como normativas las prescripciones de los códigos y recomendaciones de las entidades siguientes:

| | |
|--------|--|
| AASHTO | American Association of State Highway and Transportation Officials |
| ACI | American Concrete Institute |
| ACIFS | American Cast Iron Flange Standards |
| AISC | American Institute of Steel Construction |
| AISI | American Iron and Steel Institute |
| ANSI | American National Standards Institute |
| ASCE | American Society of Civil Engineers |
| ASME | American Society of Mechanical Engineers |
| ASTM | American Society for Testing and Materials |
| AWS | American Welding Society |
| AWWA | American Water Works Association |
| CRSI | Concrete Reinforcing Steel Institute |
| DIPRA | Ductile Iron Pipe Research Association |
| IEEE | Institute of Electrical and Electronic Engineers |
| IES | Illuminating Engineering Society |
| IPCEA | Insulated Power Cable Engineers Association |

| | |
|------|--|
| ISO | International Organization for Standardization |
| NBS | National Bureau of Standards |
| NEC | National Electric Code |
| NEMA | National Electrical Manufacturers Association |
| NFPA | National Fire Protection Association |
| OSHA | Occupational Safety and Health Administration |
| PCI | Precast Concrete Institute |
| SSPC | Steel Structures Painting Council |
| UL | Underwriters Laboratories, Inc. |

En todos los casos, se llevara un registro (bitácora) en donde se anotarán los nombres y firmas de los funcionarios responsables del área correspondiente a la obra, del representante de la empresa que supervisará los trabajos y del contratista, las instrucciones, los dictámenes y los acuerdos de las diferentes etapas de la obra. También se escribirán las claves de las muestras tomadas para las pruebas de laboratorio, los resultados de las pruebas de laboratorio, los dictámenes de acuerdo con los resultados de las pruebas de laboratorio y los avances de la construcción de las estructuras. Los datos de las notas de bitácora servirán para la formulación de las estimaciones de obra y para el acta de recepción entrega de la obra.

CAPITULO II ESPECIFICACIONES TECNICAS-CONSTRUCTIVAS

2.1. Movimiento de Tierras

2.1.1 Desmante y limpieza

-Alcance del trabajo

Este trabajo consiste en el desmante y limpieza del terreno natural en las áreas que ocuparán las obras del proyecto, que se encuentren cubiertas de rastrojo, maleza, pastos, cultivos, arbustos, etc., incluyendo la remoción de raíces, escombros y basuras, de modo que el terreno quede limpio y libre de toda vegetación y su superficie resulte apta para iniciar los demás trabajos. El trabajo incluye, también, la disposición final dentro o fuera de la zona del proyecto, de todos los materiales provenientes de las operaciones de desmante y limpieza, previa autorización del Ingeniero Supervisor, atendiendo las normas y disposiciones legales y ambientales vigentes.

También comprende la remoción total de árboles aislados o grupos de árboles dentro de superficies que no presenten características de bosque continuo.

-Equipo

El equipo empleado para la ejecución de los trabajos de desmante y limpieza del terreno deberá ser compatible con los procedimientos de ejecución adoptados y requerirá la aprobación previa del Ingeniero Supervisor, quien verificará que su capacidad y eficiencia se

ajuste al programa de ejecución de los trabajos y al cumplimiento de las exigencias de las especificaciones técnicas.

-Ejecución del trabajo

Los trabajos de desmonte y limpieza deberán efectuarse en todas las zonas señaladas en los planos o indicadas por el Ingeniero Supervisor y de acuerdo con procedimientos aprobados por éste, tomando las precauciones necesarias para lograr unas condiciones de seguridad satisfactorias.

Para evitar daños en las propiedades adyacentes o en los árboles que deban permanecer en su lugar, se procurará que los árboles que han de derribarse caigan en el centro de la zona objeto de limpieza; luego los troceará por su copa y tronco progresivamente, cuando así lo exija el Ingeniero Supervisor.

En aquellas áreas donde se deban efectuar trabajos de excavación, todos los troncos, raíces y otros materiales inconvenientes, deberán ser removidos hasta una profundidad no menor a sesenta centímetros (60 cm) de la superficie del terreno. Todos los troncos que estén en la zona del proyecto, pero por fuera de las áreas de excavación, deberán cortarse a ras del suelo.

Todas las oquedades causadas por la extracción de tocones y raíces se rellenarán con el suelo que haya quedado al descubierto al hacer la limpieza y éste se conformará y apisonará hasta obtener un grado de compactación equivalente al del terreno adyacente.

Los árboles talados que sean susceptibles de aprovechamiento, deberán ser despojados de sus ramas y cortados en trozos de tamaño conveniente, los que deberán apilarse debidamente en las zonas aledañas, como lo apruebe el Ingeniero Supervisor.

El resto de los materiales provenientes del desmonte y la limpieza deberá ser retirado del lugar de los trabajos, y transportado y depositado en los lugares establecidos en los documentos del proyecto o señalados por el Ingeniero Supervisor, donde dichos materiales deberán ser enterrados convenientemente, de tal manera que la acción de los elementos naturales no pueda dejarlos al descubierto.

Los trabajos de desmonte y limpieza deberán efectuarse con anterioridad al inicio de las operaciones de explanación. En cuanto dichas operaciones lo permitan, y antes de disturbar con maquinaria la capa vegetal, deberán levantarse secciones transversales del terreno original, las cuales servirán para determinar el volumen de la capa vegetal y del movimiento de tierra que se realizará posteriormente, para efectos de pago.

Si después de ejecutados el desmonte y la limpieza, la vegetación vuelve a crecer por motivos imputables al Contratista, éste deberá efectuar una nueva limpieza, a su costa, antes de realizar la operación constructiva subsiguiente.

2.1.2 Excavación en material común

-Alcance del trabajo

Este trabajo se refiere a la excavación, cargue, transporte, descargue en los sitios de utilización, o riego y colocación en las zonas de depósito, de los materiales que conforman los cortes a tajo abierto requeridos para la construcción de las obras del proyecto.

-Ejecución del trabajo

Los trabajos de excavación se harán de acuerdo con los alineamientos, cotas, pendientes, taludes y secciones transversales mostrados en los planos.

Los materiales excavados, con buenas características para la compactación, se utilizarán para la construcción de los rellenos estructurales del proyecto. Los suelos inadecuados y los que excedan los volúmenes requeridos para los rellenos, serán empujados con el equipo de excavación fuera del perímetro de fundación de las estructuras, conformados como lo indique el Ingeniero Supervisor, o se llevarán a los sitios de depósito.

-Protección de obras, servicios y propiedades

Los trabajos se ejecutarán de tal modo que se minimicen los daños a estructuras, vías, fuentes de agua utilizadas por los vecinos, cultivos o propiedades privadas, adyacentes a la zona donde se ejecutarán las obras del proyecto. Cuando sea necesario interrumpir drenajes superficiales existentes, ese tomarán todas las medidas necesarias para protegerlos y preservarlos o para proveer servicios temporales y definitivos.

-Drenaje

Las zonas de corte se mantendrán bien drenadas en todo momento durante la ejecución de los trabajos.

-Terminación de la excavación

Las superficies de excavación quedarán bien terminadas, parejas, continuas, de apariencia agradable, y conformadas por las líneas teóricas.

-Materiales excavados y zonas de depósito

Los materiales resultantes de las excavaciones en material común se utilizarán, siempre que sean adecuados, para la construcción de rellenos, rellenos estructurales y otras obras del proyecto. Se está en la obligación de extender y conformar las áreas de desecho o zonas de depósito, de manera que presenten apariencia aceptable y que tengan buen drenaje natural y no obstruyan los drenajes del terreno, bien sean naturales o construidos.

Antes de la iniciación de las obras, el Contratista deberá presentar para aprobación del Ingeniero Supervisor, un plan para el manejo de las zonas de depósito, áreas de préstamo y fuentes de materiales. Este plan deberá incluir, entre otros, medidas de desmantelamiento de las áreas utilizadas al terminar su explotación, como paisajismo y revegetación.

2.1.3 Excavación en roca

-Alcance del trabajo

Este trabajo se refiere a la excavación, cargue, transporte, descargue, y colocación en los sitios de utilización o en las zonas de depósito, de los materiales rocosos que conforman los cortes para la fundación de las obras del proyecto.

-Descripción del material que se excavará

Comprende la excavación de masas de rocas fuertemente lotificadas que, debido a su buena cementación o a su alta consolidación, requieren el empleo sistemático de materiales o equipos demoledores para su fracturación y posterior remoción. Comprende, también, la excavación de bloques de roca con volumen individual mayor de un metro cúbico (1 m³).

-Ejecución del trabajo

El trabajo se ejecutará de acuerdo con los alineamientos, cotas, pendientes, taludes y secciones transversales mostrados en los planos o definidos por el Ingeniero Supervisor. El Contratista deberá indicar los procedimientos, el personal y el equipo que utilizará; los sistemas de perforación, el tipo de explosivos y los sistemas de cargue y encendido; y la forma de remoción de escombros.

Los materiales excavados, que no se utilicen para obras del proyecto se colocarán en las zonas de depósito, sin mezclarlos con ningún otro tipo de material.

-Explosivos

Si se usaren, el Contratista o ejecutor será responsable de la adquisición, transporte, almacenamiento, vigilancia y utilización de explosivos en el proyecto. Estas actividades se realizarán atendiendo las instrucciones y normas del fabricante y la reglamentación que exista al respecto en la República Dominicana.

Solamente personal competente, calificado, experimentado y autorizado debidamente por el Contratista, podrá manejar, transportar, activar los diferentes explosivos y desactivarlos o destruirlos cuando se encuentren dañados o deteriorados.

-Protección de obras, servicios y propiedades

Los trabajos se ejecutarán de tal modo que se minimicen los daños a estructuras, vías, o a fuentes de agua utilizadas por los vecinos, redes de servicios públicos, cultivos o propiedades privadas adyacentes a la zona donde se ejecutarán las obras del proyecto.

-Drenaje

Las zonas de corte se mantendrán bien drenadas en todo momento durante los trabajos de excavación.

-Materiales excavados y zonas de depósito

Los materiales resultantes de las excavaciones se utilizarán, con la aprobación previa de la supervisión, siempre que sean adecuados, para la elaboración de agregados para el hormigón,

para obras de protección, como material para filtros y afirmado, y en otras obras que se estime, y que el Ingeniero Supervisor apruebe, que se puedan construir con estos materiales. Se está en la obligación de extender y conformar las áreas de desecho o zonas de depósito, de manera que presenten apariencia aceptable y que tengan buen drenaje natural y no obstruyan los drenajes del terreno, bien sean naturales o contruoidos.

2.1.4 Excavación en material no clasificado

-Alcance del trabajo

Este trabajo comprende la excavación en material no clasificado de las zanjas necesarias para la colocación de las tuberías. También incluye el desagüe, el bombeo, el drenaje y los entibados, cuando sean necesarios para poder ejecutar las excavaciones mencionadas, así como el suministro de materiales para dichos trabajos y el subsiguiente retiro de los entibados. Además, contempla el retiro y colocación satisfactorios de todo el material excavado sobrante en las zonas de depósito de materiales.

-Descripción del material que se excavará

Los materiales de este tipo de excavación están compuestos principalmente por suelos orgánicos, limos, arcillas, arenas y gravas y, en general, por todos los materiales que se puedan excavar manualmente o con retroexcavadoras, sin necesidad de utilizar materiales ni equipos demolidores.

-Ejecución del trabajo

Todas las excavaciones estructurales se ejecutarán utilizando métodos y equipos adecuados para las condiciones geotécnicas de cada sitio y de acuerdo con los alineamientos, pendientes y cotas mostrados en los planos o indicados por el Ingeniero Supervisor.

Se ejecutarán todas las construcciones u obras temporales y usando métodos de construcción y todo el equipo que sean necesarios para mantener la excavación libre de agua de cualquier origen, a fin de evitar la alteración del suelo de fundación y para poder construir en seco las fundaciones. Las obras temporales contruoidas para los propósitos indicados se eliminarán una vez dejen de ser necesarias.

La excavación sólo se llevará hasta la cota final, inmediatamente antes de cimentar.

2.2. Secciones transversales de construcción

De acuerdo con las secciones transversales obtenidas en el estudio topográfico, se dibujarán superpuestas las secciones transversales de construcción, a escala conveniente para claridad de los datos de construcción, en donde se muestren las dimensiones, taludes, dentellones, banquetas y en general todos los elementos que intervengan.

Se formarán todos los planos con las dimensiones establecidas por la SEOPC, se dibujarán las secciones de construcción de acuerdo con la programación de la obra y se anotará en cada sección su encadenamiento.

Se correrán nivelaciones topográficas mensualmente en las secciones transversales de construcción, con nivel fijo, las distancias horizontales entre quiebres del terreno se medirán con cinta métrica.

Se dibujará en lugar visible de cada plano, la clave de los avances mensuales de construcción de la estructura, cada mes se dibujará con su clave el avance de la obra y se calculará el área correspondiente al avance del mes y se anotará a la derecha de la sección de construcción a la altura del avance.

-Control de las secciones de las estructuras

En el plano correspondiente al área en proceso de construcción se marcará en la sección en estudio, la fecha de inicio de su construcción y se revisará en campo sus dimensiones, naturaleza del material de construcción, elementos que la forman y su volumen; con estos datos se formarán los números generadores del avance de la obra y se hará la anotación en la bitácora.

Al terminar la construcción de la sección en estudio, se anotará la fecha y número de la hoja de los números generadores y se hará la anotación en la bitácora de construcción. Con los números generadores se formarán las estimaciones mensuales de la construcción de las estructuras y se realizará la nota en la bitácora de construcción.

2.3. Control de calidad

Deberán considerarse las diferentes pruebas de laboratorio que intervendrán, iniciando por las estructuras de tierra.

2.3.1. Rellenos

Se realizarán las pruebas Proctor Estándar o pruebas Proctor Modificado de los suelos que se van a usar como material, para determinar su humedad óptima, peso volumétrico máximo y contenido de humedad.

El proyecto nos indicará el tipo de material por usar y la localización de los bancos estudiados, grado de compactación del material y el espesor de las capas por tender; también indicará la profundidad del despalme en banco y en área de construcción.

En campo deberá comprobarse que durante los desmontes se retire el material fuera de especificaciones para la construcción de la estructura, que se usen los bancos y materiales especificados y que las capas tendidas tengan el espesor suelto especificado.

El proyecto indicará el procedimiento de construcción para obtener la compactación requerida, en campo se observará que se cumplan las especificaciones, se realizarán las pruebas de laboratorio para comprobar el grado de compactación de las diversas capas

tendidas y compactadas, y se pasarán nivelaciones topográficas para comprobar elevaciones y taludes construidos.

En el proceso de construcción de los terraplenes se procederá a realizar las pruebas Proctor Estándar o pruebas Proctor Modificado, al concluir el tendido y compactación de cada una de las capas. Cuando el peso volumétrico del material tendido y compactado sea igual o mayor que el peso volumétrico obtenido en la prueba Proctor estándar correspondiente al por ciento de compactación especificado, se aceptará la capa, en caso contrario deberá escarificarse, humedecer, volver a tender y compactar la capa, hasta dar el resultado requerido.

Se anotará en la bitácora la localización del tramo, el número de la capa, las características de las pruebas realizadas y el dictamen.

2.3.2. Estructuras de concreto

En campo se comprobará la localización del trazo, niveles y referencias, que las áreas en donde se depositará el concreto esté libre de basura y materia orgánica, que la cimbra esté engrasada y libre de aristas vivas, y que el refuerzo presente los recubrimientos especificados. Se comprobará que la estructura provisional de soporte tenga apoyos y contravientos sólidos.

Se realizarán las pruebas de laboratorio referentes a dosificaciones de los concretos, calidad de los agregados, del cemento, del acero de refuerzo y del agua, revenimientos y se tomarán los cilindros para realizar las pruebas de ruptura.

La estructura se dividirá en tres partes de acuerdo con su programa de avance, se tomarán tres muestras y cada muestra constará de tres cilindros, cada muestra corresponderá a un tercio de la estructura y se marcarán adecuadamente para su identificación. Cada muestra se dejará secar un día, al segundo día se desmoldarán y se enviarán los cilindros al laboratorio protegidos con jergas húmedas. En el laboratorio se depositarán en piletas sumergidos en agua hasta los 28 días en que se probarán.

Junto con la obtención de los cilindros se realizará la prueba de revenimiento, óptimo de 10 a 12 cm. Cuando la prueba de revenimiento resulte con valores menores a los límites marcados, se adicionará lechada de agua - cemento en la misma proporción determinada para la resistencia del concreto hasta obtener valores dentro de los límites establecidos. Cuando la prueba de revenimiento de valores mayores a los límites considerados se reducirá la cantidad de agua.

Cuando dos cilindros de la misma muestra, den resistencias mayores del 90 % de la especificada en el proyecto, se aceptará la prueba. Cuando dos cilindros de la misma muestra, den resistencias menores al 85 % de la especificada en el proyecto, se demolerá la parte de la estructura correspondiente a la muestra.

Se harán pruebas de laboratorio al acero de refuerzo que se usará en la construcción de la estructura. De las remesas de acero recibidas por el constructor se seleccionará la varilla para cada una de las tres partes en que se dividió la estructura para tomar los cilindros de prueba

del concreto y se tomarán tres muestras de varilla de cada diámetro por usar, cada muestra constará de tres tramos de varilla y se llevarán al laboratorio.

Cuando dos tramos de varilla de la misma muestra den valores mayores al 90 % de la especificada en el proyecto, se aceptará la estructura, cuando dos tramos de varilla den valores menores al 85 % de los valores marcados se demolerá la parte de la estructura correspondiente a la muestra de las varillas.

Se harán las anotaciones en bitácora, en donde se indiquen los datos referentes a localización de la estructura, área correspondiente a las pruebas, clave de las pruebas fecha de terminación y posteriormente el resultado de las pruebas y su dictamen.

2.3.3. Estructuras de mampostería de bloques

Se comprobará en campo la localización, niveles, dimensiones y preparación de la estructura de apoyo de la mampostería de bloques, se comprobará también el tipo de block que se colocará, refuerzo horizontal y vertical así como la separación de castillos, dadas y columnas.

En el transcurso de la construcción se supervisará la nivelación de las hiladas de block, el cuatrapeo de las juntas de los bloques, el espesor y tipo de la junta de mortero, el acabado de las juntas verticales con castillos y la colocación de tuberías.

Por cada 200 m² de mampostería se tomarán tres muestras de bloques y tres de mortero, cada muestra constará de tres bloques y tres cilindros de mortero, se dividirá la estructura en tres partes y cada muestra corresponderá a un tercio de la estructura, las muestras se enviarán al laboratorio para las pruebas de resistencia a la compresión. Cuando dos bloques y dos cilindros de la misma muestra den valores mayores al 90 % de las resistencias especificadas en el proyecto se aceptará la prueba, cuando dos bloques o dos cilindros de la misma muestra den valores menores al 85 % de las resistencias especificadas en el proyecto se demolerá la parte de la estructura correspondiente a la muestra.

Se anotará en la bitácora la localización de la estructura de block, la clave y fecha de las muestras, así como los resultados de las pruebas y el dictamen.

2.3.4. Estructuras de acero

Toda construcción hidráulica de acero estructural debe contar con una estructura que contenga las características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo sollicitaciones verticales y que proporcione la resistencia y rigidez necesaria para resistir la combinación de cargas verticales y fuerzas horizontales cuando se llegue el caso. Las estructuras hidráulicas de acero deberán ser analizadas y diseñadas mediante métodos aprobados para tal efecto.

Las obras hidráulicas, tales como tanques, en cualquiera de sus formas, estructuralmente, deben cumplir con un factor de seguridad de $FS = 2$ como mínimo contra volteo y deslizamiento.

Las obras hidráulicas, de alguna manera contienen agua permanentemente: será necesario realizar un análisis dinámico para demostrar que la sobre presión por movimiento de agua ocasionado por movimiento telúrico rige ó no, para el diseño.

Para valuar el esfuerzo cortante máximo en las paredes del depósito se deben conocer la fuerza cortante de diseño en la base; mientras que el esfuerzo axial máximo en las paredes del depósito se puede valuar conocido el momento de volteo de diseño en la base.

Para la cimentación, el momento de volteo de diseño es la suma de los momentos que provienen de las presiones hidrodinámicas que actúan tanto en las paredes como en el fondo del depósito. Por tal razón, se debe conocer el momento de volteo de diseño en la base.

El objeto de una buena inspección es asegurarse que se están cumpliendo todos los requisitos aplicables a un trabajo, y que las soldaduras resultantes satisfagan las condiciones establecidas en las especificaciones y dibujos de fabricación, el método más efectivo y adecuado de lograr ese objetivo consiste en establecer desde un principio condiciones que aseguren la supervisión por parte del fabricante o del constructor y establecer una inspección suficiente para saber si esa supervisión se mantiene durante todo el trabajo y si a través de ella se logra una mano de obra satisfactoria, que produzca los resultados deseados.

Se proporcionarán al inspector, planos completos de fabricación en los que se mostrará la calidad, dimensiones y tipo de los diferentes elementos que componen la estructura, y se le notificará oportunamente cuando se piensan iniciar las operaciones de fabricación.

Se usará acero ASTM - A 36 para la fabricación de las estructuras.

Se usarán los procesos de soldadura de arco eléctrico aplicada manualmente con electrodos recubiertos o empleando métodos semiautomáticos o automáticos usando el arco sumergido.

El supervisor seleccionará entre las remesas de material comprado por el fabricante de la estructura o constructor, muestras de placas, viguetas y demás perfiles que se usarán en la construcción de la estructura, para enviarlas al laboratorio para que se realicen las pruebas de ruptura a la tensión.

El supervisor revisará en los planos de fabricación el espesor, longitud, tipo y colocación de las soldaduras, el equipo y la calificación de los operarios.

El equipo que se use para soldar y cortar deberá ser de fábricas reconocidas y estar en buenas condiciones de mantenimiento, para que el personal calificado pueda obtener resultados satisfactorios.

El supervisor presenciara las pruebas de calificación de cada uno de los soldadores o se asegurará que cada uno de los soldadores ha demostrado su capacidad previamente.

Cuando la calidad del trabajo de un soldador sea inferior a la requerida o cuando haya dejado de trabajar en el proceso en el que está clasificado, el inspector puede pedir la recalificación del soldador.

No se debe, en ningún caso, esperar a que esté terminada la estructura para revisar entonces las soldaduras y reparar las incorrectas, es más fácil reparar una soldadura en el proceso de construcción que cuando se ha terminado la estructura, en algunos casos unas soldaduras quedan tapadas por otras y es necesario desmontar uniones, con la posibilidad de dañar el material básico.

Antes de iniciar las operaciones de soldar deberán revisarse las caras y bordes de las partes en que se va a colocar soldadura cuidando que estén libres de pintura y para evitar defectos inaceptables, también se comprobará que las preparaciones de las juntas sean las correctas, en cuanto a ángulo de inclinación de los biseles, abertura de la raíz, alineamiento, colocación de separadores y que la totalidad de las piezas que formarán la estructura presenten la pintura anticorrosiva especificada en el proyecto, excepto en las zonas en donde se aplicará soldadura.

Deberá comprobarse antes de iniciar las soldaduras que los electrodos por usar tengan la calidad, diámetro, la resistencia de la soldadura deseada, que la corriente eléctrica tenga el voltaje, polaridad y amperaje adecuado al equipo por usar.

Durante el proceso de fabricación de la estructura se vigilará que la velocidad de colocación de los cordones de soldadura sea la adecuada, que la posición en que deberá colocarse sea la indicada y que los electrodos estén secos, nunca se usará un electrodo mojado.

Durante los trabajos de supervisión el supervisor llevará una revisión visual cuidadosa ayudado con lentes de aumento o luz poderosa para detectar los defectos superficiales, tales como grietas, porosidad, cráteres o socavación, en algunos casos aun cuando la apariencia exterior sea buena puede haber defectos internos, sin embargo generalmente una buena apariencia exterior da indicios de que la soldadura ha sido hecha correctamente.

Durante los trabajos de fabricación de la estructura, el supervisor llevará estricto control de las soldaduras revisadas marcándolas con un color predeterminado y haciendo diariamente la nota en bitácora, con las observaciones correspondientes a estado del equipo y calificación de los operarios y los resultados de las pruebas de ruptura a tensión.

La inspección radiográfica y otros métodos no destructivos se emplean con éxito en el control de la calidad de las estructuras soldadas, pero no constituyen un sustituto aceptable de la supervisión e inspección visuales durante la colocación de la soldadura y demás operaciones relacionadas con ella, llevadas a cabo durante todo el proceso de fabricación.

Los métodos mencionados en el párrafo anterior deben usarse para determinar la calidad final de la soldadura en algunos puntos aislados, seleccionados para que sean representativos del resto, lo que permitirá comprobar que con la inspección visual se han logrado los resultados deseados. También se deberán usar las radiografías para revisar en toda la longitud las

soldaduras especialmente críticas, como las de penetración, hechas en placas gruesas que trabajan a tensión.

2.4. Recepción entrega de las estructuras

Concluida la construcción de la estructura se hará un recorrido en donde participen los funcionarios de la institución correspondiente, el Representante de la empresa supervisora y el Contratista, con la ayuda de la bitácora, se comprobará que las obras ordenadas se hayan realizado.

Las obras que no se terminaron se anotarán en la bitácora, se estimará el tiempo en que se concluyan los trabajos faltantes y se dará una nueva fecha para su terminación.

Se revisará el programa de trabajo presentado por el constructor, para determinar si el contratista excedió en el tiempo de construcción y es acreedor a una sanción.

Las obras concluidas se anotarán en la bitácora y se procederá a la formulación de las estimaciones de los trabajos desarrollados con apoyo de los números generadores procesados.

Cuando la estructura está terminada en todos sus elementos se procederá a formular la acta de entrega recepción, en donde se anotarán las características de la estructura, número de contrato, tiempo de ejecución dentro del programa de obra y presupuesto ejercido; la acta estará firmada por los funcionarios de la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones, el Representante de la empresa supervisora y por el Contratista.

2.4.1. Secciones de construcción

Tomando como base los bancos de nivel establecidos, se levantarán las secciones de construcción los días 30 de cada mes, se dibujarán los avances de la construcción de la estructura en las secciones transversales y se determinarán las áreas de la sección construida, anotándola a la derecha de la sección dibujada a la altura del avance correspondiente.

Se levantarán las secciones de construcción de la obra recibida con el respaldo de los resultados de las pruebas de laboratorio. Con las áreas calculadas se determinarán los volúmenes de obra construida durante el mes, datos que servirán para calcular la estimación.

Se anotarán en la bitácora los tramos de la estructura soportados por las secciones de construcción, sus volúmenes calculados, la fecha correspondiente al levantamiento de las secciones de construcción y las claves de las pruebas de laboratorio que respaldan el tramo recibido.

2.4.2. Avances de obra

En el programa de obra presentado por el constructor se dibujarán los avances obtenidos en la construcción de la estructura, se compararán y se determinará la responsabilidad del constructor.

En el caso que el constructor cumplió con el programa se autorizará la formulación de la estimación, por el contrario, cuando el constructor esté atrasado, se calcularán las multas a que sea acreedor y se aplicarán los descuentos correspondientes en el importe de la estimación.

Se anotará en la bitácora el tramo de la estructura estimada, sus conceptos, importes, claves y resultados de las pruebas de laboratorio así como las fechas de inicio y terminación del tramo. Los datos consignados en la bitácora servirán de base para la formulación del acta de recepción entrega de la obra y conclusión del contrato.

2.5. Características físicas del concreto

2.5.1. Peso volumétrico

Los concretos se podrán clasificar según las normas ASTM C 138 y ASTM C 237, como ligeros cuando su peso volumétrico sea menor a 2000 kg/m^3 ; si se encuentra comprendido entre 2000 y 2200 kg/m^3 se denominará como concreto normal o simple. Se llamará concreto reforzado al que contenga en su interior un refuerzo de acero, de grado duro o estándar, sean varillas corrugadas o mallas electrosoldadas (ASTM A 497) y cuyo peso volumétrico no sea inferior a 2400 kg/m^3 .

2.5.2. Resistencia

El concreto para estructuras hidráulicas no podrá tener una resistencia a la compresión menor de 200 kg/cm^2 ni mayor a 250 kg/cm^2 a los 28 días de colado y curado durante los 5 a 8 días posteriores al mismo. Solamente que un análisis técnico y económico lo justificara, podrán variarse las resistencias antes mencionadas, permitiéndose llegar hasta 300 kg/cm^2 . El concreto con una resistencia mayor a 200 kg/cm^2 deberá ser premezclado, cumplir con las normas ASTM C 94 y ASTM C 685 y no se permitirá fabricarlo en la obra a base de proporcionamientos volumétricos, (no por peso). Los aditivos que se utilicen (ASTM C 494-92) para alguna predisposición específica, deberán añadirse antes del vaciado del concreto, permitiéndoles integrarse totalmente a la mezcla. Concretos con resistencias de 250 a 300 kg/cm^2 resultan más costosos y solamente se utilizarán en casos especiales y muy bien justificados y analizados.

2.5.3. Impermeabilidad

Con el objeto de proteger al acero de refuerzo, el concreto deberá impedir la penetración de agua, por lo que se utilizarán impermeabilizantes integrales y métodos constructivos adecuados (apisonado, vibrado y/o compactado) para prevenir esa posibilidad. El porcentaje de utilización de los impermeabilizantes integrales dependerá de las recomendaciones específicas del fabricante, pero en ningún caso será menor de 1.5 kg de aditivo por cada 50 kg. de cemento utilizado en la elaboración del concreto, ni mayor de 2.5 kg. El uso de puzolanas para impermeabilización se considerará dentro de las características químicas de este mismo apartado.

2.5.4. Dosificación

De acuerdo con la resistencia deseable de diseño, el proporcionamiento del concreto atenderá las especificaciones del Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal y no podrá ser inferior al indicado en él (desde 4 hasta 9 bultos de cemento por m³ de concreto). En cuanto a las cantidades de finos, deberán analizarse los bancos de agregados y realizar las pruebas suficientes que garanticen el no agrietamiento del concreto durante o después del fraguado.

1.- Agregados

No podrán utilizarse agregados gruesos fracturados o con puntas angulosas, ni arenas con contenido de limos, arcillas o similares en la elaboración del concreto, así como tampoco podrá utilizarse agua con contenidos grasosos, ácidos o materiales orgánicos e inorgánicos apreciables a simple vista. Para evitar esos problemas, podrán lavarse los agregados pétreos y acarrear el agua de fuentes adecuadas a las necesidades establecidas.

2.- Revenimiento

Dependiendo de las necesidades específicas del colado (en qué nivel, cantidad, temperatura, clima, etc.) y al método constructivo utilizado, el revenimiento se apegará a las normas ASTM C 94 y a la ASTM C 143.

2.6. Características físicas del acero

Para el refuerzo del concreto podrán usarse varillas corrugadas (normas ASTM A 616, A 616, A617 y A 706), o mallas de alambre de acero electrosoldado (norma ASTM A 497), o acero estructural ASTM A 36, A 7, A 141, A 316 y A 307.

2.6.1. Grado estructural

El acero de refuerzo de varillas corrugadas puede ser de $f_y = 2100$ kg/cm² estándar, o de $f_y = 4200$ kg/cm² grado duro. Para las mallas electrosoldadas $f_y = 5000$ kg/cm² mínimo.

2.6.2. Acero estructural

Todas las piezas y perfiles a utilizar para reforzar o embeber en el concreto serán nuevas y de primera, cumpliendo todas las propiedades físicas y químicas de las normas ASTM A 668, AWWA D 102, AWS A 1.4, AWS A 5.1 y AWS D 1.1.

2.6.3. Tuberías

Se podrán utilizar tuberías de acero como miembros estructurales siempre que cumplan con las normas ASTM A 316 Grado B, A 53 tipo E o S Grado B o API 5L Grado B.

2.7. Cimbras

Cualquiera que sea el material con que se confeccionen, las cimbras deberán sujetarse a todas las normas estructurales del Reglamento para las Construcciones de la SEOPC, cubriendo los esfuerzos y limitaciones propias del material de su manufactura.

Se acostumbra modular las cimbras con madrinas, puntales, rastras, cuñas, contrafuertes, tarimas y travesaños, dejando su ejecución empírica al personal de la obra, lo cual no es una práctica recomendable, por lo que en estas normas será el Director responsable de obra quien se responsabilice del diseño y supervise la ejecución de las cimbras, o en su defecto, él nombrará a una empresa que se responsabilice completamente del asunto.

El uso cada vez más frecuente de pasantes o profesionistas de estudios truncados en las residencias de obra, tampoco resulta recomendable en obras hidráulicas dada su estratégica importancia, por lo que se exigirá personal titulado en éstas, sin menoscabo a utilizar pasantes como auxiliares del mismo.

2.8. Equipos y herramientas

La cada vez mayor presión para la terminación dentro de programas de las obras hidráulicas ha provocado el uso de equipos y herramientas más modernas, surgiendo una infinidad de fabricantes y distribuidores.

Sin excepción, en las obras hidráulicas se buscará siempre la automatización e industrialización de la ejecución de los trabajos, tomando en cuenta todos los adelantos disponibles localmente.

Los prefabricados y ensambles de concreto son cada vez más utilizados en obras hidráulicas, pero deberán tomarse las precauciones para sismo y/o viento.

2.9. Juntas

Cuando se utilice concreto masivamente, serán inevitables las juntas frías o de colado. A las juntas planeadas específicamente, las llamaremos juntas de construcción.

Las juntas frías son aquellas que aparecen al suspenderse un colado por motivos no previstos, o ya predeterminados ocasionalmente, que obligan a suspender las actividades por varias horas, o un turno completo, o más. El tratamiento que se dará en las obras hidráulicas a estas interrupciones, será el siguiente:

- Se procurará suspender el colado con una superficie rugosa e inclinada de 30 a 45 grados con la vertical, abarcando el espesor total del elemento del colado (trabes, muros y/o losas).
- Se utilizará una lechada de cemento y agua para regar dicha superficie inmediatamente antes de iniciar nuevamente el colado, o en su defecto, se utilizará un aditivo de adherencia siguiendo las recomendaciones del fabricante. Antes de colocar la lechada se removerá el material suelto que hubiese.
- Se vibrará de abajo hacia arriba en la junta procurando eliminar cualquier hueco que pudiera formarse durante el siguiente o segundo colado.
- Por ningún motivo se suspenderá el colado de una columna, por lo que será necesario completar el vaciado lo más inmediato posible, fabricando el concreto en obra si fuera necesario y asentando en bitácora las incidencias del caso, siempre con el aval y aprobación del Director Responsable de obra. El concreto complementario será de mayor resistencia al original. En caso contrario, se demolerá totalmente la columna, anotándose en bitácora las incidencias y bajo la aprobación del Director Responsable para colarse completa nuevamente.
- Por ningún motivo se interrumpirá el acero de refuerzo en este tipo de juntas y, de ser posible, se añadirán algunas varillas de liga con la longitud necesaria para anclaje ($L = 36F$), a modo de costura para evitar grietas por enjutamamiento del concreto, antes de suspender totalmente el colado.

2.9.1. Juntas de impermeabilidad

Cuando se interrumpa el acero de refuerzo y se utilice un elemento seccionante a todo el espesor, pero se coloque un sello de P.V.C. de 20 a 25 cm de ancho para utilizarlo como liga a otro colado u otra de tipo hidroexpansivo, la junta se considerará discontinua, pues los elementos están asentados independientemente en su propia cimentación y ni el concreto ni el acero se continúan. Estas juntas se utilizan para separar las zapatas de las columnas con la losa de fondo de un tanque, por ejemplo. Este tipo de juntas son más estrechas que las de dilatación y también pueden tener un elemento impermeable y elástico que evite la penetración del agua en todo su espesor y hasta la profundidad del sello de P.V.C.

Serán juntas continuas cuando no se interrumpa el acero de refuerzo, se coloque el material elástico de relleno y se coloque o no el sello de P.V.C. Aquí se puede usar un elemento seccionante en la parte superior del sello de P.V.C.

2.10. Muros de contención

En el diseño de estas estructuras, se tomará en cuenta la combinación más desfavorable de cargas laterales y verticales debidas a la acción del empuje de tierras, o de agua, al peso propio del muro, a las otras cargas muertas que puedan actuar y a la carga viva que tienda a disminuir el factor de seguridad contra volteo y/o deslizamiento. El factor de seguridad para volteo será de 1.5 mínimo y representará la relación entre la suma de los momentos de todas las fuerzas verticales, o momento resultante vertical, dividida entre la suma de los momentos de todas las fuerzas horizontales, o momento resultante horizontal, con respecto a una arista del cuerpo de la sección transversal del muro, considerada como la intersección del plano vertical del paramento y el plano de corte en la superficie del terreno.

El factor de seguridad contra deslizamiento valdrá 2.0 mínimo y se calculará como la suma de las fuerzas horizontales resistentes, incluyendo la fricción entre suelo-piedra, y las fuerzas horizontales actuantes por efecto de empujes de tierra, carga viva o sobreelevación del relleno.

En términos generales, serán las disponibilidades de los materiales las que definan cual de todos ellos se utilizará en un muro de contención, pero siempre deberá trabajarse cada material dentro de los rangos que le son característicos, pues aunque se tenga una cantera de piedra, no resultará económico hacer un muro de contención de dimensiones muy excedidas, en lugar de utilizar un diseño más adecuado de concreto reforzado.

2.11. Corrosión

La corrosión se puede definir como la degradación o deterioro de un metal, provocado por su reacción con el medio en que se encuentra inmerso, para retornar a su condición de equilibrio original. La corrosión se considera como un proceso electroquímico, ya que envuelve al mismo tiempo una reacción química y un flujo de corriente en las piezas metálicas.

Para que ocurra la corrosión deben existir necesariamente los siguientes elementos: un ánodo y un cátodo, unidos eléctricamente e inmersos en un electrolito. Se considera un electrolito a cualquier sustancia que contiene iones, y que es capaz de transmitir la corriente eléctrica. Por citar solo un ejemplo; para el caso de una tubería enterrada se tiene que la parte superior de la tubería está inmersa en suelo con mayor contenido de oxígeno, mientras que el fondo de la misma se encuentra rodeado por suelo con menor concentración de oxígeno, lo que conduce a que se forme una zona catódica en la parte superior y una zona anódica en la inferior, debido a la diferencia de concentración de oxígeno en el suelo, produciéndose con esto la corrosión del fondo del tubo.

2.11.1. Métodos de control de la corrosión

Los elementos de acero estructural se protegerán contra la corrosión, para evitar que ésta ocasione disminución de resistencia o perjudique su comportamiento en condiciones de servicio. Cuando sea imposible protegerlos después de la fabricación de la estructura, en su diseño se tendrán en cuenta los efectos perjudiciales de la corrosión.

Antes del montaje, todos los elementos se protegerán adecuadamente con pinturas u otros productos o métodos que retrasen el proceso de corrosión.

Se tomarán precauciones especiales cuando las estructuras estén expuestas a humedades, humos, vapores industriales u otros agentes altamente corrosivos; dichas estructuras deben protegerse con un revestimiento especial y esta protección debe volverse a aplicar periódicamente. Cuando los miembros de acero no estén expuestos a los efectos alternados de humedecimiento y secado y a cambios extremos de temperatura, una capa delgada de pintura aplicada adecuadamente es suficiente para asegurar una buena durabilidad.

2.11.2. Fuego

Las estructuras metálicas deben protegerse contra los riesgos de incendio, aunque usualmente se clasifican como incombustibles y proporcionan una seguridad razonable en ciertos tipos de estructuras. La resistencia del acero al fuego puede aumentarse mediante la aplicación de revestimiento protector como concreto, yeso, vermiculita, rociaduras de asbesto y pinturas especiales. El tipo y las propiedades de la protección utilizada dependerán de las características de la estructura, de su uso y del contenido de material combustible.

Las especificaciones establecerán el número de horas de protección al fuego que se requieran para las diferentes partes de la estructura, tales como vigas, columnas, pisos, etc.; evitando pérdidas de resistencia ocasionadas por las altas temperaturas, manteniendo a la estructura siempre por debajo de la temperatura promedio de los 450° C, o que no eleve la temperatura arriba de los 600° C en ninguno de los puntos de aplicación, temperatura hasta la cual se mantiene esencialmente constante la relación de Poisson del acero.

En el diseño se tomarán las disposiciones necesarias para que las dilataciones y contracciones producidas por cambios de temperatura no tengan efectos perjudiciales en la estructura.

2.12. Tanques de Acero Soldado

2.12.1. Tanques superficiales

Para la construcción de tanques de almacenamiento cilíndricos verticales, de acero soldado, apoyados sobre el terreno, abiertos o cerrados en su parte superior, y cuya superficie estará sujeta a una presión aproximadamente igual a la atmosférica; se establece la siguiente normatividad:

1.- Fondo del tanque.

- Las placas del fondo deberán tener un mínimo de 6.3mm y deberán traslaparse por lo menos 25mm, o soldarse a tope.
- Cuando se vayan a unir por medio de juntas traslapadas, las placas centrales del fondo no requieren ser escuadradas y se admitirán en el ancho y en el largo que no afecten la operación de montaje.
- Las placas del fondo podrán soldarse a tope, siempre y cuando los bordes de las placas por soldar sean paralelas, con preparación en "V" o recta; la separación entre placas será función del grueso y del tipo de preparación. Las soldaduras se harán empleando una placa de respaldo de 3.2 mm de espesor mínimo.
- Antes de colocar en su lugar las láminas del fondo se limpiarán perfectamente y a la cara que va a estar en contacto con la base se le aplicará un recubrimiento anticorrosivo, según las especificaciones particulares del proyecto.
- Es conveniente elaborar una secuencia de soldadura que evite al máximo las deformaciones y mantenga plano el fondo.
- Las soldaduras entre el fondo y la pared deberán estar totalmente terminadas antes de soldar las placas del fondo que, a fin de compensar las contracciones de soldaduras previas, se hayan dejado sin soldar.

2.- Pared del tanque.

- La pared del tanque se diseñará de tal manera que todas las hiladas de placas que lo componen sean perfectamente verticales. A menos que se especifique de otra forma, en una junta horizontal las placas adyacentes deben tener centrados sus espesores. Las juntas verticales en hiladas adyacentes no deben estar alineadas, sino que deben conservar entre sí una distancia mínima de $5t$, siendo t el mayor espesor de las placas de las hiladas en consideración.
- Las uniones soldadas verticales serán a tope con penetración y fusión completas, como las que se obtienen con soldadura doble.
- Las aberturas en la pared del tanque mayores que las requeridas para conectar un tubo de 50.8 mm de diámetro deben reforzarse. El área mínima de la sección transversal del refuerzo no debe ser menor que el producto del diámetro del agujero por el espesor que tiene la placa de la pared donde se realiza la perforación. El refuerzo requerido debe llevarse por arriba y por abajo de la línea central de la abertura hasta una distancia igual al diámetro del agujero.
- Los tanques sin techo llevarán anillos atiesadores para mantener la forma del tanque cuando se halle sujeto a la acción del viento. Los anillos atiesadores se colocarán en o cerca de la parte superior de la hilada más alta de la placa del cuerpo y de preferencia en el lado exterior.
- El tanque estará equipado con un sistema de protección catódica como equipo estándar

3.- Techo del tanque.

- Las placas del techo tendrán un espesor nominal mínimo de 4.8mm. Si se prevén problemas de corrosión, debe incluirse un espesor adicional por este concepto. Deberán estar unidas al ángulo de la parte superior de la pared del tanque por medio de un filete de soldadura continuo.

2.12.2. Tanques elevados

La estructura de soporte de los recipientes de acero más comunes son de tipo torre, la cual generalmente es a base de columnas con traveses rigidizantes y tensores de contraventeo, o bien, con una sola columna cilíndrica.

Los elementos diagonales de tensión de la estructura de soporte del recipiente elevado, serán tensados antes de llenar el tanque a fin de reducir la deformación después del llenado. Tal tensión no se deberá considerar en el diseño de los miembros. El tensado se puede efectuar apretando el tensor en los miembros diagonales o mediante otros dispositivos adecuados.

Las paredes de los recipientes elevados generalmente son circulares, continuas en el fondo y libres o apoyadas en el extremo superior, dependiendo del tipo de cubierta y continuidad que se proporcione, y en casos especiales puede ser una esfera.

2.12.3. Inspección y pruebas de tanques

Para dar por terminada la construcción y el montaje de las estructuras de acero, se verificarán sus dimensiones, forma, acabado, elevaciones y alineamientos, de acuerdo con lo fijado en el proyecto.

Antes de iniciar el montaje, y con suficiente tiempo para corregir cualquier defecto que pudiera existir en la colocación de las anclas, se debe verificar la posición y los niveles de las mismas. Los tanques deben montarse a plomo y perfectamente alineados, teniendo cuidado en introducir puntales y/o contraventeo provisionales que deben dejar todo el tiempo que lo demande la seguridad general.

- Inspección durante el primer llenado.

La inspección durante el primer llenado se debe llevar a cabo para verificar la estanquidad y la seguridad estructural del tanque. Después de que el tanque esté terminado y antes de pintarlo, debe ser probado en campo conforme a lo estipulado a continuación:

Las uniones soldadas deben ser probadas por el método de radiografía

La inspección de las uniones soldadas en el fondo de tanques superficiales se debe efectuar mediante una prueba usando cámara de vacío.

Verificar las dimensiones, forma, niveles, propiedades del acero, uniones, elementos de sello y acabados de los elementos estructurales, de acuerdo con lo fijado en el proyecto.

Verificar el funcionamiento del sistema de accesorios y fontanería, tales como válvulas, desfuegos, vertedores de demasías, ventilación y uniones.

El primer llenado del tanque se debe efectuar en forma gradual; primeramente a una tercera parte, luego a dos terceras partes y finalmente a la capacidad total del tanque. En cada etapa

de llenado se debe efectuar una inspección visual para verificar que no se presentes fugas visibles y que la estructura no presente grietas, corrimientos o deformaciones mayores a las permisibles. Si el tanque muestra un buen comportamiento en cada etapa se puede continuar a la siguiente, en caso contrario, se debe proceder al vaciado y reparación.

2.12.4. Prueba de estanqueidad.

Para la prueba de las paredes, fondo y cubierta, el tanque se debe mantener lleno durante 24 horas. Son inaceptables las filtraciones que tengan como resultado un escurrimiento visible. Si al efectuar la inspección visual, se observa una falla o algún otro defecto que no pase la prueba de estanqueidad, se deberán llevar a cabo las reparaciones necesarias. Después de efectuar las reparaciones, el tanque debe probarse nuevamente para confirmar que cumpla con los requisitos de estanqueidad.

2.13. Depósitos de Acero Vitrificado Atornillado

2.13.1. Materiales

Normas: Los materiales, el diseño, la fabricación y el montaje del tanque empernado deberán cumplir con la norma de la AWWA de Tanques empernados de acero con revestimiento de fábrica para almacenamiento de agua potable - ANSI/AWWA D103. El sistema de fusión del vidrio al acero del tanque deberá cumplir con la sección 10.4 de la norma D103 de ANSI/AWWA, última revisión. El techo del tanque deberá cumplir con la norma ANSI/AWWA D103, última revisión, en su sección 13.

El sistema de tanque empernado deberá estar certificado y listado por el Instituto Nacional de Sanidad (NSF), indicando que cumple la norma No.61 de aditivos de la ANSI/NSF. La certificación del tipo de revestimiento no se aceptará en lugar de la certificación del sistema del tanque. El acero laminado cumplirá con las normas mínimas de ASTM A36 ó AISI 1010.

Las láminas usadas para la fabricación del cuerpo, piso y techo del tanque deberán cumplir con la norma AWWA D103, última revisión, sección 10.4 y sección 13.

Los pernos usados en las juntas traslapadas del tanque serán de roscas laminadas de ½ pulg-13 UNC-2A y cumplirán con las disposiciones de la sección 2.2 de la norma AWWA D103.

Se exigirá un cumplimiento estricto a las normas de diseño, de fabricación, de construcción, calidad del producto y de rendimiento a largo plazo como se establecen en estas especificaciones.

Garantías: La selección del tanque de vidrio TiO₂ fusionado al acero que será manufacturado en fábrica, construido en campo, ensamblado por medio de tornillos y tuercas encapsulados, respetando los criterios de diseño, métodos de construcción especificados y el revestimiento que proporcione la resistencia óptima a la corrosión interna y externa a la cual el tanque estará sometido. No se aceptarán variaciones de los detalles especificados de diseño, construcción o

revestimiento. Como mínimo esta garantía debe avalar la seguridad de que el revestimiento de las láminas del tanque no tendrá defectos, ni se corroerá durante el plazo mínimo especificado. La garantía deberá tener una duración de 5 años y con una inspección anual sin costo durante este periodo.

Se deberá ofrecer un tanque nuevo, suministrado por un fabricante especializado en el diseño, fabricación y construcción de sistemas de tanques de vidrio fusionado al acero y techos geodésicos de aluminio. El fabricante deberá ser propietario y operador de su propia planta de producción y con la capacidad de aplicar la fusión del vidrio al acero únicamente en su planta de fabricación.

El tanque estará equipado con un sistema de protección catódica como equipo estándar de modo que el fabricante del tanque garantizará que el revestimiento de vidrio fusionado al acero en las superficies interiores y exteriores, no se corroerá bajo condiciones normales de uso, mantenimiento y operación, durante un periodo de diez (10) años después que el líquido fue introducido por primera vez en el tanque.

Materiales: Los requisitos de diseño para el acero de resistencia ligera serán de grado 30 según la norma ASTM A570 con una resistencia a la tracción máxima permisible de 100.430 kPa (14.566 lb/pulg²).

Los requisitos de diseño para el acero de resistencia alta serán de grado 50 según la norma ASTM A607 con una resistencia a la tracción máxima permisible de 179.300 kPa (26.000 lb/pulg²).

El efecto creado por el proceso de fusión del revestimiento de vidrio se tomará en cuenta al determinar la resistencia final del acero. En ningún caso se usará un límite elástico mayor que 345.000 kPa (50.000 lb/pulg²) en los cálculos detallados en las secciones 3.4 y 3.5 de la norma AWWA D103.

Cuando se utilicen láminas con múltiples líneas verticales de pernos fabricadas de acero grado 50 según la norma ASTM A607, la superficie neta de la sección no será mayor que el 85% de la superficie bruta.

La fusión del vidrio al acero se realizará mediante la técnica de tres capas y una fusión (3C1F).

Los bordes de las láminas que componen el tanque, y las placas del piso, cuando el piso sea de placas, serán redondeados mecánicamente y revestidos con un recubrimiento de acero inoxidable aplicado termalmente antes de aplicarle la fusión del vidrio al acero. La fusión del vidrio al acero será igual al aplicado sobre la superficie de la lámina.

Los refuerzos de armadura nervada se fabricarán de acero con revestimiento por baño caliente galvanizado.

No se permite el uso de refuerzos angulares de acero laminado como refuerzos intermedios. Pernos: Los de Grado 2 de SAE tendrán resistencia a la tracción - 510.000 kPa (74.000 lb/pulg²) mín.; carga de prueba - 379.000 kPa (55.000 lb/pulg²) mín. y esfuerzo cortante permisible - 125.230 kPa (18.163 lb/pulg²) (AWWA D-103).

Los del grado 5 SAE con termo tratamiento según ASTM A325 tendrán resistencia a la tracción de 827.000 kPa (120.000 lb/pulg²) mín.; carga de prueba - 586.000 kPa (85.000 lb/pulg²) mín. y esfuerzo cortante permisible - 203.080 kPa (29.454 lb/pulg²) mín.

Los del grado 8 SAE/con termo tratamiento según ASTM A490 tendrán resistencia a la tracción de 1.034.000 kPa (150.000 lb/pulg²) mín.; carga de prueba - 827.000 kPa (120.000 lb/pulg²) mín. y esfuerzo cortante permisible - 253.850 kPa (36.818 lb/pulg²) (AWWA D-103).

Los Pernos tendrán acabado electro galvanizado de zinc, 0,051 mm (0,002 pulg) mín. debajo de la cabeza del perno, en su vástago y roscas.

El encapsulado de toda la cabeza del perno, será hecho en copolímeros de polipropileno de alta resistencia a impactos. Dicho encapsulado llegará hasta las estrías del vástago. El encapsulado de las tuercas de los tornillos, también será hecho en copolímeros de polipropileno de alta resistencia a impactos. Dicho encapsulado llegará hasta la lámina y estará completamente relleno con el compuesto sellador.

El encapsulado tendrá la capacidad de resistir la luz ultravioleta y será de color negro. El material del encapsulado de la cabeza del perno deberá ser aprobado para estar en contacto con agua potable de acuerdo con la norma 61 de ANSI/NSF.

Todos los pernos del cuerpo del tanque deberán instalarse de forma tal que la cabeza del perno quede hacia el interior del tanque y la arandela y tuerca queden hacia el exterior. En el caso de los pernos de los pisos de vidrio fusionado al acero, las cabezas de los pernos irán del lado de afuera con las tuercas encapsuladas del lado de adentro.

Todos los pernos de las juntas traslapadas deberán escogerse de modo que las porciones roscadas no queden expuestas en el "plano de corte" entre las láminas del tanque. Además, las longitudes de los pernos se escogerán de modo que se obtenga una apariencia nítida y uniforme. No se permitirá un exceso de roscas expuestas más allá de la tuerca luego del apriete.

Todos los pernos de las juntas traslapadas incluirán un mínimo de cuatro (4) estrías debajo de la cabeza del perno, en el vástago, de modo que resistan la fuerza de rotación durante el apriete.

Compuestos Selladores: El sellador de juntas traslapadas será un compuesto de poliuretano de un solo componente y curado contra la humedad. El compuesto sellador será adecuado para el contacto con agua potable y cumplirá la norma 61 para aditivos de ANSI/NSF.

El compuesto sellador se usará para sellar las juntas traslapadas, las conexiones empernadas y los bordes de las láminas. Después de su curado, el compuesto sellador adquirirá una consistencia similar al caucho y tendrá adhesión excelente al revestimiento de vidrio, bajo porcentaje de contracción y será adecuada para aplicación interior y exterior.

Velocidad de curado a 23 °C, (73 °F), y 80% de humedad relativa.

Tiempo de secado al tacto: 6 a 8 horas.

Tiempo de curado final: 10 a 12 días.

El compuesto sellador será Manus-Bond 75-AM sellados adhesivo, con resistencia al cloro residual hasta 100 ppm.

No se permitirá el uso de empaques de neopreno ni cintas selladoras.

Revestimiento de Vidrio: Después del proceso de desenrollado y corte, las láminas deberán limpiarse con un granillado de partículas abrasivas de acero en ambos lados de modo equivalente a la norma SSPC-10 (limpieza granillada cercana a metal blanco). La limpieza de las láminas de acero con chorros de arena o con baño químico no es aceptable.

El patrón de anclaje de la superficie no será de menos de 0.025 mm (0.001 pulg).

Las láminas estarán uniformemente lubricadas en ambos lados para protegerlas contra la corrosión durante la fabricación.

Bordes de las Láminas: Después de la preparación inicial de láminas, todos los bordes de las láminas de tamaño completo de la pared vertical del tanque y todas las láminas rectangulares de piso deberán ser biseladas. Un recubrimiento de metal de acero inoxidable 316 se aplicará a estos bordes por medio de un rociado termal ARC de 1.5 a 5 mils (0.0381 a 0.127 mm). El recubrimiento deberá tener un esfuerzo de tensión mayor 1,500 PSI (10 MPA) de acuerdo a la norma ASTM C633-79).

Después de la fabricación y antes de la aplicación del sistema de revestimiento, se deberán limpiar todas las láminas a fondo con un proceso de baño cáustico y enjuague caliente, seguido de inmediato por un secado con aire caliente.

Se deberá efectuar una inspección de las láminas en busca de señas de materias extrañas y corrosión. Todas las láminas que demuestren estas señas deberán volverse a limpiar hasta obtener un nivel aceptable de limpieza.

Revestimiento: Todas las láminas deberán recibir una capa inicial de vidrio de óxido de níquel catalítico en ambos lados y dejarse secar al aire.

Se aplicará otra capa de vidrio azul cobalto molido a ambos lados de las láminas y se dejara secar al aire.

Se aplicará una tercera capa reforzada de color blanco de Dióxido de Titanio molido en la superficie interior de todas las láminas.

Se aplicará la misma capa de vidrio que se aplicó a la superficie exterior de las láminas en los bordes expuestos.

Las láminas luego se someterán a una fusión a una temperatura mínima de 816 °C, (1500 °F), adhiriéndose estrictamente a los procedimientos de control de calidad de procesos ISO 9001 del fabricante, incluyendo el tiempo de fusión, la humedad del horno, el control de la temperatura, etc.

El proceso de revestimiento es el proceso de 3 recubrimientos y una fusión. El color interno de las láminas deberá ser blanco. El color exterior será azul cobalto o el seleccionado por el INAPA, color arena, azul cielo, verde foresta o blanco.

El espesor de la película seca del recubrimiento interior deberá ser de 16.0 mils (0.406 mm).

El espesor de la película seca del recubrimiento exterior deberá ser de 11.0 mils (0.279 mm).

El color del acabado interior será blanco. El color del acabado exterior podría ser diferente al azul cobalto según especificaciones; sin embargo, la fusión del color se aplicará sobre una base de azul cobalto.

2.13.2. Ejecución del Trabajo

2.13.2.1. Diseño

Generalidades: El diseño de los refuerzos horizontales contra el viento será del tipo "armadura nervada" con cola extendida para crear capas múltiples de refuerzos permitiendo la transferencia de la carga impuesta por el viento alrededor del tanque.

Cargas de Diseño: Velocidad del viento de 240 km/hora. La capacidad portante del suelo se seleccionará en función del estudio geotécnico. La carga sobre el techo será de 100 kg/cm².

Los tanques deberán ser diseñados y construidos para soportar las condiciones sísmicas de zona con aceleraciones horizontales esperadas de 0,35 g en la roca, con probabilidad de excedencia de 2% en 50 años. Para cada sitio particular, el diseñador deberá generar el espectro correspondiente.

Refuerzos Horizontales contra el Viento: El diseño de los refuerzos horizontales contra el viento será del tipo "armadura nervada" con cola extendida para crear capas múltiples de refuerzos permitiendo la transferencia de la carga impuesta por el viento alrededor del tanque.

Los refuerzos de armadura nervada se fabricarán de acero con revestimiento por baño caliente galvanizado.

No se permite el uso de refuerzos angulares de acero laminado como refuerzos intermedios.

Venteo del Techo: Se suministrar e instalará un venteo de tamaño apropiado según la norma AWWA D103 en su más reciente revisión, sobre el nivel máximo del agua con una capacidad suficiente para asegurar que a la máxima tasa de llenado o vaciado de agua, la presión interior o el vacío resultante no exceda 13 mm (0,5 pulg) de columna de agua. La tubería de rebose no se considerará como venteo del tanque.

El venteo se fabricará de aluminio de forma tal que su capó pueda soltarse y usarse como punto de acceso secundario al techo.

El venteo estará diseñado de tal manera que impida la entrada de aves u otro tipo de animal mediante la inclusión de una abertura con rejilla extendida de aluminio (de 13 mm [0,5 pulg]). Una malla contra insectos de monofilamentos de poliéster tamaño 23 ó 25 se proporcionará y diseñará de forma tal que se abra en caso que la malla se obstruya por cualquier causa.

Conexiones de Tubería: En los puntos que se ilustran conexiones de tubería que atraviesan paneles del tanque, las mismas se ubicarán en campo, se cortarán (no se permiten los cortes con sopletes de acetileno ni las soldaduras) y se utilizará un conjunto de brida interior y exterior. Se aplicará el sellador Systems Sealer No. 79 de Harvestore en los bordes recortados de un panel o en las conexiones de pernos.

Escalera Exterior del Tanque: Se suministrará e instalará una escalera exterior del tanque según se muestra en los planos del contrato. Las escaleras se fabricarán de aluminio y utilizarán peldaños con ranuras, contra resbalones. Las jaulas de seguridad y plataformas de paso se fabricarán de acero galvanizado.

Entradas de Hombre de Acceso: Se suministrará una entrada de hombre inferior para acceso al interior del tanque en acero galvanizado con lámina de refuerzo en vidrio fusionado al acero, como se muestra en los planos adjuntos y según la norma AWWA D-103.

La abertura del registro de inspección tendrá un diámetro mínimo de 610 mm (24 pulg). La puerta de acceso y la lámina de refuerzo deberán cumplir con la norma D-103, revisión más reciente, sección 5.1.

La lámina de refuerzo será de vidrio fusionado al acero y se deberá instalar como un miembro independiente a la entrada de hombre, entre la entrada hombre y la lámina del tanque.

Chapa de identificación: La chapa de identificación del fabricante indicará el número de serie, el diámetro y la altura del tanque, al igual que su capacidad máxima según diseño. La chapa de identificación se fijará a la pared lateral exterior del tanque, en un punto aproximadamente a 1,5 m (5 pies) sobre el nivel del suelo en un punto que pueda ser vista sin obstrucciones.

Protección Catódica: El fabricante será responsable de diseñar y suministrar un sistema de protección catódica de ánodos de magnesio pasivo de sacrificio. Los ánodos serán instalados en el piso del tanque. Cuando se especifique la protección catódica, el proporcionar

continuidad eléctrica entre todos los paneles de la pared lateral o del piso del tanque será responsabilidad del fabricante del tanque.

2.13.2.2. Instalación

Cimentación y Losa: La cimentación y la losa del tanque serán diseñadas por el fabricante del tanque y construidas por el proveedor y será del tipo de anillo empotrado, con pernos de anclaje, plato nivelador y ángulo en vidrio fusionado al acero de acuerdo a la norma AWWA D-103 Sección 11.4.

La cimentación y la losa del tanque serán diseñadas por el fabricante para sostener con seguridad la estructura y sus cargas vivas.

Piso del Tanque: El diseño del suelo será de hormigón reforzado con una lámina empotrada al comienzo de vidrio fusionado al acero según el diseño del fabricante y según la norma AWWA D-103, revisión más reciente, sección 11.4.

Será necesario efectuar la nivelación del anillo inicial; la elevación diferencial máxima dentro del anillo no excederá 3,175 mm (1/8 pulg), ni será mayor que 1,59 mm (1/16 pulg) en un tramo cualquiera de 3 m (10 pies) de longitud.

Un sistema de placa niveladora que consistente en dos varillas de anclaje de 457 mm (18 pulg) de largo y 19 mm (3/4 pulg) de diámetro y en una placa ranurada (de 89 x 279 x 9,5 mm [3-1/2 x 11 x 3/8 pulg] de espesor), se usará para fijar el anillo inicial antes del vaciado del hormigón. La instalación del anillo inicial sobre pisos de concreto existentes, bloques de hormigón o ladrillos, usando suplementos como tuercas para ajustarlo y anclar el tanque al piso, no se permite.

Colocar un sello a prueba de agua fabricado de un elastómero de caucho butilo en la superficie interior del anillo inicial, debajo de la línea del hormigón de suelo. Colocar un sello a prueba de agua impregnado en bentonita debajo del sello de caucho butilo. Instalar los materiales según las instrucciones del fabricante del tanque.

Estructura de las Paredes Laterales: El montaje en campo del tanque empernado de láminas de vidrio fusionado al acero se ejecutará observando estrictamente los procedimientos descritos en el manual de construcción del fabricante y será ejecutado por un concesionario autorizado del fabricante del tanque que regularmente lleva a cabo montajes semejantes usando personal adiestrado y certificado por la fábrica.

Se utilizarán gatos de montaje especiales y equipos de construcción desarrollados y fabricados por el fabricante del tanque para montar los tanques.

Se deberá tener cuidado especial durante el manejo y empernado de los paneles y componentes del tanque para evitar causar abrasiones al revestimiento. Antes de efectuar cualquier prueba con líquido, el Ingeniero Supervisor deberá efectuar una inspección visual de todas las superficies.

Se ejecutará una prueba de detección de fugas eléctricas durante el montaje usando un dispositivo de detección de fugas de nueve (9) voltios. Todos los puntos de fugas eléctricas en la superficie interior deberán repararse según el procedimiento de retoque publicado por el fabricante.

La instalación del sellador en cada panel puede revisarse antes de la colocación de paneles adyacentes. Sin embargo, la inspección del ingeniero no aliviará la responsabilidad del proveedor de asegurar la calidad hermética de los sellos.

No se deberá colocar relleno contra las paredes laterales del tanque sin la previa aprobación y revisión del diseño por parte del fabricante del tanque. Todo relleno deberá colocarse siguiendo estrictamente las instrucciones del fabricante del tanque.

Techo: El techo será de aluminio, geodésico, auto sostenido y será manufacturado por el mismo fabricante del material del tanque. Las paredes del tanque soportarán tanto cargas vivas como muertas. El techo tendrá un diseño de articulaciones laminadas, sin conexiones de ángulos laminados entre los paneles de la pared lateral y del techo. El fabricante suministrará una entrada de hombre de techo que se colocará cerca de la escalera exterior del tanque la cual incluirá una cubierta articulada y una aldaba para cerrarla con candado. La entrada de hombre tendrá una dimensión de no menos de 610 mm (24 pulg) en una dirección y 380 mm (15 pulg) en la otra. La entrada de hombre tendrá un reborde de no menos de 100 mm (4 pulg) de altura y su cubierta tendrá un traslapo hacia abajo de al menos 51 mm (2 pulg), o una cubierta hermética impermeable con empaquetadura en lugar del reborde de 100 mm (4 pulg) con traslapo de 51 mm (2 pulg). La placa de refuerzo de la entrada de hombre será en vidrio fusionado al acero. No se aceptara lámina de refuerzo en acero galvanizado.

Los paneles del techo geodésico de aluminio se fabricarán de paneles triangulares de aluminio no corrugado que se sellarán y sujetarán firmemente de modo que encajen entre sí para formar un sistema de armazón de aluminio plenamente triangular con extrusiones de brida ancha de manera que se forme una estructura de cúpula.

La cúpula será de envergadura libre y tendrá un diseño autosostenido desde la estructura periférica con un anillo tensor incorporado que resista el empuje horizontal principal. El peso muerto de la cúpula no excederá 14,7 kg por metro cuadrado (3 lb/pie²) de la superficie.

La cúpula y el tanque se diseñarán para trabajar como una sola unidad.

El tanque se diseñará para sostener el peso de la cúpula de aluminio, incluyendo todas las cargas vivas especificadas.

Inspección: El sistema de calidad del fabricante deberá ser ISO 9001 certificado. Cada tanda del componente de las hojuelas de vidrio deberá ser examinado individualmente de acuerdo al examen PEI T-21 (Acido Cítrico a temperatura ambiente).

Prueba de Bajo Voltaje de Holiday con Esponja Mojada

La superficie interior de las láminas será inspeccionada por medio de un equipo de inspección bajo voltaje de holiday con esponja mojada de acuerdo a la ASTM D5162-01 Método A (Prueba de Bajo Voltaje con Esponja Mojada).

El equipo se deberá usar a un voltaje de 67.54 voltios ($\pm 10\%$) y calibrado de manera tal que la alarma suene si la resistencia eléctrica del recubrimiento de vidrio cae por debajo de 125,000 Ω ($\pm 10\%$). El equipo deberá tener un record válido de calibración. La solución que se use para mojar la esponja del equipo deberá contener un agente jabonoso humedecedor que se agregue en un rango no mayor a $\frac{1}{2}$ onza por galón (15 ml por litro) de agua. La prueba será hecha a cada lámina.

La prueba de alto voltaje (prueba seca de 1000 Voltios) no será aceptable debido a que no es recomendada por la ASTM para espesores por debajo de 20.0 mils (0.508 mm), ASTM D5162-01, Numeral 4, Sección 4.3 y 4.4.

Medición del Espesor del Vidrio: El espesor del vidrio se deberá medir usando un medidor electrónico de espesor de película seca (de tipo de inducción magnética) aprobada por el fabricante. El medidor de espesor deberá tener un record válido de calibración.

Se hará una prueba por cada diez láminas. El espesor del vidrio deberá ser de 16 mils (0.406 mm).

Medición de Color: El color exterior de las láminas se deberá medir usando un colorímetro aprobado por el fabricante. El medidor de espesor deberá tener un record válido de calibración.

La prueba será hecha a cada décima lámina. El color deberá estar bajo las tolerancias especificadas por el fabricante, o las láminas serán rechazadas.

Prueba de Adherencia al Impacto: La adherencia del recubrimiento del vidrio fusionado al acero deberá ser examinada de acuerdo con la ASTM B916-01. Cualquier lámina que tenga baja adherencia será rechazada. La prueba será hecha a una lámina por lote de afore como mínimo.

Prueba de Escamas: El recubrimiento de vidrio deberá ser examinado para determinar si hay presencia de escamas poniendo las láminas de producción de tamaño completo en el horno a una temperatura de 400 oF (204 oC) por una hora. Luego, las láminas se examinarán para determinar la presencia de escamas. Cualquier lámina que exhiba escamas será rechazada y serán probadas todas las láminas de ese lote de afore de manera similar. La prueba será hecha a una lámina por lote de afore como mínimo.

Embalaje: Todas las láminas que pasen las inspecciones de fábrica y los chequeos de control de calidad serán protegidas contra daños antes de embalarlas para su embarque.

Se colocarán láminas de papel grueso o de espuma de plástico entre cada panel para eliminar la abrasión entre láminas durante el embarque.

Los paquetes de paneles se envolverán en material plástico negro grueso y se sujetarán con tiras de acero a paletas de madera especiales fabricadas según el radio de rodadura de los paneles del tanque. Este procedimiento elimina el contacto o movimiento de los paneles acabados durante el embarque.

El embarque de la fábrica al sitio de trabajo será por camión, transportando exclusivamente los componentes del tanque.

Pruebas en Obra

Hidrostática: Después de completar la construcción y limpieza, el tanque será sometido a una prueba para comprobar su hermeticidad mediante el llenado del tanque hasta el nivel de rebose.

Todas las fugas identificadas por esta prueba deberán ser corregidas por el personal del concesionario exclusivo responsable de la construcción, siguiendo las recomendaciones del fabricante.

El agua requerida para las pruebas será suministrada por el contratista. La mano de obra y el equipo necesarios para la prueba del tanque se incluirán en el precio del tanque.

Desinfección

Normas: La estructura del tanque se desinfectará al momento de la prueba mediante cloración, siguiendo la especificación C652 de AWWA, "Disinfection of Water Storage Facilities" (Desinfección de instalaciones de almacenamiento de agua), suministradas por el fabricante del tanque. La desinfección no se efectuará hasta que el compuesto sellador del tanque esté completamente curado (de 10 a 12 días a 23 °C, (73 °F), al 60 a 80 % de humedad relativa).

Las presentaciones aceptables de cloro para desinfección son las siguientes:

- Cloro líquido según se especifica en la especificación C652 de AWWA.
- Hipoclorito de sodio según se especifica en la especificación C652 de AWWA.
- El uso de hipoclorito de calcio (HTH) no es aceptable.

2.14. Depósitos de otros Materiales

2.14.1. Hormigón Armado

Los materiales, el diseño y la construcción del tanque deberán cumplir con la norma ACI 350 para estructuras de hormigón armado en contacto con agua. Se deberán seguir lo especificado en los numerales 1.3.2 y 1.3.4 de estas especificaciones.

2.15.1. Acero Epoxicado Atornillado

En general deberán cumplir con lo especificado para los depósitos de acero vitrificado, salvo en lo que respecta al tipo de recubrimiento de las placas.

2.15. Compuertas y obturadores

A fin de seleccionar el tipo apropiado de compuerta, es necesario conocer las características de cada una, ya sean compuertas planas, deslizantes, apoyadas en rodillos, rodantes o de ruedas fijas, de tambor, cilíndricas o radiales.

Existen varios tipos de estructuración de las compuertas, pero cuando la pantalla se apoya sobre largueros iguales al más cargado, con separaciones iguales; resulta ser la forma más sencilla de construir y diseñar y puede aplicarse tanto en compuertas sumergidas como de superficie, aunque no siempre resulta la más económica.

Las vigas y pantalla se apoyan en el marco o bastidor que se construye con perfiles de canal o ángulo y que corre por las guías. Las superficies de deslizamiento se deberán maquilar para tener un asiento uniforme y asegurar el cierre correcto; una práctica eficaz pero costosa consiste en hacer asientos con placas aisladas, sujetas con tornillos para poder cambiarlos en caso de deterioro. La hoja debe atiesarse para evitar que se deforme y que la compuerta pierda estanqueidad.

El espesor de la placa de cubierta debe incrementarse en 1.59 mm para prevenir los efectos de corrosión; el espesor nominal no debe ser menor de 7.54 mm para compuertas con carga hidrostática mayor de 5 m. Se escogerá un espesor de placa que dé un espaciamiento razonable de las vigas horizontales de apoyo de la placa de cubierta, este espaciamiento no debe ser menor de 30 cm.

En compuertas de perfiles y placa de acero estructural se deben atender los siguientes aspectos:

- El ancho de las muescas deben ser suficiente para dar apoyo a la compuerta sin provocar esfuerzos excesivos en la estructura, además debe haber espacio suficiente para recibir los sellos de estanqueidad y permitir el libre movimiento de la compuerta
- Los materiales de las anclas y la tornillería deben ser de fácil adquisición.

- Las guías laterales y las superficies de cierre deberán estar libres de torceduras, alabeos o de abolladuras.
- Las vigas de apoyo deberán ser rectas y libres de torceduras para que los sellos se asienten uniformemente.
- Los marcos deberán armarse en taller, aproximadamente en la misma forma que tendrán en la obra para poder revisarlos satisfactoriamente.
- Los miembros estructurales, no deberán desviarse de su rectitud en más de 2 milésimos de su longitud.
- Su manejo en el montaje deberá ser cuidadoso para evitar deformaciones permanentes.
- La parte de los marcos que constituyen la superficie de cierre, deberán quedar en un plano vertical.
- Las uniones soldadas no deberán tener rebordes que interfieran con los sellos.
- Los segundos colados no podrán hacerse antes de verificar las dimensiones, posición y verticalidad de las diversas partes del marco.

2.16. Estudios básicos de ingeniería geotécnica y geológica

La finalidad de una obra subterránea hidráulica puede ser, la conducción de agua potable o aguas residuales; alojamiento de maquinaria; almacenamiento de fluidos; extracción de fluidos (pozos), o bien, acceso a líneas de conducción subterráneas (lumbreras). Para su realización es necesario aportar la información necesaria para una mejor localización y la obtención de los datos de diseño relativos a la respuesta de la masa rocosa durante la construcción y en el periodo de operación de la obra.

Es indispensable realizar estudios geológicos detallados que permitan conocer la calidad y el estado del macizo rocoso donde se alojarán dichas obras, mediante sondeos con obtención de muestras, localizados sobre el eje de las obras y hasta la profundidad que ocupe la plantilla de las mismas, como mínimo. Los estudios geológicos se consideran de primordial valor, ya que influyen en la localización, diseño y construcción.

Las finalidades que se deberán perseguir con los estudios geológicos son: la determinación del origen y condiciones prevalecientes de la roca, su dureza, estado de descomposición, su estructura y sus fallas; la recopilación de datos hidrológicos, de temperaturas y gases del suelo, así como las propiedades físicas, mecánicas y esfuerzos de la roca a lo largo del túnel y la determinación de las principales características geológicas que influirán en la presión de la roca.

Se deberán elaborar planos de secciones transversales y perfiles geológicos, que nos den una representación de lo más exacto posible de la geología del terreno que cruzará la obra.

Otro tipo de estudios que deberán efectuarse para el diseño y construcción de obras subterráneas, son los estudios de mecánica de suelos y rocas. En general, las características que definirán estos estudios son: el módulo elástico de la roca, los esfuerzos en ella y los resultados obtenidos de pruebas de corte directo en rocas estratificadas.

2.17. Pozos para captación de agua

Dentro de los campos de la hidrología y de la ingeniería, el pozo es una obra que reviste gran importancia práctica, ya sea como exploración directa o como captación de agua subterránea.

2.17.1. Exploración hidrogeológica

La hidrogeología y sus técnicas, orientada a la exploración y caracterización de acuíferos dependen de los objetivos de la exploración y de las características y complejidad del marco hidrogeológico. La exploración hidrogeológica encaminada a localizar, evaluar o desarrollar el recurso hidráulico a escala regional o en zonas de hidrogeología compleja, requiere de una investigación detallada del marco geológico superficial y subterráneo, mediante la aplicación combinada de técnicas de exploración del subsuelo.

Para la localización y caracterización de los acuíferos en la zona de interés, se deberán consultar los mapas y fotografías aéreas disponibles. Los mapas de mayor utilidad para tal fin, son los geológicos, los hidrogeológicos y los topográficos.

La información representada en los mapas, deberá verificarse mediante reconocimientos de campo de la zona investigada, para programar la exploración geofísica y, en su caso, las perforaciones exploratorias, obteniéndose elementos confiables para fijar el emplazamiento de pozos de bombeo.

La localización de los pozos exploratorios se fijará dependiendo de los datos específicos que se requieran para conocer el marco hidrogeológico subterráneo. Dichos datos a definir son: la secuencia estratigráfica; la ubicación, litología, dimensiones y características hidráulicas, la posición del nivel freático y la distribución vertical de la carga hidráulica; las características físico-químicas del agua y su distribución espacial; y la conexión del acuífero con algún curso o cuerpo de agua superficial.

No es posible garantizar a priori el éxito de una captación en un sitio dado, aún cuando se disponga de dichos estudios previos. Por ello, se empleará la práctica que consiste en perforar el agujero exploratorio para obtener los registros indicados y con base en ellos diseñar la terminación del pozo.

También se deberán aprovechar los pozos de bombeo existentes, que constituyen importantes fuentes de información hidrogeológica, ya que aportan datos respecto a las características hidráulicas, niveles y calidad del agua de los acuíferos. Por ello el censo de captaciones subterráneas debe ser una de las actividades obligadas en los reconocimientos exploratorios.

A medida de que el grado de dificultad para encontrar agua subterránea aumenta, es indispensable el uso de métodos indirectos de exploración que permitan detectar la presencia de agua desde la superficie.

Se podrá emplear cualquiera de los siguientes métodos geofísicos, que tienen en común el estudio de las características de los materiales del subsuelo; los métodos geoelectrónicos, que utilizan las propiedades electromagnéticas, los métodos sísmicos, que estudian la propagación de las ondas elásticas; los métodos magnéticos, que aprovecha las propiedades magnéticas de las rocas; o los métodos gravimétricos que cuantifican las diferencias en la atracción de la gravedad de los materiales del subsuelo.

2.17.2. Métodos de perforación

Muchos son los métodos de perforación que se han desarrollado, principalmente como respuesta a la amplia variedad de condiciones geológicas en que se emplean (desde rocas duras hasta materiales no consolidados), de tal forma que un método será más conveniente utilizar que los demás, dado que sus resultados, tanto técnicos como económicos, son buenos, sin embargo esto no implica que el mismo método sea el mejor, ni el más eficiente para cualquier otra condición, tanto geológica como práctica, es decir, no existe un método 100% eficiente, utilizable bajo cualquier condición natural, ya que éste varía dependiendo de la profundidad por perforar, el diámetro que se pretenda lograr, el tipo de formación, los requerimientos sanitarios y el uso del pozo.

Para construir los pozos destinados a la captación del agua, se utilizan 2 sistemas básicos de perforación: el de percusión y el rotatorio. Han surgido varios métodos, que conservando los principios básicos de uno o ambos sistemas, han desarrollado una nueva técnica y manifiestan una mayor versatilidad, de tal forma que se tienen los siguientes: rotatorio de circulación inversa, neumático y vibropercusión entre otros.

Los métodos con sistema de percusión que podrán utilizarse son: Pozos punta; Percusión-chorro; o Perforación por percusión con cable y herramienta; mientras que entre los métodos con sistema de rotación, se tienen: Barrenos manuales; Perforación con barrena-taladro sólida; Perforación con barrena-taladro hueca; Perforación con rotación y aire; Perforación rotatoria con circulación directa; o Perforación con doble tubería y circulación inversa.

Para determinar el método más apropiado en un sitio específico, se evaluará conforme a los siguientes criterios:

- Versatilidad del método de perforación.
- Capacidad o confiabilidad del muestreo.
- Costo relativo.
- Disponibilidad del equipo.
- Capacidad del método para preservar las condiciones naturales.
- Capacidad para la terminación del pozo diseñado.
- Facilidad relativa para la terminación y desarrollo del pozo.

Será necesario el uso de fluidos de perforación, dependiendo de las condiciones físicas y químicas que se encuentren en la perforación, entre sus funciones principales se encuentran el remover las esquilas del fondo del pozo; proteger y estabilizar las paredes del pozo; enfriar y limpiar la barrena de perforación; sellar las paredes del pozo; mantener los cortes y

fragmentos de la formación en suspensión; y facilitar la obtención de información del subsuelo. Dichas funciones se cumplen gracias a la diversidad de aditivos que pueden proporcionar propiedades especiales a los fluidos de perforación.

2.17.3. Exploración de pozos

Debido a la heterogeneidad del subsuelo, aun cuando se disponga de estudios previos, de exploraciones indirectas o de datos acerca de pozos circunvecinos, las condiciones hidrogeológicas existentes en un sitio sólo se pueden conocerse con detalle a través de una exploración directa. Por ello, cualquiera que sea su objetivo, todo pozo deberá tener en principio un carácter exploratorio.

Por medio de las exploraciones directas o pozos, se obtendrán datos hidrogeológicos un sitio dado: estratigrafía y litología, localización y características de acuíferos, niveles y calidad del agua subterránea, etc. Los objetivos de la exploración son muy variados: prospección o evaluación geohidrológica, captación de agua subterránea, estudio de la inyección de contaminantes y de la contaminación de un acuífero.

La práctica consiste en iniciar la perforación con diámetro pequeño, de 20 cm a 30 cm, para recabar información acerca de las condiciones hidrogeológicas locales a través de registros y pruebas de pozo: pruebas de penetración, cortes litológicos y registros geofísicos (en el interior del pozo), control de datos como densidad, conductividad eléctrica, pérdidas, niveles y pruebas de productividad. Todos los registros anteriores se complementarán entre sí, por lo que deben ser interpretados conjuntamente.

2.16.4. Protección sanitaria

Para aquellos aprovechamientos hidráulicos diseñados para abastecer agua potable, se deberán utilizar aditamentos conocidos como protecciones sanitarias, empleados con el fin primordial de asegurar la obtención de agua de buena calidad, libre de contaminantes y segura para el consumo humano.

De acuerdo con la estructura y diseño de pozos, se presentan dos áreas que son más factibles a la contaminación y que corresponden a las zonas: terminal superior del pozo y el espacio anular entre las paredes del acuífero y el tubo de ademe.

Para obtener un terminado de pozo, tal que impida la filtración de contaminantes al interior del pozo, se realizarán las siguientes actividades:

- El entubamiento del pozo debe sobrepasar por lo menos 60cm del nivel de la superficie del terreno.
- La implantación sobre la superficie de una placa de concreto de por lo menos 10cm de espesor por 60cm de largo y ancho, con una ligera inclinación hacia sus bordes para drenar las posibles fugas del pozo.
- Colocar un canal de drenaje alrededor de la placa de concreto, su descarga se extenderá a cierta distancia del pozo.

- Implantar un sello en la parte superior para evitar en lo posible la entrada de contaminantes al interior del pozo.

2.18. Redes de distribución y evacuación

2.18.1. Alcances

Las especificaciones descritas a través del presente documento, podrán ser modificadas siempre y cuando la institución correspondiente lo autorice por escrito, una vez realizado el dictamen técnico correspondiente y que dicha modificación no desmerite la calidad del trabajo.

2.18.2. Especificaciones generales de construcción de redes de distribución y evacuación

Los materiales con que se fabrican las tuberías y accesorios que conforman las redes de distribución de agua potable pueden ser tuberías de P.V.C., polietileno, acero, cobre, hierro galvanizado, hierro fundido, hierro dúctil, hormigón armado preesforzado, GRP. Para las redes de evacuación por su parte se podrán utilizar algunas de dichas tuberías pero especialmente las de hormigón armado, P.V.C. (liso o perfilado), polietileno y GRP.

Cabe aclarar que el proyectista, constructor o el residente de la obra podrán proponer en su caso, otro tipo de material, piezas especiales, o válvulas debido a la variedad de materiales que ingresa al país gracias a los diferentes tratados internacionales de comercio que se han firmado, siempre y cuando esos materiales aseguren el correcto funcionamiento de las redes hidráulicas de abastecimiento de agua potable y de evacuación de aguas residuales, pluviales y cumplan con las normas oficiales vigentes, incluidas las ecológicas.

2.18.3. Tuberías de Hierro Fundido Dúctil

-Alcance

Esta especificación comprende la tubería de hierro fundido dúctil. Los tubos de fundición dúctil serán centrifugados en conformidad con la Norma Internacional ISO 2531-1998, Ductile Iron Pipes, Fittings and Accessories for Pressure Pipelines o cualquier otra norma internacional equivalentes expedidas por otras organizaciones, tales como las citadas más abajo, siempre y cuando aseguren una calidad igual o superior a la ISO 2531-1998:

| | |
|-------|---|
| ANSI | American National Standards Institute. |
| ASME | American Society of Mechanical Engineers. |
| AISI | American Iron and Steel Institute. |
| ASTM | American Society for Testing and Materials. |
| AWWA | American Water Works Association. |
| CSA | Canadian Standards Association. |
| DIPRA | Ductile Iron Pipe Research Association. |
| ISO | International Standards Organization. |

-Tuberías y accesorios

De conformidad con ISO 2531-1998, Ductile Iron Pipes, Fittings and Accessories for Pressure Pipelines o su equivalente.

-Revestimientos y Recubrimientos

Los tubos estarán revestidos interiormente de un mortero de cemento en conformidad con la Norma Internacional ISO 4179-2005 o su equivalente.

Los tubos estarán revestidos exteriormente con una capa de zinc metálico y luego con una capa de pintura bituminosa en conformidad con la ISO 8179 Parte 1-2004 o su equivalente.

-Instalación

De acuerdo con la norma ISO 10802-1992 Hydrostatic Testing after Installation. Se requiere el sometimiento por parte del fabricante de tubería de un programa de aseguramiento y control de calidad y de un programa de pruebas en el lugar de fabricación.

-Junta y Uniones

Las juntas para las campanas serán con anillo de junta de elastómero (EPDM) en conformidad con la Norma Internacional ISO 4633-1996 o su equivalente.

-Las uniones de hierro fundido dúctil serán moldeadas en conformidad con la Norma Internacional ISO 2531-1998 ó su equivalente. Las conexiones tendrán un revestimiento exterior de pintura epoxy de al menos 250 micras.

-Las uniones, accesorios y tubería de hierro dúctil ofertados deberán ser compatibles para minimizar las adaptaciones. Por ejemplo, deberán evitarse adaptaciones en casos como los siguientes: juntas flexibles, juntas flexibles con arnés, adaptadores de brida especiales de HFD, y adaptadores de brida especiales de acero.

-Materiales

Todos los tubos y uniones serán fabricados con hierro fundido dúctil que cumpla con las siguientes normas:

ISO 2531-1998 o su equivalente.

Otros materiales cumplirán con las siguientes normas:

ISO 4179 (1985) – Centrifugal cement mortar lining o equivalente.

ISO 4633 (1996) – Rubber seals o equivalente.

ISO 8180 (1985) – Polyethylene sleeving o equivalente.

-Dimensiones de la Tubería de hierro Fundido Dúctil

Las dimensiones definitivas de las tuberías serán las que indique ISO 2531 o su equivalente:

-Homologación de Presión

Los criterios para la homologación de presión de la tubería de HFD se definen bajo diferentes normas internacionales. Se calcularán siguiendo la Norma Internacional ISO 10803. Las definiciones y los términos son los siguientes:

Presión de operación Permisible: La presión interna, excluyendo la sobrecarga de presión, que la tubería de HFD o sus componentes puede soportar con seguridad en servicio permanente.

Presión Máxima Permisible de Operación: La presión interna más la carga de golpe de ariete que la tubería de HFD o sus componentes puede soportar con seguridad en servicio permanente.

Bajo las guías ISO, la tolerancia por sobrepresión se calcula como el 20 por ciento de la Presión de operación Permisible.

- Ejecución de los trabajos

Profundidad Máxima De Cobertura: La tubería HFD instalada, podrá estar sujeta tanto a cargas de tierra como a cargas de tráfico durante la construcción. Para proteger la integridad del recubrimiento protector de mortero de cemento, se dejará una deflexión máxima del 3.0 por ciento, siguiendo los criterios de la AWWA. Las Normas ISO permiten deflexiones mayores. Tanto la AWWA como la ISO utilizan la fórmula Spangler's IOWA con variaciones menores para calcular los efectos de las cargas (vivas y muertas) entre el suelo adyacente y la tubería flexible. En los tramos de zanjas más profundas, se utilizarán materiales de minas para los rellenos, compactados al 95 por ciento de la densidad Standard Proctor o mayor, para cumplir con las condiciones de compactación.

Profundidad Mínima De Cobertura: Las cargas vivas dinámicas sobre la tubería se aumentan significativamente cuando la cobertura es menor de 0.8 metros (2.6 pies). Los esfuerzos aplicados sobre la tubería por las cargas de las ruedas se incrementan hasta un 100 % cuando la cobertura se reduce de 0.6 a 0.3 metro. Se realizará un análisis con diseño específico del sitio en cualquier tubería que se instale a profundidades menores a 0.90 m.

Sistema de Restricción de Empuje: La junta de tipo campana y espiga, con anillo de junta de elastómero, de HFD no ofrece restricción longitudinal para propósitos de diseño. En muchas localizaciones de la tubería, la configuración de los accesorios ocasiona fuerzas hidrostáticas desbalanceadas que, a menos que se restrinjan, puede resultar la separación de la junta. Esas fuerzas desbalanceadas se denominan fuerzas de anclaje.

Se calcularán las fuerzas de anclaje en los codos, reducciones, tees y yees, bridas ciegas y válvulas sujetas a las siguientes condiciones hidráulicas: presión hidrostática, presiones de operación y de trabajo y presiones hidrodinámicas por sobrecargas. La presión de diseño será la máxima presión a la que la tubería o los accesorios de HFD estarán sujetos. Las fuerzas de anclaje estarán balanceadas en cada localización por los siguientes métodos:

Bloques de anclaje por fricción

Bloques de anclaje por gravedad

Tubería con junta restringida

Tubería restringida con camisa de concreto

Estructuras restringidas con pilotes o tablestaca permanente

Una combinación de los métodos anteriores

Los sondeos y los estudios geotécnicos se llevarán a cabo a lo largo de las rutas de la tubería para confirmar el tipo de suelos y sus características. Para las tuberías enterradas, la restricción se obtiene transfiriendo las fuerzas del bloque de anclaje a la estructura del suelo fuera de la tubería. El objetivo del diseño es distribuir las fuerzas del anclaje a la estructura del suelo, de tal manera que no ocurra una separación de la junta a la presión de diseño. Se requiere un conocimiento completo de la estructura tubería-suelo.

Protección de Corrosión en HFD: Las mangas de polietileno han resultado ser un método efectivo y económico de proteger la tubería de HFD en ambientes corrosivos. El polietileno tiene excelentes propiedades dieléctricas que permiten aislar efectivamente la tubería de las corrientes de bajo espectro. El polietileno provee un ambiente uniforme a la tubería, los puntos de corrosión por corrientes galvánicas son virtualmente eliminados. Pequeños orificios en el material de envoltura no disminuyen significativamente su capacidad de protección.

La manga de polietileno requiere poco personal adicional y poco equipo especial para su instalación. Las cuadrillas de construcción simplemente deslizan el polietileno sobre la tubería durante su instalación.

El recubrimiento de polietileno es aplicado en el campo, por ello, no requiere de manejo o empaquetado especiales durante el embarque. Puesto que la manga de polietileno se instala en el sitio, los daños son menores que los recubrimientos aplicados en fábrica. Si se daña, el polietileno se repara fácilmente en el campo con cinta adhesiva compatible.

Puesto que el polietileno es un sistema de protección pasiva, no requiere un mantenimiento ni un monitoreo costoso, y no cuesta casi nada su operación una vez ha sido instalado.

Derivaciones: Prever salidas de servicio de diámetro pequeño (hasta 2") en tuberías principales de agua es más expedito si se hace la derivación en la tubería de HFD directamente en el campo. La tubería de Hierro Fundido Dúctil ha sido fácil y exitosamente taladrada, a sus espesores mínimos disponibles, directamente en el campo durante más de 25 años. Las investigaciones del Ductile Iron Pipe Research Association (DIPRA) han confirmado la capacidad de la tubería de Hierro Fundido Dúctil en aceptar el taladrado directo. No obstante se preferirá en la mayoría de los casos la utilización de un abrazadera o clamp para inconvenientes.

-Prueba de Tuberías: Las tuberías principales de transporte de agua, recién instaladas, deberán probarse para fugas mayores, antes de su puesta en servicio siempre bajo los criterios de ISO 10802 (1992)- Hydrostatic Testing after Installation o su equivalente. Los siguientes criterios deberán ser tomados en cuenta:

La prueba de presión deberá ser de 1.5 veces la presión de trabajo del tramo específico que se prueba, o de un mínimo de 1.25 veces la presión de trabajo en el punto más alto del tramo.

La presión de prueba no deberá exceder la presión de diseño de la tubería, accesorio o bloque de anclaje.

La prueba de presión no deberá exceder en dos veces el rango de presión de las válvulas de asiento metálico de los hidrantes instalados en el tramo.

La prueba de presión no deberá exceder el rango de presión de cualquier asiento de sello elástico de las válvulas de mariposa o de compuerta en el tramo probado.

Después de que el aire ha sido expulsado de la tubería y la válvula o válvulas de aislamiento de la parte del sistema que se prueba se han cerrado, se aplicará normalmente la presión con una bomba de mano o de gasolina, o con los equipos de bombeo suministrados por el contratista para grandes tuberías. Después de que la tubería ha sido llevada a la presión de prueba y sostenida durante al menos dos horas, se medirá el agua de prueba con un medidor de desplazamiento o por el bombeo de agua de un tanque de volumen conocido. Al agua de prueba se le denomina como "tolerancia a la prueba", y su cantidad permitida es función de la longitud de la tubería y de la presión promedio de la prueba. La prueba de presión hidrostática ayuda a identificar tuberías, accesorios, juntas, válvulas o hidrantes dañados o defectuosos, y también a la seguridad del sistema de anclaje.

Se observarán los siguientes procedimientos durante la prueba hidrostática:

La duración de la prueba será mínimo de dos horas.

La prueba de presión se mantendrá dentro de un rango de 5 psi (34.5 kpa).

El aire deberá ser completamente expulsado del sistema antes de aplicar la prueba de presión.

La fuga permitida se determinara con la formula siguiente:

$$L_m = \frac{SDP \cdot 0.5}{133,200}$$

L_m = Tolerancia de prueba en galones por hora

S = Longitud de tubería de prueba en pies

D = diámetro normal de tubería en pulgadas

P = presión promedio de prueba en psi

Los suplidores deberán presentar en adición a los catálogos del fabricante, la documentación técnica y/o certificados que avalen que el fabricante cumple o supera los requerimientos de estas especificaciones. Además deberán presentar referencias de suministros para proyectos similares en el país y/o en el exterior.

2.18.4. Tuberías De Acero Al Carbono

-Alcance

Esta especificación comprende la tubería de acero al carbono. Los tubos cumplirán la norma AWWA C-200 de lámina de acero con soldadura eléctrica en espiral o longitudinal o para tubería sin costura y con las especificaciones, códigos y estándares de referencia:

| | |
|------|---|
| ANSI | American National Standards Institute. |
| ASME | American Society of Mechanical Engineers. |
| AISI | American Iron and Steel Institute. |
| ASTM | American Society for Testing and Materials. |
| AWWA | American Water Works Association. |
| CSA | Canadian Standards Association. |
| ISO | International Standards Organization. |

Se requiere presentar por parte del fabricante de la tubería, de un programa de aseguramiento y control de calidad y de un programa de pruebas en el lugar de fabricación.

-Materiales

Todos los tubos y uniones serán fabricados con acero al carbono que cumpla con las siguientes normas:

- ASTM A 53 grado B, para la tubería.
- ANSI B 36.10, para la tubería.
- ASTM A-234 Gr. WPB, para los accesorios.
- ANSI B 16.9, para los accesorios.

-Desarrollo de las Actividades:

a) El alcance de los trabajos incluye la ejecución de las pruebas radiográficas de las juntas soldadas u otras pruebas, según se requiera, y la prueba hidrostática respectiva. Se incluyen, además, el suministro de mano de obra, transporte, suministro de equipos y herramientas de montaje y pruebas en el sitio (cabezales, manómetros, bombas para prueba hidrostática, etc.), equipo de protección y demás elementos y actividades necesarias para ejecutar el trabajo a satisfacción, de acuerdo con las especificaciones técnicas aplicables. Todas las bridas y uniones soldadas deberán dejarse sin pintar hasta que las pruebas sean realizadas. Las tuberías no deberán conectarse a equipos, tanques u otros componentes hasta que se hayan efectuado la limpieza y las pruebas indicadas. Para realizar la conexión, deberá contarse con la autorización del Ingeniero Supervisor.

El constructor deberá utilizar operarios de soldadura calificados para la realización del trabajo; además, deberá presentar la certificación de la calificación de los soldadores y será responsable por la preparación y por la ejecución o aplicación de los procedimientos de soldadura necesarios. En caso de requerirse pruebas especiales, éstas se pagarán al Contratista por costos reembolsables.

El color de la pintura de acabado será el indicado por el Ingeniero Supervisor. Es responsabilidad del Constructor garantizar y demostrar la calidad de los trabajos ejecutados mediante prueba de espesores e inspección visual.

2.18.4.1. Fabricación de tuberías

A los espesores nominales del tubo obtenido por requisitos de resistencia, se le deberá sumar lo que adicionalmente se requiera para tomar en cuenta el desgaste por corrosión, erosión, abrasión mecánica o cualquier otro agente ambiental. Para saber si la influencia corrosiva del medio ambiente sobre el tubo es determinante en el diseño, deberá conocerse la concentración de iones de hidrógeno, PH, que pueda existir en él. Los sitios con $\text{pH} \leq 5.8$ se clasificarán como “normales” y los que tengan $\text{pH} < 5.8$ como “ácidos”.

Cuando un tubo de acero corrugado se vaya a colocar en un suelo “normal”, el espesor deberá aumentarse 0.0033 cm por cada año de vida útil de la conducción. Si el suelo es “normal” pero tiene condiciones no usuales de humedad, el espesor se incrementará en 0.0075 cm/año.

El espesor de cualquier tubo después de su fabricación y sin incluir las tolerancias por desgaste no será menor de 6.0 mm.

2.18.4.2. Transporte

Las tuberías de acero con protección mecánica (recubrimiento anticorrosivo) son transportadas generalmente por camiones, ferrocarriles o barcos, y los requerimientos para estibar y restringir las tuberías durante el tránsito dependen del modo de transporte.

Para el transporte en camiones, los tubos deberán ser colocados sobre entablados previamente instalados en las plataformas de los camiones, para lo cual se emplearán materiales que sirvan de amortiguadores en las superficies de contacto de los tubos. Todos los cables, cadenas y demás elementos que se utilicen para asegurar los tubos en su posición correcta, deberán estar forrados de materiales adecuados para evitar que se pueda dañar el recubrimiento anticorrosivo o la superficie del tubo. En tubos de gran diámetro (1.14 m de diámetro o mayores) se recomienda el empleo de camas formadas por sacos de arena.

2.18.4.3. Carga y descarga

En la maniobra de carga y descarga de los tubos se deberá emplear equipo adecuado, para evitar el contacto directo entre las superficies de los tubos y las partes metálicas del equipo. Deben utilizarse correas de nylon, lonas, bandas y horquillas acolchonadas, así como patines diseñados para prevenir daños al recubrimiento. Mientras los tubos se encuentren suspendidos en la maniobra de carga y descarga, se inspeccionará que no existan daños en la parte inferior de los mismos.

Los tubos deberán ser colocados paralelamente a lo largo de las zanjas o excavaciones en las que después serán instalados. Si el terreno es rocoso, ambos extremos deberán apoyarse en bloques de madera acolchonados, sacos de arena, montículos de arena u otro tipo de soporte que proteja el recubrimiento de la tubería.

2.18.4.3. Zanjado

Al estar la tubería enterrada, las cargas exteriores resultan uniformemente distribuidas por lo que el relleno deberá tener una altura mínima de 90 cm a partir del lomo del tubo, si el diámetro es menor o igual a 90 cm; para diámetros mayores la altura debe ser de 1 a 1.5 m, y se revisará que las cargas aplicadas a la tubería no afecten al tubo.

Para facilitar el trabajo durante la instalación de la tubería, la excavación se hace de un ancho B mayor que el diámetro exterior del tubo, incluyendo su recubrimiento.

El fondo de la zanja no deberá tener irregularidades ni objetos que generen concentración de esfuerzos, ya que debe permitir un apoyo uniforme sin forzamientos ni dobleces mecánicos de la tubería. Las zanjas con el fondo plano deben excavarse a una profundidad mínima de 50 mm abajo de la línea establecida para el fondo. Cuando el fondo de la zanja contenga objetos duros, que puedan dañar el recubrimiento, se colocará bajo la tubería una cama de 8 a 15 cm de espesor de arena.

Después de que se han instalado en la zanja las tuberías, conexiones, válvulas y otros aditamentos y se hayan inspeccionado debidamente, ésta se rellenará con material seleccionado, es decir, un relleno que se encuentre exento de rocas y piedras grandes, pudiendo ser el mismo material excavado. Las juntas se deben dejar expuestas hasta que se hayan concluido las pruebas de presión y de fugas. En calles y otros lugares donde no es recomendable el asentamiento, se debe consolidar el relleno por compactación, la cual se realizará en capas no mayores de 15 cm. Se exigirá que la compactación sea al menos del 90% de la prueba Proctor abajo de la clave y 85% arriba de la misma.

2.18.4.4. Instalación

Durante la instalación de la línea, debe observarse en las zanjas, un cuidado similar al que se tiene durante la carga y transporte de la tubería. Las tuberías con recubrimiento anticorrosivo requieren un cuidado adicional cuando se manejan temperaturas abajo o arriba de las recomendadas por el fabricante.

Las tuberías recubiertas no deben depositarse en terrenos ásperos, ni rodarse en tales superficies. Únicamente se permitirá el rodado cuando los extremos estén desnudos y se disponga de rieles en donde se rueda el acero expuesto.

Durante el manejo y colocado de la tubería en zanja, se deberán utilizar protectores para evitar su daño. La tubería no debe arrastrarse sobre el fondo de la zanja ni tampoco golpearse contra el fondo. Mientras se prepara para realizar la junta, la tubería debe soportarse sobre las bandas.

La zanja debe mantenerse libre de agua que pueda afectar la integridad de la cama y las operaciones de soldado de las juntas.

Pueden permitirse algunos soportes especiales, pero de ninguna manera deben instalarse permanentemente secciones de tubería sobre maderos, montículos de tierra o apoyos similares.

a) Inserciones.- Los agujeros para inserciones con diámetro menor a 5.0 cm no requerirán refuerzo adicional a menos que sean varios y estén localizados a una distancia menor que la suma de sus diámetros o en el caso que se esperen fuertes fluctuaciones de presión. Todos los agujeros para inserciones con diámetro mayor a 5.0 cm se reforzarán. Si el espesor de la tubería es menor que el de la inserción, se reforzará aquella con un disco de placa con diámetro doble al de la inserción y la cuerda de ésta deberá sujetarse a la tubería y refuerzo. El disco de refuerzo deberá tener un espesor cuando menos igual al de la pared de la inserción.

Las inserciones con cuerda no deberán llegar a un cuarto del espesor del tubo, contado desde la cara interior de la placa de refuerzo si esta existe, sin tomar en cuenta el espesor adicional por corrosión. No se permitirá fijar la inserción con un solo cordón de soldadura.

b) Anillos rigidizantes.- Se requieren anillos rigidizantes en las tuberías que trabajen bajo las siguientes condiciones: donde el conducto esté sometido a presión exterior; donde las tuberías estén sometidas a cargas concentradas y donde las tuberías estén ahogadas en concreto, sometidas a fuerzas de flotación durante el proceso de colado.

Intersecciones o ramales.- En la derivación del líquido de la tubería principal, deberán evitarse ramales a 90°. Para reducir las pérdidas de carga se recomienda iniciar un ramal con un cono con 6° a 8° de semiángulo en el vértice. El ángulo entre el eje longitudinal de la tubería principal y el del ramal podrá tener cualquier valor acotado entre los 45° como mínimo y 75° como máximo. Cuando haya más de dos ramales concurrentes, todos los ejes longitudinales deben estar en el mismo plano.

c) Codos.- Los cambios de dirección en la tubería se harán con codos. Éstos podrán ser sencillos o compuestos. Los codos sencillos estarán formados con tramos de tubos que se diseñarán como tales y deberán tener sus extremos en planos que concurran en una recta; para evitar pérdidas bruscas de carga, se recomiendan radios de curvatura de tres a cinco veces el diámetro de la conducción y ángulos de deflexión de 5° a 10°. Los codos compuestos son aquellos que sirven para unir conducciones cuyos ejes no se cortan. Para las conducciones de acero de diámetro hasta de 106.68 cm, los codos que se empleen deberán estar fabricados expreso para tal fin.

d) Anclajes o atraques.- Toda conducción con cambio de dirección en la rasante o cambios de sección, deberá estar anclada de tal forma que las fuerzas que se presentan en la conducción, debidas a todas las acciones resultantes en la condición de diseño, sean absorbidas por el atraque sin que se transmitan al tramo siguiente de la tubería. En el caso de tuberías de acero soldadas, se podrán obviar dicho atraque considerando la resistencia longitudinal de la tubería.

e) Soportes.- Los soportes de las conducciones podrán ser fijos, deslizantes y con balancines. Los apoyos fijos deberán ser verdaderos anclajes de la tubería en las silletas o en los pedestales, de tal forma que eviten desplazamientos longitudinales. Deberán diseñarse para resistir fuerzas longitudinales por efectos de temperatura, hidrodinámicas, sísmicas, por fricción, por reducciones y las que resulten de particular interés.

Los apoyos deslizantes se diseñaran de tal forma que permitan los movimientos longitudinales de la conducción. Para su diseño se tomarán en cuenta las fuerzas verticales que obran en ellos y las longitudinales por fricción.

Los apoyos con balancines se podrán emplear en tuberías que no estén sometidas a expansiones excesivas por cambios bruscos de temperatura. Se diseñarán para tomar las fuerzas análogas a las que actúan en soportes deslizantes.

2.18.4.5. Uniones con soldadura

Las uniones longitudinales y circunferenciales en los tubos se harán con soldadura doble a tope con penetración completa; se deberán inspeccionar radiográficamente al 100%. La eficiencia permisible de la unión será de 100%. Para tubos fabricados con aceros de alta resistencia se empleará, en adición, la inspección magnética de partículas.

Todas las discontinuidades lineales serán inaceptables y necesariamente deberán repararse. Cuando se remueva un defecto, el área será examinada con el mismo método para cerciorarse que ha sido removido completamente. Si se hace una reparación, ésta se examinará con el mismo método que se empleó originalmente.

2.18.4.6. Prueba hidrostática de campo

El objetivo primordial de la prueba hidrostática es verificar que las juntas no presenten fugas. Ésta se realiza a un valor fijo arriba de la presión de trabajo.

Para realizar la prueba, la tubería se llena lentamente con agua, para prevenir el posible golpe de ariete, teniendo cuidado al permitir que el aire escape a través de las válvulas de admisión y expulsión de aire, colocadas en las partes más altas de la línea de conducción; la presión de prueba debe ser verificada por una bomba y un manómetro de prueba, y será cuando menos 1.25 veces la presión de trabajo de la línea, debiéndose mantener como mínimo por 2 horas, posteriormente, se realizará una inspección de la línea para detectar fugas visibles o desplazamientos de la tubería.

Cualquier defecto debe ser reparado antes de realizar la prueba de fuga, la cual determinará, por medio de un medidor calibrado, la cantidad de agua que entra en la sección de prueba. Las fugas presentadas en las juntas de soldadura deben ser marcadas para una adecuada reparación. Tales soldaduras pueden ser realizadas sin vaciar la tubería, únicamente bajando la presión.

Si una tubería no pasa la prueba hidrostática, será necesario localizar, descubrir, reparar o reemplazar cualquier defecto en la tubería, o en cualquier accesorio. Una vez realizado, se probará nuevamente la tubería.

2.18.4.6. Inspecciones

Se deberán inspeccionar los sistemas de tuberías de transporte de agua, para detectar anomalías en los diversos componentes del sistema, dicha inspección cubrirá los siguientes trabajos:

- Inspección visual del derecho de vía
- Medición de espesores en puntos discretos del tubo
- Inspección de pintura anticorrosiva
- Inspección de recubrimiento anticorrosivo
- Inspección del sistema de protección catódica
- Inspección de dispositivos de seguridad y control
- Inspección de cruces

2.18.5. Tuberías de Hierro Galvanizado

-Alcance

Los tubos cumplirán lo establecido en la norma ANSI/ASTM A53. Esta especificación comprende la tubería de hierro galvanizado, según se muestra en los Planos del Contrato, de acuerdo a las siguientes especificaciones, códigos y estándares de referencia:

| | |
|------|---|
| ANSI | American National Standards Institute. |
| ASME | American Society of Mechanical Engineers. |
| AISI | American Iron and Steel Institute. |
| ASTM | American Society for Testing and Materials. |
| AWWA | American Water Works Association. |
| CSA | Canadian Standards Association. |
| ISO | International Standards Organization. |

Se requiere presentar por parte del fabricante de la tubería de un programa de aseguramiento y control de calidad, así como un programa de pruebas en el lugar de fabricación.

-Materiales

Todos los tubos y uniones serán fabricados con hierro galvanizado que cumpla con las siguientes normas:

ASTM A 53 grado A, para la tubería.

ANSI B 36.10, para la tubería.

ASTM A-338, para los accesorios.

ASTM A 153, para el galvanizado de la tubería y los accesorios.

-Ejecución

Preparación De La Tubería: Se considerara la preparación del material (corte, biselado, alineación) y la provisión de soportes temporales y facilidades para el manejo e instalación de la tubería y los accesorios de tubería necesarios tales como codos, tees, yees, cruces, uniones, reducciones, conexiones, tapones, etc., según el trazado.

-Desarrollo de las Actividades: El alcance de los trabajos incluirá la ejecución de las pruebas radiográficas de las juntas soldadas u otras pruebas, según se requiera, y la prueba hidrostática respectiva. Se incluyen, además, el suministro de mano de obra, transporte, suministro de equipos y herramientas de montaje y pruebas en el sitio (cabezales, manómetros, bombas para prueba hidrostática, etc.), equipo de protección y demás elementos y actividades necesarias para ejecutar el trabajo a satisfacción, de acuerdo con las especificaciones técnicas aplicables. Todas las bridas y uniones soldadas deberán dejarse sin pintar hasta que las pruebas sean realizadas. Las tuberías no deberán conectarse a equipos, tanques u otros componentes hasta que se hayan efectuado la limpieza y las pruebas indicadas.

Para realizar la conexión, deberá contarse con la autorización del Ingeniero Supervisor.

El Constructor deberá utilizar operarios de soldadura calificados para la realización del trabajo; además, deberá presentar la certificación de la calificación de los soldadores y será responsable por la preparación y por la ejecución o aplicación de los procedimientos de soldadura necesarios. En caso de requerirse pruebas especiales, éstas se pagarán al Contratista por costos reembolsables.

2.18.6. Tuberías de PVC

-Alcance del trabajo

El trabajo cubierto por esta sección de las especificaciones consiste en el suministro, transporte y colocación de tuberías de PVC, según los diámetros y la SDR seleccionados, de acuerdo con las siguientes especificaciones, códigos y estándar de referencia:

ASTM D2241

ASTM D2466

Todos los materiales que serán suministrados por el Constructor, tendrán la mejor calidad y requerirán la aprobación previa del Ingeniero Supervisor, antes de su instalación. El Constructor deberá suministrar certificados de que toda la tubería cumple con las normas especificadas. En caso de duda se realizarán ensayos.

El Constructor deberá suministrar los siguientes certificados:

- a) Certificados de que toda la tubería y accesorios suministrados cumplen con las especificaciones indicadas.
- b) Literatura descriptiva, boletines y catálogos de las tuberías y accesorios en original
- c) Instrucciones precisas, del fabricante, para instalación, almacenaje y manipuleo.

-Ensayos

Todo el material utilizado en la fabricación de la tubería deberá cumplir con las normas especificadas y con los estándares mencionados.

Adicional a los ensayos requeridos en estas especificaciones, el Ingeniero Supervisor puede ordenar ensayos adicionales. Las muestras necesarias para estos ensayos serán a cargo del Constructor.

-Materiales

Todos los tubos de PVC presión deberán ser marcados con el nombre del fabricante, el diámetro del tubo y la presión. Los tubos deberán cumplir los requisitos de medidas y ensayos correspondientes a todo lo exigido en la norma ASTM D 2241. Las uniones serán mecánicas con sello de caucho.

Los accesorios deberán ser del mismo calibre, designación y tipo de unión y fabricados con el mismo compuesto de PVC que la tubería.

-Ejecución

Material de la Cama: El material utilizado para el apoyo de la tubería deberá estar de acuerdo con la especificación de rellenos. Se recomienda para la mayoría de los casos la utilización de arena.

Excavación y Relleno: La excavación y el relleno de la tubería deberán estar de acuerdo con lo establecido para Excavación y Relleno de estas especificaciones. El ancho de las zanjas deberá ser el que resulte al dejar al menos 0,26 m a cada lado del tubo. La altura mínima del recubrimiento de relleno sobre el tubo deberá ser de 0,90 m.

Colocación del Tubo: El tubo deberá ser instalado de acuerdo con las recomendaciones del fabricante, de manera que queden perfectamente unidos para permitir un flujo continuo.

Se deberán utilizar los implementos, herramientas recomendados por los estándares del fabricante de la tubería. Toda la tubería y accesorios deberán ser cuidadosamente bajados al fondo de la zanja de tal manera que no se produzcan daños a la tubería o a los accesorios. Bajo ninguna circunstancia se deberá dejar caer la tubería en la zanja.

El corte de la tubería deberá realizarse de acuerdo con los estándares del fabricante y con la herramienta adecuada para producir un corte plano y liso y suave.

La tubería y accesorios deberán ser inspeccionados antes de bajarlos a la zanja. Cualquier tubo defectuoso deberá ser reparado o reemplazado. Todo sucio o materia extraña deberá ser retirada del interior del tubo antes de bajarlo y deberá mantenerse limpio durante y después de su colocación. Todas las aperturas del tubo deberán mantenerse cerradas cuando no se estén utilizando.

Manipuleo: El manipuleo del tubo de PVC deberá ser cuidadoso para asegurarse de que el tubo no sufrirá daño durante el almacenamiento, movilización, cargue y descargue e instalación.

Uniones en el Campo: Todas las uniones deberán ejecutarse de acuerdo con las instrucciones escritas del fabricante. El tubo no deberá ser deflectado ni horizontalmente ni verticalmente más allá de lo recomendado por escrito por el fabricante.

Cuando no se está trabajando en la colocación de la tubería, todos los extremos del tubo deberán permanecer cerrados para prevenir que entre agua u otros materiales en el tubo, y se le debe colocar suficiente relleno para prevenir flotación. Cuando la tubería se flote deberá ser retirada de la zanja, limpiada y reinstalada de manera aceptable. No se podrá colocar tubería cuando, en la opinión del Ingeniero Supervisor, las condiciones de la zanja o del tiempo no son adecuadas para el trabajo.

Ejecución del trabajo: En general, la instalación de las tuberías se realizará de acuerdo con los detalles indicados en los planos y siguiendo estrictamente las indicaciones de los fabricantes de la tubería. Antes de su colocación, las tuberías deberán limpiarse cuidadosamente de todas las materias extrañas. Las tuberías se deberán proteger adecuadamente cuando se suspenda la colocación de las mismas, para evitar que se taponen.

1.18.7. Tuberías de Hormigón Armado

-Alcance

Esta especificación comprende la tubería de hormigón armado para alcantarillados, de acuerdo con las siguientes especificaciones, códigos y estándares de referencia:

| | |
|------|---|
| ANSI | American National Standards Institute. |
| ASTM | American Society for Testing and Materials. |
| AWWA | American Water Works Association. |
| ISO | International Standards Organization. |

Se requiere presentar, por parte del fabricante de la tubería, de un programa de aseguramiento y control de calidad, así como un programa de pruebas en el lugar de fabricación.

-Materiales

Todos los tubos de hormigón deberán cumplir con las siguientes normas:

ASTM - C76M
ASTM - C497M

-Ejecución del Trabajo

Las excavaciones y rellenos necesarios para la instalación de las tuberías para alcantarillado se ejecutarán de acuerdo con lo establecido en las especificaciones técnicas aplicables.

Las tuberías se colocarán cuidadosamente según las líneas y pendientes establecidas, en brechas excavadas hasta la profundidad necesaria mostrada en los planos o indicada por el Ingeniero Supervisor; dichas brechas tendrán un ancho mínimo suficiente que permita la colocación y empalmes correctos de las tuberías y la compactación adecuada del material de relleno alrededor de ellas.

Las paredes de la brecha serán verticales, y los soportes requeridos se definirán de acuerdo con las condiciones del terreno y las normas de seguridad. Las tuberías deberán conservar el alineamiento y pendientes uniformes, para lo cual los extremos de las tuberías deberán encajar con precisión uno con otro.

Los extremos de las tuberías se limpiarán cuidadosamente y luego se humedecerán, antes de pegarlos con un mortero de cemento y arena que pase la malla No. 16, en proporción de 1 a 3 por volumen, o como lo indique el Ingeniero Supervisor.

Las juntas deberán pulirse cuidadosamente tanto en el interior como en el exterior de la tubería. Si la tubería descarga sobre losas de concreto, será necesario colocarla con precisión en su posición y asegurarla durante el vaciado y fraguado de las losas. La altura mínima del lleno sobre la corona de la tubería será de 0,60 m, a menos que el Ingeniero Supervisor ordene algo diferente.

Para el montaje y la puesta en servicio de las tuberías se considera la mano de obra, transportes, herramientas, equipos y materiales requeridos para realizar a satisfacción la labor, de acuerdo con el diámetro, los alineamientos, las pendientes y los niveles mostrados en los planos o indicados por el Ingeniero Supervisor.

2.18.8. Tuberías de GRP

La tubería de fibra de vidrio reforzada con poliéster y sus accesorios, son un sistema resistente a la corrosión de tuberías subterráneas, construido para el uso tanto en aplicaciones de gravedad como de presión. Se compone de resina térmica de poliéster químicamente resistente, refuerzos de fibra de vidrio y arena sílica. La tubería está disponible en clases de gravedad (alcantarillados) y clases de presión (acueductos), además de clases de presión intermedias. El sistema de unión estándar es una junta de acoplamiento de casquillo doble de FVRP con juntas de goma. La rigidez del tubo es variable dependiendo principalmente de las condiciones de instalación y del terreno. Los diámetros nominales de la tubería (DN) son a partir de 12" hasta 120".

Normas Aplicables para diseño y colocación:

| | |
|-------------|--|
| ASTM D-3262 | Alcantarillas de Gravedad |
| ASTM D-3517 | Tubería de presión |
| ASTM D-3754 | Alcantarillado y tubería de presión industrial |
| AWWA C-950 | Tubería de Agua |

2.18.9. Características del Polietileno de Alta Densidad

Alto peso molecular que permita su fusión a base de calor controlado.

Rango de densidad de 0.941 a 0.965 gr/cm³.

Índice de fusión < 0.15 gr/10 min.

Módulo de flexibilidad de 7,735 - 11,250 kg/cm².

Resistencia a la tensión de 210 - 246 kg/cm² 120° F.

Resistencia al agrietamiento por intemperismo > 192 horas.

Esfuerzo hidrostático aplicado para el diseño de presiones de trabajo y de reventamiento de 112 kg/cm².

Color y estabilizador ultravioleta > 2% negro de carbón.

Resistencia al ataque biológico de los agentes inorgánicos y orgánicos existentes en el subsuelo.

Firmeza por tiempo prolongado a la intemperie sin sufrir degradaciones en sus superficies.

Vida útil de 50 años y cumplir con las siguientes especificaciones internacionales:

- AWWA C901 - Polyethylene (PE) Pressure Pipe and Tubing, ½ in. through 3 in. for Water Service.
- AWWA C906 - Polyethylene (PE) Pressure Pipe and Fittings 4 in. through 63 in. for Water Distribution.
- ASTM Socket - Type Polyethylene Fittings for Outside Diameter - Controlled Polyethylene Pipe and Tubing.
- ASTM D3261 - Butt Heat Fusion Polyethylene (PE) Plastic Fittings for Polyethylene Plastic Pipe and Tubing.
- ASTM D3350 - Standard Specification for Polyethylene Plastics Pipe and Fittings Materials.

El polietileno de alta densidad que se especifica debe tener una elevada tensión de tracción, aumento de rigidez, alta dureza superficial, resistencia química sobresaliente y resistencia al ablandamiento y distorsión bajo servicio a presión de 140° F o servicio de flujo por gravedad hasta 180° F.

En función del cociente del diámetro exterior entre su espesor mínimo de pared (RD), y las presiones máximas de trabajo, se clasifican en cuatro diferentes RD que son aptas para trabajar a las presiones especificadas. Según las condiciones de operación de la tubería se aplicará un factor de seguridad igual a 3 ó 4 veces la presión de trabajo para llegar a la presión de ruptura, $S_r = 56.25 \text{ kg/cm}^2$. El factor 3 (F3) se aplica en líneas subterráneas en terreno estable y el factor 4 (F4) se aplica en líneas expuestas a movimientos de terreno o tráfico pesado y líneas a la intemperie.

En caso de instalar tubería de acero y si la superficie del fondo de la zanja lo permite, no será necesario la plantilla. En lugares excavados en roca o tepetate duro, se prepara la plantilla con un material suave que pueda dar un apoyo uniforme al tubo, pudiendo ser tierra o arena suelta seleccionadas del producto de la excavación o de banco.

2.18.10. Desinfección de la Tubería

Después de la prueba de la tubería y antes de conectarla al servicio se deberá proceder a la desinfección del tramo nuevo; se permitirá emplear equipos de lavado a presión, cuyos accesorios deberán ser previamente desinfectados; el residuo de la solución de cloro, deberá ser recolectado en recipientes adecuados para su disposición final al drenaje municipal.

Antes de la desinfección, el tramo de la tubería se llenará con agua la cuál se vaciará posteriormente con objeto de eliminar el agua con el desinfectante mezclado de acuerdo al siguiente proceso:

-Dicha mezcla permanecerá en el tramo por desinfectar durante tres horas, debiéndose reponer el agua que se pierda por fugas, procurando que una bomba equilibre la cantidad de mezcla del desinfectante, para mantener todo el tramo en contacto durante el período especificado.

-Al finalizar el período establecido, se sacará el agua con el desinfectante y se harán pruebas de cloro residual, el cual no será menor de 0.5 ppm. En caso contrario, se repetirá, la operación anterior hasta lograr el resultado deseado.

Para la desinfección se podrán usar cualquiera de los siguientes desinfectantes:

- Solución de hipoclorito de calcio o cal clorada en las siguientes proporciones:
1 g de hipoclorito al 70 % de concentración por cada 14 litros de agua. 1 g de cal clorada al 25 % de concentración por cada 5 litros de agua.
- Mezcla de cloro en forma de gas y agua, con una dosis de cincuenta (50) ppm, como mínimo para lo cual el contratista contará con cloradores apropiados al caso.

Para aceptar definitivamente un tramo de tubería, una vez aprobada la desinfección por la Comisión, se enjuagará el tramo de línea hasta que desaparezca el olor a cloro.

2.19. Válvulas

Generalidades:

El Constructor deberá e instalar, completas con todos sus componentes y accesorios, las válvulas, mostradas en los Planos y especificadas, incluyendo todas las piezas, aditamentos y piezas de transición requeridas para una instalación completa y operable.

Todas las válvulas que se suministren se construirán con materiales de primera calidad, con características de resistencia, desgaste y resistencia a corrosión completamente adecuadas al servicio para la cual está asignada cada válvula. Excepto donde se diga otra cosa, las válvulas designadas para servicio de agua deberán cumplir con las secciones pertinentes de la edición más reciente de la Norma ISO 7250 o equivalente. Los cuerpos y piezas de hierro fundido o hierro fundido dúctil de válvulas deberán cumplir los requisitos de la versión más reciente de la ISO 1083 o equivalente.

Todas las fundiciones de cuerpos de válvulas deberán ser limpias, sanas, y sin defectos de ninguna clase. No se permitirán taponadoras, soldaduras o reparación de defectos.

Las válvulas deberán tener siempre extremos de brida para servicio a la intemperie, y extremos de unión mecánica o de brida para servicio enterrado. Las dimensiones del taladrado de las bridas será conforme con la Norma ISO 7005-2 o equivalente. Las dimensiones cara a cara entre bridas de las válvulas cumplirán con la ISO 5752 y ANSI B16.1 class 125. Las válvulas deberán ser probadas y certificadas en fábrica según las indicaciones de la Norma ISO 5752 o equivalente.

2.19.1. Válvulas de Retención

Las válvulas de retención serán de tipo clapeta con asiento inclinado; el cuerpo de la válvula deberá presentar alojamiento para el disco que permita el paso integral de agua con la apertura total de la válvula. El revestimiento de la válvula será de epoxy con espesor mínimo de 250 micras según normas ANSI/AWWA C550. La válvula deberá presentar dispositivo de purga y lavado. La distancia entre caras de la válvula será conforme a las especificaciones de la norma ISO 5752 serie 48 o similar.

2.19.2. Válvulas de Compuerta

Las válvulas de compuerta con asiento elástico para servicio de agua deberán ser conforme a la norma ISO 7259 o equivalente. El cuerpo y la tapa de hierro fundido dúctil o de Hierro fundido, con revestimiento epoxy (procedimiento de empolvado), espesor mínimo de 250 micrones. El eje de maniobra, será de bronce según norma ASTM B138 será de acero inoxidable al 13 % de cromo. La prensa del eje será de bronce y desmontable en carga. La junta de la tapa y las juntas de la prensa serán de Nitrilo 70 Shore A. La válvula debe tener el total del DN como paso libre, y tendrá un número reducido de piezas, fácilmente desmontables. La protección contra los riesgos de corrosión será reforzada por el revestimiento. Las válvulas expuestas (encima del suelo) deberán tener vástagos salientes. Las válvulas enterradas deberán tener vástagos no salientes (NRS). Las válvulas deberán tener extremos de juntas bridadas (según ISO 2531 o equivalente) o mecánicas, para coincidir con la tubería. La distancia entre caras de la válvula será conforme a las especificaciones de la norma ISO 5752 en las series 14 o 15 o similar.

Cada válvula deberá ser ensayada en fábrica en conformidad con la norma ISO 5208 o equivalente.

2.19.3. Válvulas de Mariposa

El cuerpo de la válvulas de mariposa será de de hierro fundido o de hierro fundido dúctil. La válvula será de tipo doble excentricidad. El árbol y eje de la mariposa de acero inoxidable al 13% de cromo (Z 20 C 13), la pernería interior de acero inoxidable A2 y la exterior en acero clase 12.9. La estanquidad asegurada por una junta de tipo JPI de elastómero Nitrilo sobre la mariposa y un asiento de acero inoxidable de alto porcentaje en níquel sobre el cuerpo de la

válvula. El mecanismo de maniobra será de tipo corona y eje sin fin, irreversible, en un cárter estanco IP 67.3, para una instalación aérea o en cámara no sumergible. El mecanismo de maniobra será concebido en función del DN, la PMA y el accesorio de maniobra, mediante un volante o directamente bajo boca de llave. El sentido de cierre será de tipo horario. Las dimensiones entre caras de bridas serán conforme a las normas ISO 5752 serie 14, ISO 7005/2 o equivalente. El revestimiento será de acuerdo a la norma ISO 8501-1 SA 2.5 o equivalente con un revestimiento interior y exterior de empolvado epoxy o pintura epoxy con un espesor mínimo de 250 micrones. Los ensayos de fábrica serán hechos de acuerdo a las normas ISO 5208 o equivalente.

Las bridas de conexión de la válvula con los aparatos de maniobra (reductor y/o actuador) serán conformes a las normas ISO 5210 e ISO 5211 o similar.

2.19.4. Válvulas de Altitud

El cuerpo de las válvulas será de tipo globo, es decir que el ángulo formado entre el conjunto obturador y el eje longitudinal de la válvula es de 90°; adicionalmente, la cámara superior estará dividida de la inferior por la membrana del conjunto del obturador. El cuerpo de la válvulas será de de hierro fundido dúctil. Todos los componentes del conjunto del obturador serán en acero inoxidable tipo AISI 303. El asiento del conjunto obturador será en acero inoxidable tipo AISI 316. Las tuberías y acoples del circuito piloto serán en acero inoxidable. El cuerpo de la válvula piloto será en acero inoxidable AISI 303. El revestimiento de las válvulas será en epoxy con un espesor mínimo de 250 micras. La distancia entre caras de la válvula será conforme a las especificaciones de la norma ISO 5752 en la serie 1 o equivalente.

2.19.5. Válvulas para Alivio de Golpe de Ariete

La función de la válvula para alivio de golpe de ariete será proteger la línea de descarga de las bombas de las sobrepresiones resultantes de paradas abruptas del flujo del agua bombeada. La válvula principal deberá ser capaz de abrir hasta su totalidad con un mínimo en su presión de entrada.

El cuerpo de las válvulas será de tipo globo, es decir que el ángulo formado entre el conjunto obturador y el eje longitudinal de la válvula es de 90°; adicionalmente, la cámara superior estará dividida de la inferior por la membrana del conjunto del obturador. El cuerpo de la válvulas será de de hierro fundido dúctil. Todos los componentes del conjunto del obturador serán en acero inoxidable tipo AISI 303. El asiento del conjunto obturador será en acero inoxidable tipo AISI 316. Las tuberías y acoples del circuito piloto serán en acero inoxidable. El cuerpo de la válvula piloto será en acero inoxidable AISI 303. El revestimiento de las válvulas será en epoxy con un espesor mínimo de 250 micras. La distancia entre caras de la válvula será conforme a las especificaciones de la norma ISO 5752 en la serie 1 o equivalente.

2.19.6. Válvulas de Ventosa

Las válvulas de ventosa a ubicarse en los puntos altos serán del tipo triple función, es decir que presentarán dos cámaras cada una dotada con tobera y mecanismo de obturación tipo flotador; una cámara con tobera pequeña para la desgasificación constante y la otra con tobera grande para las operaciones de vaciado y llenado de la tubería. Los conjuntos de obturador tipo flotador deberán presentar mecanismos de guiado que impidan el bloqueo de los mismos y serán fabricados en ABS para evitar la corrosión de los mismos. El exterior del orificio de la tobera grande estará protegido con una malla de acero inoxidable para evitar el ingreso de elementos extraños al interior de la válvula durante la fase de admisión de aire.. Los asientos de los conjuntos de obturador serán en elastómero EPDM. El revestimiento de las válvulas será en epoxy con un espesor mínimo de 250 micras.

Excepto donde aquí se anote otra cosa, todas las válvulas serán instaladas y probadas de acuerdo con la versión más reciente de ISO 5208 o su equivalente. Antes de ser instaladas, las válvulas serán lubricadas, abiertas y cerradas manualmente para verificar su operación, y se limpiará bien el interior de las válvulas. Las válvulas se colocarán en las posiciones mostradas en los Planos. Las uniones se realizarán de acuerdo con las Especificaciones para Tuberías. Las válvulas se colocarán de manera que sean fácilmente accesibles para propósitos de operación, y no deberán soportar esfuerzos debido a las cargas sobre la tubería adyacente. El Contratista será responsable de coordinar la conexión de las tuberías correspondientes.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La ingeniería sanitaria ha evolucionado con el paso del tiempo haciendo posible resolver los problemas de salubridad sin que los habitantes de las comunidades tengan que dedicar tiempo o siquiera darse cuenta de lo complejo que es mantener un hogar por no decir una ciudad completa libre de contaminación hídrica. Podemos tener acceso al agua potable en cualquier lugar de la ciudad que nos encontremos sin esfuerzo alguno y sin peligro de contraer alguna enfermedad, solo tenemos que abrir un grifo, esto es posible gracias a los sistemas de abastecimiento de agua y a los sistemas de tratamiento para agua potable. Las heces fecales y las aguas que utilizamos para asearnos pueden ser evacuadas rápidamente y sin dejar rastro alguno gracias a los sistemas de recolección y evacuación de las aguas residuales. Después de evacuadas, las aguas residuales antes mencionadas son sometidas a procesos de eliminación de contaminantes, lo cual hace posible la disposición final a la naturaleza siempre cumpliendo con las normativas de vertido de efluentes.

Al finalizar la investigación sobre las diferentes normativas sanitarias existentes en el país como los reglamentos de la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones (SEOPC), las normativas internas del Instituto Nacional de Aguas Potables y Alcantarillados (INAPA), las normativas internas de la Corporación del Acueducto y Alcantarillado de Santo Domingo (CAASD), concluimos que:

- No existe una normativa nacional que regule el Sector Agua Potable y Saneamiento, tanto en el aspecto de diseño como en el de construcción. Además ninguna de ellas cumple con el formato legal que exige la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, Arquitectura y Ramas Afines (CONARTIA) para su aprobación definitiva.
- Se hace necesario la implementación de una normativa nacional que garantice la unicidad de criterios de diseño y construcción de obras e instalaciones hidráulicas y sanitarias para garantizar la buena práctica de la ingeniería sanitaria y la implementación de soluciones óptimas a los problemas del sector agua potable y saneamiento.
- Con la presentación de este documento o de esta nueva normativa se llenara el vacío que existe actualmente referente al diseño y a la construcción de obras e instalaciones hidráulicas y sanitarias en la República Dominicana, además conjugara los criterios de tecnología apropiada con los de tecnología de punta, con el objetivo de concebir sistemas sanitarios que puedan contribuir a mejorar la calidad de vida de los habitantes de nuestro país y aprovechar todo el conocimiento tanto nacional como internacional, para que el diseño y la construcción estén acordes con los avances tecnológicos y sirvan para mejorar la calidad del agua potable y la calidad de los efluentes que son vertidos al medio ambiente en sus cuerpos receptores superficiales o subterráneos.

Por todo lo expuesto anteriormente, se recomienda:

- La entrega de este documento a la Dirección General de Reglamentos y Sistemas, organismo ejecutivo de la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, Arquitectura y Ramas Afines (CONARTIA) adscrita a la SEOPC para que a través del comité técnico que esta convoque, sea revisado, ampliado y mejorado y finalmente aprobado. Para entonces la comisión lo envíe al poder ejecutivo para que sea oficializado mediante decreto.
- La realización de investigaciones, estudios y pruebas de laboratorio en todas las áreas de la ingeniería sanitaria, para adecuar a nuestro medio todos los parámetros considerados en este documento. De esta forma nuestro país avanzara rápidamente en las áreas de agua potable, saneamiento y protección del medio ambiente logrando elevar la calidad de vida de nuestro país.
- La realización de campañas de concientización por parte de las instituciones, las empresas y los actores que intervienen en el sector agua potable y saneamiento para que se implemente esta normativa a los fines de poder tener reglas claras que todos debemos cumplir y así aumentar la calidad y la eficiencia de las obras e instalaciones hidráulicas en la República Dominicana.

1. ABASTECIMIENTO DE AGUA TEORIA Y DISEÑO, por Simón Arocha R. Ediciones Vega. 1983.
2. ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO INGENIERIA AMBIENTAL, por Terence Mc Ghee. Mc Graw Hill. 1998.
3. ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES, por Fair, Geyer & Okun. Limusa Noriega Editores. 2002.
4. AGUAS SUBTERRANEAS, por D. J. Cederstrom. Instituto Cubano del Libro. 1971.
5. CICLO DE TRATAMIENTO, Programa Regional de Mejoramiento de la Calidad del Agua para Consumo Humano CEPIS/OPS/HPE, por Carlos Richter, José Pérez y Lidia Canepa. 1992.
6. CIENCIA AMBIENTAL, por Tyler Miller. Thomson Editores. 2003.
7. CLOACAS Y DRENAJES, por Simón Arocha R. Ediciones Vega. 1983.
8. ECOLOGIA, por Eugene Odum. Editorial Interamericana. 1972.
9. ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS, por Ricardo López Cualla. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. 1995.
10. ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES: Secretaria de Estado de Obras Publicas y Comunicaciones, SEOPC. República Dominicana.
11. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS ACUEDUCTO MULTIPLE PERAVIA, INAPA. 2009.
12. GUIA DE SANEAMIENTO BASICO INDUSTRIAL, OPS & OMS. 1992.
13. GUÍAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES. Nicaragua.
14. GUIDE TO DEVELOPMENT IN THE BRITISH VIRGIN ISLANDS (DRAFT), Town and Country Planning Department, Office of the chief Minister.
15. HIDRAULICA, por Forchheimer. Editora Nacional 1981.
16. HIDRAULICA DE TUBERIAS, por Juan Saldarriaga. Mc Graw Hill. 1998.
17. HIDRAULICA GENERAL, por Gilberto Sotelo Avila. Editorial Limusa. 1985.
18. HIDROLOGIA APLICADA, por Ven Te Chow. Mc Graw Hill. 1998.
19. HIDROLOGIA PARA INGENIEROS, por Linsley Jr. Mc Graw Hill. 1975.
20. INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES, VOLUMEN I, II Y III. Por Metcalf & Eddy, Inc. Mc Graw Hill. 1996.
21. INGENIERIA DEL RIEGO UTILIZACION RACIONAL DEL AGUA, por Guillermo Castañón. Thomson Editores. 2005.
22. INGENIERIA AMBIENTAL, por Gerard Kiely. Mc Graw Hill. 1999.
23. INGENIERIA AMBIENTAL, por Henry Heinke. Prentice Hall. 2000.
24. INGENIERIA HIDRAULICA APLICADA A LOS SISTEMAS DE DISTRIBUCION DE AGUA, Volumen I y II, Aguas de Valencia. 2º Edición 1996.
25. INGENIERIA SANITARIA, por Metcalf & Eddy, Inc. Mc Graw Hill. 1992.
26. INGENIERIA SANITARIA, por Unda Opazo. Limusa Noriega Editores. 1993.
27. INSTALACIONES SANITARIAS PARA EDIFICIOS, por Mariano Rodríguez Avial. Graficas Carasa. 1971.

28. INTENSIDADES MAXIMAS Y EROSIVIDAD DE LAS LLUVIAS EN LA REPUBLICA DOMINICANA. SEE. Convenio IICA-INDRHI. 1982.
29. INTERNATIONAL PLUMBING CODE. International Code Council, Inc. 2003.
30. LEY GENERAL DE MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES N° 64-00. República Dominicana. 2000.
31. MANEJO DE LOS DESECHOS LIQUIDOS EN LA REPUBLICA DOMINICANA, CAASD. Editorial Gente. 1999.
32. MANUAL DE AGUAS PARA USOS INDUSTRIALES, por ASTM Philadelphia. Editorial Limusa. 1991.
33. MANUAL DE EVALUACION DE IMPACTO AMBIENTAL, por Larry W. Canter. Mc Graw Hill. 1998.
34. MANUAL DEL CURSO DISEÑO DE REDES DE DISTRIBUCION. Escuela de Fontanería INAPA. 2000.
35. MANUAL INTERNACIONAL DE ACIPCO. Tercera edición 2003.
36. MECANICA DE FLUIDOS, por Streeter, Wylie & Bedford. Mc Graw Hill. 2000.
37. MECANICA DE FLUIDOS, por Potter & Wiggert. Thomson Editores. 2001.
38. MECANICA DE LOS FLUIDOS E HIDRAULICA, por Giles, Evett & Liu. Mc Graw Hill. 1994.
39. NORMAS AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO. Bolivia.
40. NORMA AMBIENTAL SOBRE CALIDAD DE AGUAS SUBTERRÁNEAS Y DESCARGAS AL SUBSUELO. Secretaria de Estado de Medio Ambiente y Recursos Naturales. República Dominicana.
41. NORMA AMBIENTAL SOBRE CALIDAD DEL AGUA Y CONTROL DE DESCARGAS. Secretaria de Estado de Medio Ambiente y Recursos Naturales. República Dominicana.
42. NORMAS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADOS DE EPM. Medellín.
43. NORMAS DE DISEÑO SANITARIO. Instituto Nacional de Aguas Potables y Alcantarillados, INAPA. República Dominicana.
44. NORMAS DE DISEÑO SISTEMAS DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y DRENAJE PLUVIAL. Corporación del Acueducto y Alcantarillado de Santo Domingo, CAASD. República Dominicana.
45. NORMAS SANITARIAS PARA PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE INSTALACIONES SANITARIAS. Venezuela.
46. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE OBRAS E INSTALACIONES HIDRÁULICAS. México.
47. NORMA TÉCNICA PARA PROYECTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS. El Salvador.
48. NORMAS TÉCNICAS PARA PROYECTO DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA USO PÚBLICO. Brasil.
49. PRESAS DE TIERRA, por Armas & Horta. Editorial ISPJAE. 1987.
50. PROYECTO AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN CENTROS TURISTICOS (PASCT), República Dominicana. 1998.
51. RECURSOS HIDRAULICOS PLANEACION Y ADMINISTRACION, por Otto J. Helweg. Limusa Noriega Editores. 1992.

52. REDACCION, METODOS DE ORGANIZACIÓN Y EXPRESION DEL PENSAMIENTO, por Bartolo García Molina. Editorial Surco. Octava Edición 2007.
53. REDES DE DISTRIBUCION DEL AGUA, Información en Abastecimiento de Agua y Saneamiento de Bajo Costo, OPS/CEPIS, por D. Lauria. 1986
54. REGLAMENTACIONES PARA INSTALACIONES SANITARIAS EN EDIFICACIONES. Secretaria de Estado de Obras Publicas y Comunicaciones, SEOPC. República Dominicana.
55. REGLAMENTOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLAS Y DRENAJES. Guatemala.
56. REGLAMENTO NORMAS TÉCNICAS PARA DISEÑO DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS. Costa Rica.
57. REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO. Colombia.
58. SITUACION DE LOS RECURSOS HIDRICOS EN LA REPUBLICA DOMINICANA, CAASD. Editorial Gente. 1998.
59. TEORIA Y PRACTICA DE LA PURIFICACION DEL AGUA, por Jorge Arboleda Valencia. Mc Graw Hill. 2000.
60. TESIS, GUIA PARA SU ELABORACION Y REDACCION, por Rubén Darío Pimentel. Editorial Mediabyte, S. A. Segunda Edición 2001.
61. TABLA DE DATOS DE MACROMEDICION Y MICROMEDICION PROYECTOS COMPLEJO TURISTICO PUNTA CANA. Grupo Punta Cana. 2008.
62. TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, por Jairo Romero Rojas. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. 1999.
63. ZANJAS Y SISTEMAS DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION, por Sergio Rolim Mendonca. Mc Graw Hill. 2000.

11. ABREVIATURAS Y ACRONIMOS

| | |
|--------------------------------|---|
| A | Área |
| ACI | Instituto Americano del Concreto |
| Al | Aluminio |
| Al ₂ O ₃ | Alúmina |
| AASHTO | Asociación Americana de Transporte y Carreteras |
| AISC | Instituto Americano de Construcción en Acero |
| ASTM | Asociación Americana de Prueba de Materiales |
| AWWA | Asociación Americana de Trabajos del Agua |
| CAASD | Corporación del Acueducto y Alcantarillado de Santo Domingo. |
| C | Carbono |
| Ca | Calcio |
| Ca(OH) ₂ | Hidróxido de calcio, |
| CEPIS | Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente |
| CH ₄ | Metano |
| CaCO ₃ | Carbonato de Calcio |
| Cl | Cloro |
| Cl ₂ | Cloro gas |
| ClO ₂ | Dióxido de cloro |
| ClO ₂ - | Cloritos |
| ClO ₃ - | Cloratos |
| cm | Centímetro |
| cm/s | Centímetro por segundo |
| CO ₂ | Dióxido de carbono |
| COAROM | Corporación del Acueducto de La Romana. |
| CORAAMOCA | Corporación del Acueducto y Alcantarillado de Moca. |
| CORAASAN | Corporación del Acueducto y Alcantarillado de Santiago. |
| CORAPLATA | Corporación del Acueducto de Puerto Plata. |
| CO ₃ ²⁻ | Carbonatos |
| CT | Carbón Orgánico Total |
| CTA | Capacidad de Transferencia Ajustada, kg O ₂ /HP x hora. |
| CTN | Capacidad de Transferencia Normal, kg O ₂ /HP x hora. |
| CV | Caballo de vapor |
| D | Diámetro |
| DBO | Demanda bioquímica de oxígeno |
| DBO ₅ | Demanda bioquímica de oxígeno a los 5 días |
| DBOS | Demanda bioquímica de oxígeno soluble |
| DBOT | Demanda bioquímica de oxígeno total |
| DIN | Instituto Alemán de Normalización |
| DQO | Demanda química de oxígeno |
| e | Base de logaritmos naturales |
| E | Modulo de elasticidad del material |
| EPM | Empresas Públicas de Medellín. |

| | |
|-----------------------------------|---|
| Fe | Hierro |
| FS | Factor de seguridad |
| g | Gramo |
| g/cm ³ | Gramo por centímetro cubico |
| gpm | Galones por minuto |
| GRP | Poliéster reforzado con fibra de vidrio |
| H | Hidrogeno |
| Hf | Perdidas |
| H ₂ O | Agua |
| hab | Habitante |
| ha | Hectárea |
| HCO ₃ - | Bicarbonatos |
| HP | Caballo de fuerza |
| INAPA | Instituto Nacional de Aguas Potables y Alcantarillados. |
| ISO | Organización Internacional de Normalización |
| K | Potasio |
| Kg | Kilogramo |
| Kg/cm ² | Kilogramo por centímetro cuadrado |
| Kg/m ² | Kilogramo por metro cuadrado |
| Kg/m ³ | Kilogramo por metro cubico |
| Km | Kilometro |
| kW | Kilowatt |
| L | Litro |
| L/h | Litro por hora |
| L/min | Litro por minuto |
| L/s | Litro por segundo |
| mca | Metro de columna de agua |
| mg | Miligramo |
| mg/l | Miligramo por litro |
| ml | Mililitro |
| m | Metro |
| m ² | Metro cuadrado |
| m ³ | Metro cubico |
| Mg | Magnesio |
| Mn | Manganeso |
| mm | Milímetro |
| m ³ /d | Metro cubico por día |
| m ³ /h | Metro cubico por hora |
| m ³ /m ² /d | Metro cubico por metro cuadrado por día |
| m/d | Metro por día |
| m/h | Metro por hora |
| m/s | Metro por segundo |
| msnm | medido sobre el nivel medio del mar |
| Na | Sodio |
| N ₂ | Nitrógeno |

| | |
|------------------|--|
| NH ₃ | Amonia |
| NO | Oxido Nítrico |
| NO ₂ | Dióxido de nitrógeno |
| H ₂ | Hidrogeno |
| H ₂ S | Sulfuro de hidrogeno |
| OD | Oxigeno disuelto |
| OH- | Hidróxidos |
| O | Ozono |
| O ₂ | Oxigeno |
| OI | Osmosis Inversa |
| OMS | Organización Mundial de la Salud. |
| OPS | Organización Panamericana de la Salud. |
| P | Fosforo |
| Pa | Pascal |
| PEHD | Polietileno de alta densidad |
| ppm | Parte por millón |
| PSI | Libra por pulgada cuadrada |
| pulg | Pulgada |
| PVC | Policloruro de vinilo |
| Q | Caudal |
| rpm | Revoluciones por minuto |
| s | Segundo |
| seg | Segundo |
| SEMARENA | Secretaria de Estado de Medio Ambiente y Recursos Naturales. |
| SEOPC | Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones |
| SO | Monóxido de azufre |
| SO ₂ | Dióxido de azufre |
| SO ₃ | Trióxido de azufre |
| ss | Sólidos suspendidos |
| sslm | Sólidos suspendidos en el licor mezclado |
| sst | Sólidos suspendidos totales |
| ssv | Sólidos suspendidos volátiles |
| T | Temperatura |
| TDO | Tasa media de demanda de Oxigeno |
| Tr | Tiempo de retención |
| THMs | Trihalometanos |
| UE | Unión Europea |
| UT | Unidades de turbiedad |
| UV | Ultravioleta |
| V | Volumen |
| v | Velocidad |
| Zn | Zinc |
| °C | Grados Celsius |
| % | Porcentaje |

12. LISTA DE TABLAS

TABLA 1

Período de diseño económico para las estructuras de los sistemas.

TABLA 2

Dotación neta según las características socioeconómicas y del sistema

TABLA 3

Dotación por tipo de proyecto

TABLA 4

Dotación por tipo de empresa

TABLA 5

Coefficiente de consumo máximo diario k_1

TABLA 6

Coefficiente de consumo máximo horario, k_2

TABLA 7

Calidad de la fuente

TABLA 8

Camisa mínimo de pozos según caudal

TABLA 9

Localización de pozos por profundidad

TABLA 10

Deflexiones máximas en tuberías

TABLA 11

Características de las tuberías para conductos a presión

TABLA 12

Especificaciones y normas técnicas sobre tuberías

TABLA 13

Diámetros para columnas de pozos

TABLA 14

Diámetro de válvulas de alivio de acuerdo al caudal

TABLA 15

Límites máximos permisibles (LMP) referenciales de los parámetros de calidad del agua

TABLA 16

Especificaciones de grava prefiltro vertical

TABLA 17

Especificaciones de grava prefiltro horizontal

TABLA 18

Velocidad de filtración para cada tipo de filtro

TABLA 19

Profundidad o longitud del medio filtrante

TABLA 20

Rango de aplicación de mezcladores

TABLA 21

Relación entre el periodo de retención y la tasa de decantación

TABLA 22

Diámetro del múltiple en función de la longitud

| | |
|----------|---|
| TABLA 23 | Espesor y tamaño de cada capa en filtros |
| TABLA 24 | Espesor y tamaño de cada capa en filtros con el fondo Wheeler |
| TABLA 25 | Espesor y tamaño de cada capa en filtros con tuberías perforadas |
| TABLA 26 | Espesor y tamaño de cada capa en filtros con bloques Leopold |
| TABLA 27 | Espesor y tamaño de cada capa en filtros con bloques Leopold especiales |
| TABLA 28 | Espesor y tamaño de cada capa en filtros con vigas prefabricadas |
| TABLA 29 | Características de filtros con lecho doble de antracita y arena |
| TABLA 30 | Características de filtros con lecho doble de antracita y arena en filtración directa |
| TABLA 31 | Características de filtros de flujo descendente con lecho doble de antracita y arena |
| TABLA 32 | Características generales de los diferentes tipos de módulos de membrana de OI |
| TABLA 33 | Concentración de lodos en el tratamiento de aguas |
| TABLA 34 | Concentración de lodos sedimentados |
| TABLA 35 | El coeficiente n de rugosidad de Manning |
| TABLA 36 | Velocidad mínima de aguas residuales industriales |
| TABLA 37 | Profundidad mínima de colectores |
| TABLA 38 | Dimensiones recomendables de zanja |
| TABLA 39 | Periodos de retorno o grado de protección |
| TABLA 40 | Factor de reducción |
| TABLA 41 | Coefficiente de escorrentía o impermeabilidad |
| TABLA 42 | Valores de K y n en el medidor Parshall |
| TABLA 43 | Caudal o gasto por metro lineal en vertedero rectangular |
| TABLA 44 | Caudal o gasto en vertedero triangular (escotadura 90°) |

TABLA 45
Parámetros a requeridos en aguas residuales

TABLA 46
Aportes per cápita para aguas residuales domésticas

TABLA 47
Información típica para el diseño de rejillas de barras

TABLA 48
Coeficiente de pérdida para rejillas

TABLA 49
Geometría para desarenadores

TABLA 50
Información típica para el diseño de trampas de grasa

TABLA 51
Capacidades de retención de grasa

TABLA 52
Tiempos de retención hidráulicos

TABLA 53
Información típica para el diseño de tanques de preaireación y floculación

TABLA 54
Eficiencias típicas de remoción

TABLA 55
Información típica para el diseño de tanques sépticos

TABLA 56
Valores de profundidad útil

TABLA 57
Información típica para el diseño de tanques de sedimentación primaria

TABLA 58
Tasa de desbordamiento superficial

TABLA 58
Tasa de desbordamiento superficial

TABLA 59
Tasas de carga másica

TABLA 60
Profundidad de agua

TABLA 61
Parámetros empíricos de diseño para el proceso de lodos activados

TABLA 62
Parámetros empíricos de diseño para el proceso de lodos activados

TABLA 63
Coeficientes cinéticos para procesos de lodos activados en aguas residuales domésticas

TABLA 64
Rangos típicos de transferencia de oxígeno por tipo de aireador

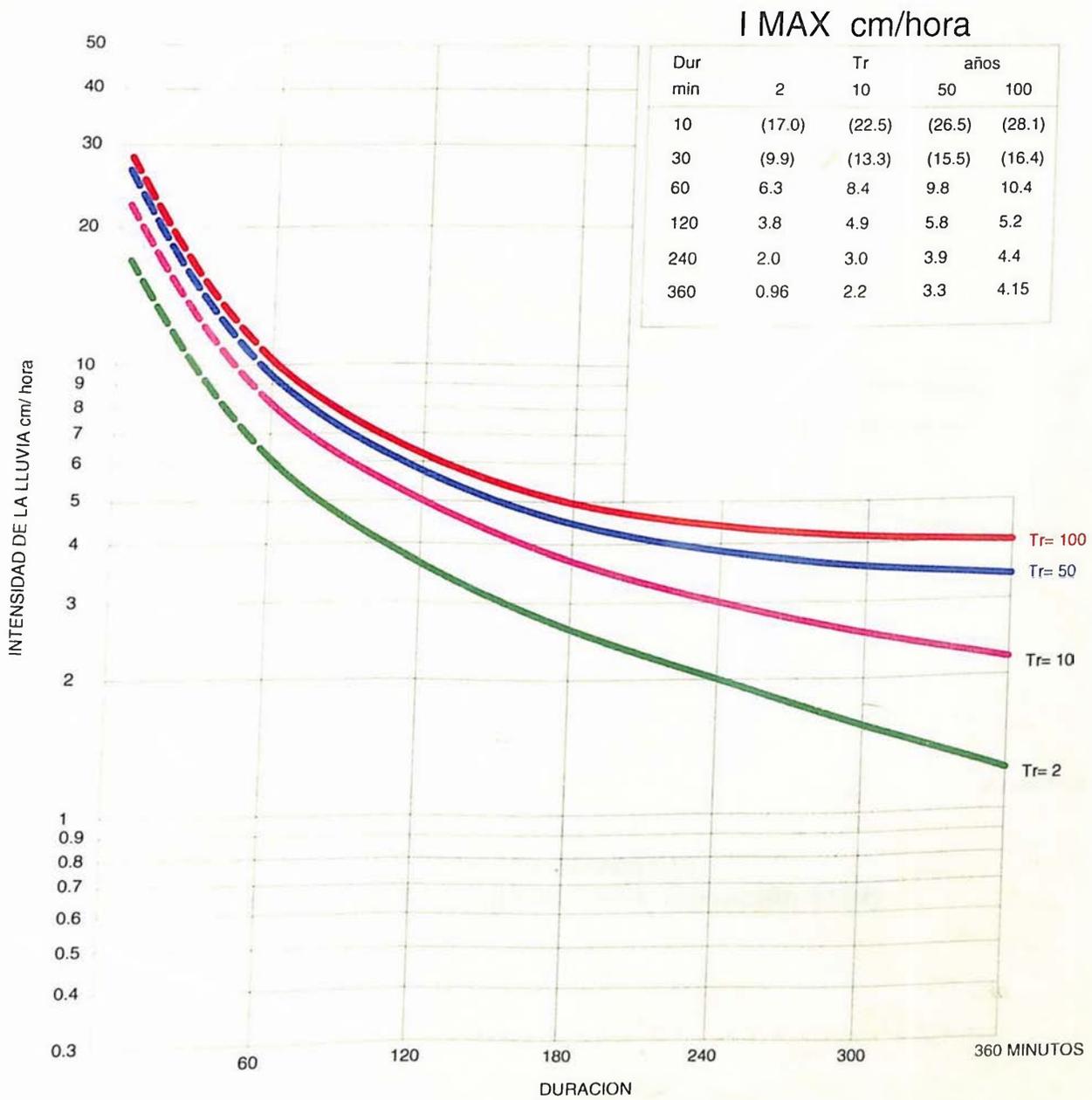
TABLA 65
Características de diseño para los diferentes tipos de biodiscos

| | |
|----------|--|
| TABLA 66 | Granulometría de los medios de roca |
| TABLA 67 | Propiedades físicas de medios de filtros percoladores |
| TABLA 68 | Características de diseño para los diferentes tipos de filtros percoladores |
| TABLA 69 | Parámetros de diseño para tanque Imhoff |
| TABLA 70 | Cargas aplicables en lodo granular y lodo floculento en reactores UASB en relación con la concentración del agua residual y la fracción insoluble de DQO en el agua residual |
| TABLA 71 | Cargas orgánicas aplicables en relación con la temperatura operacional |
| TABLA 72 | Tiempos de retención hidráulicos aplicados a diferentes rangos de temperatura |
| TABLA 73 | Rangos de valores para el número de puntos de entrada requeridos en un reactor UASB |
| TABLA 74 | Tiempos de retención que se deben usar para la operación de reactores RAP |
| TABLA 75 | Tiempos de retención hidráulica |
| TABLA 76 | Clasificación de las lagunas de estabilización |
| TABLA 77 | Relación entre la temperatura, período de retención y eficiencia en lagunas anaeróbicas |
| TABLA 78 | Relación Largo/Ancho por tipo de laguna |
| TABLA 79 | Rangos de tiempo de retención para lagunas aireadas |
| TABLA 80 | Rangos de profundidad para las lagunas aireadas |
| TABLA 81 | Factor de dispersión |
| TABLA 82 | Dosis de cloro para desinfección normal de aguas residuales domésticas |
| TABLA 83 | Dosis típicas recomendadas para sistemas ultravioletas |
| TABLA 84 | Generación típica de lodos por tratamiento |
| TABLA 85 | Características de los lodos |
| TABLA 86 | Volúmenes típicos unitarios de digestores de lodos anaerobios mesofílicos (35°C) |
| TABLA 87 | Parámetros en digestores aerobios |

13. APENDICES

13.1. Relación Intensidad Máxima vs. Duración para diferentes períodos de retorno en República Dominicana⁽²⁸⁾

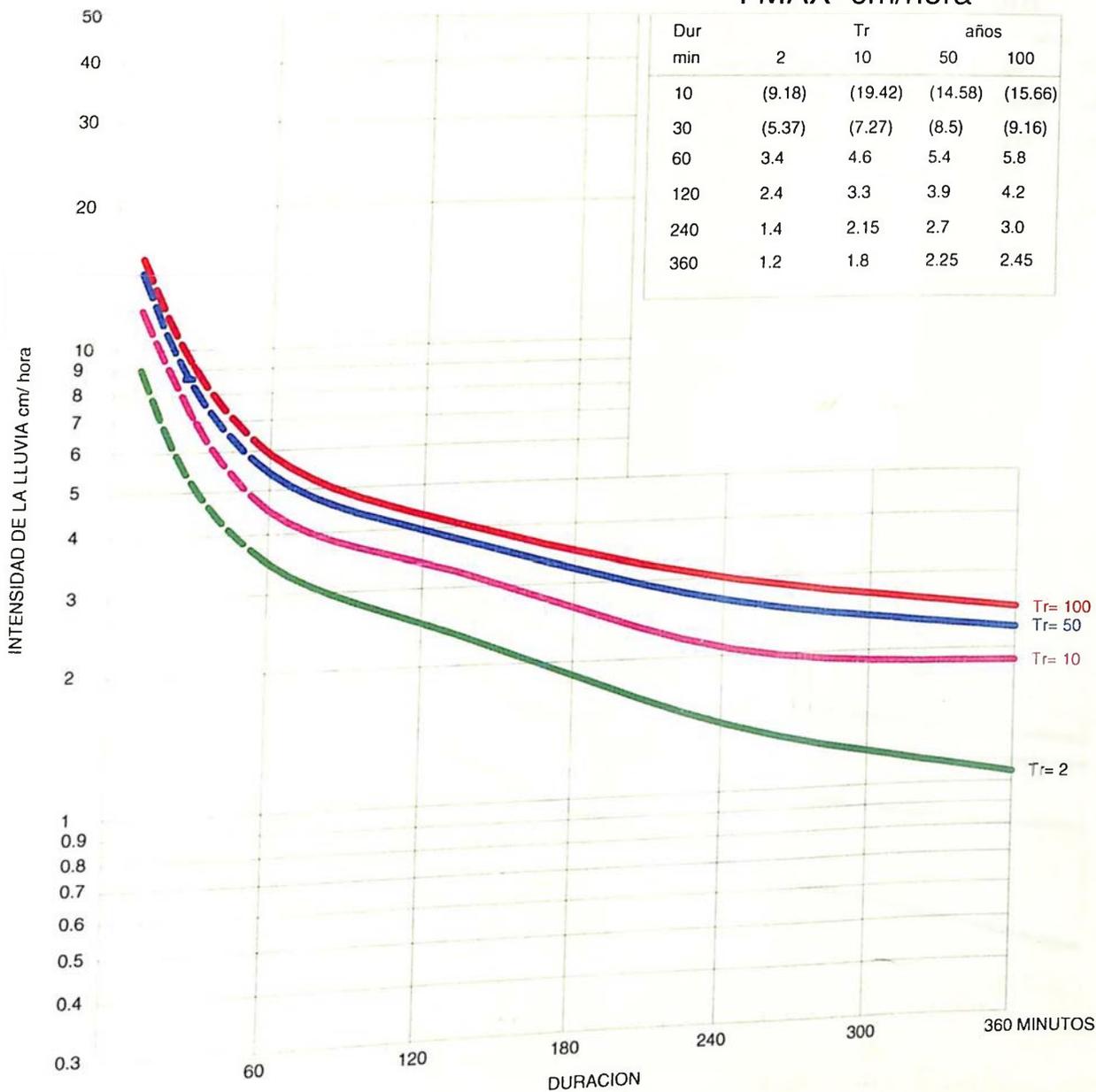
RELACIÓN INTENSIDAD MÁXIMA VS. DURACIÓN



Estación de Partido
(Latitud 19-28, Longitud 71-20, Elevación 129)

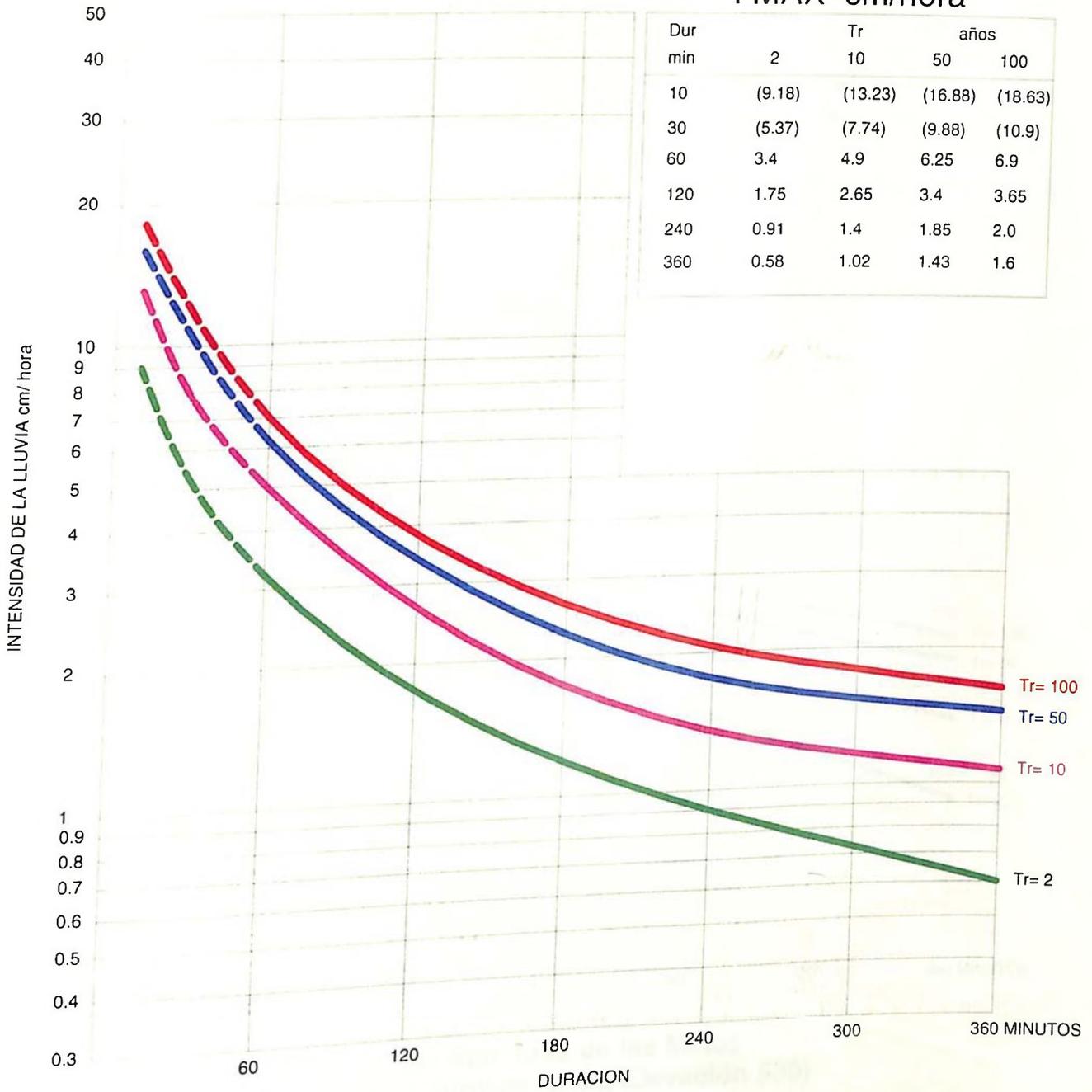
I MAX cm/hora

| Dur min | Tr años | | | |
|------------|---------|---------|---------|---------|
| | 2 | 10 | 50 | 100 |
| 10 | (9.18) | (19.42) | (14.58) | (15.66) |
| 30 | (5.37) | (7.27) | (8.5) | (9.16) |
| 60 | 3.4 | 4.6 | 5.4 | 5.8 |
| 120 | 2.4 | 3.3 | 3.9 | 4.2 |
| 240 | 1.4 | 2.15 | 2.7 | 3.0 |
| 360 | 1.2 | 1.8 | 2.25 | 2.45 |



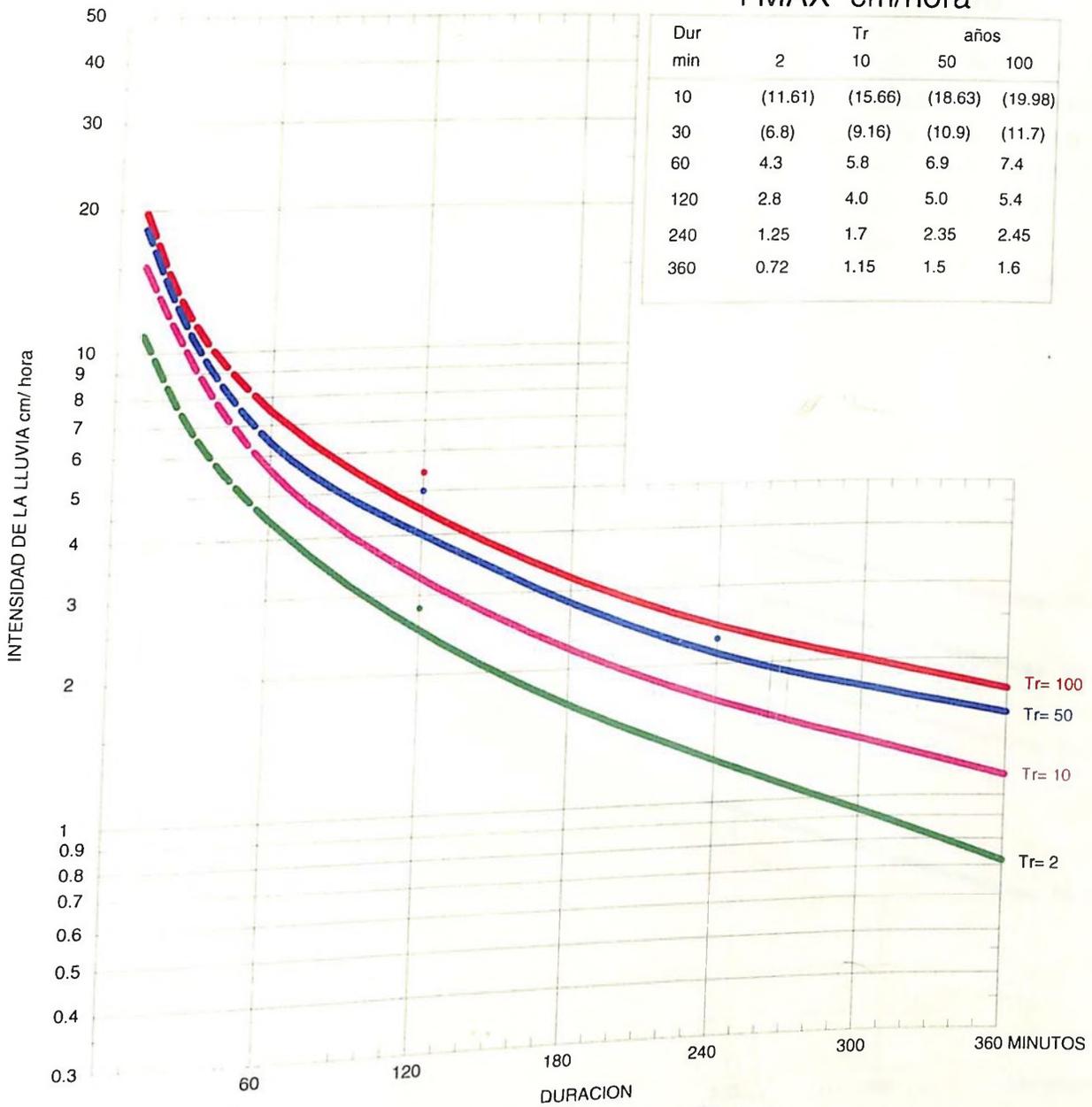
Estación Jarabacoa
 (Latitud 18-54, Longitud 70-44, Elevación 1164)

I MAX cm/hora

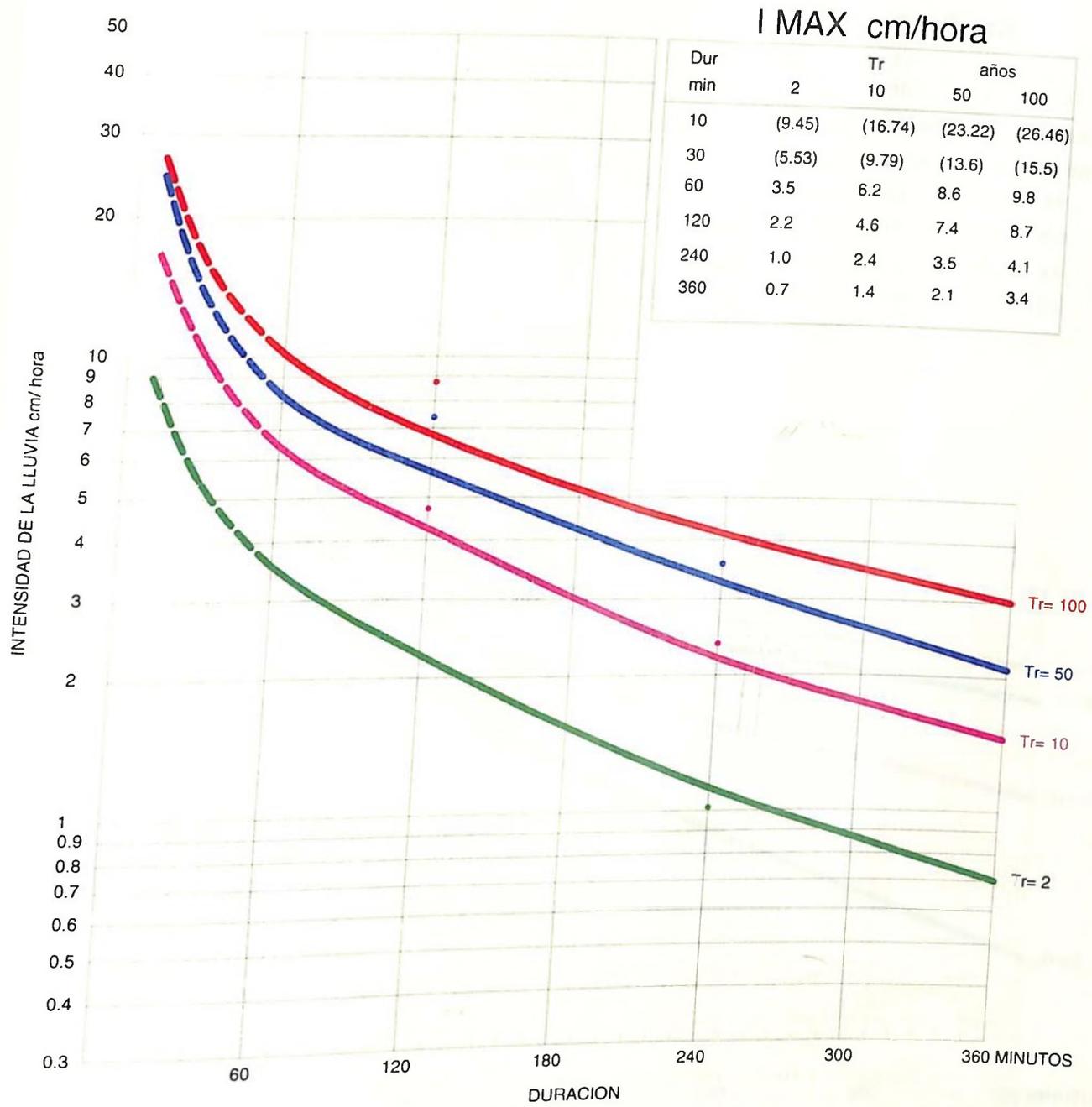


Estación de Tavera
 (Latitud 19-17, Longitud 70-43, Elevación 300)

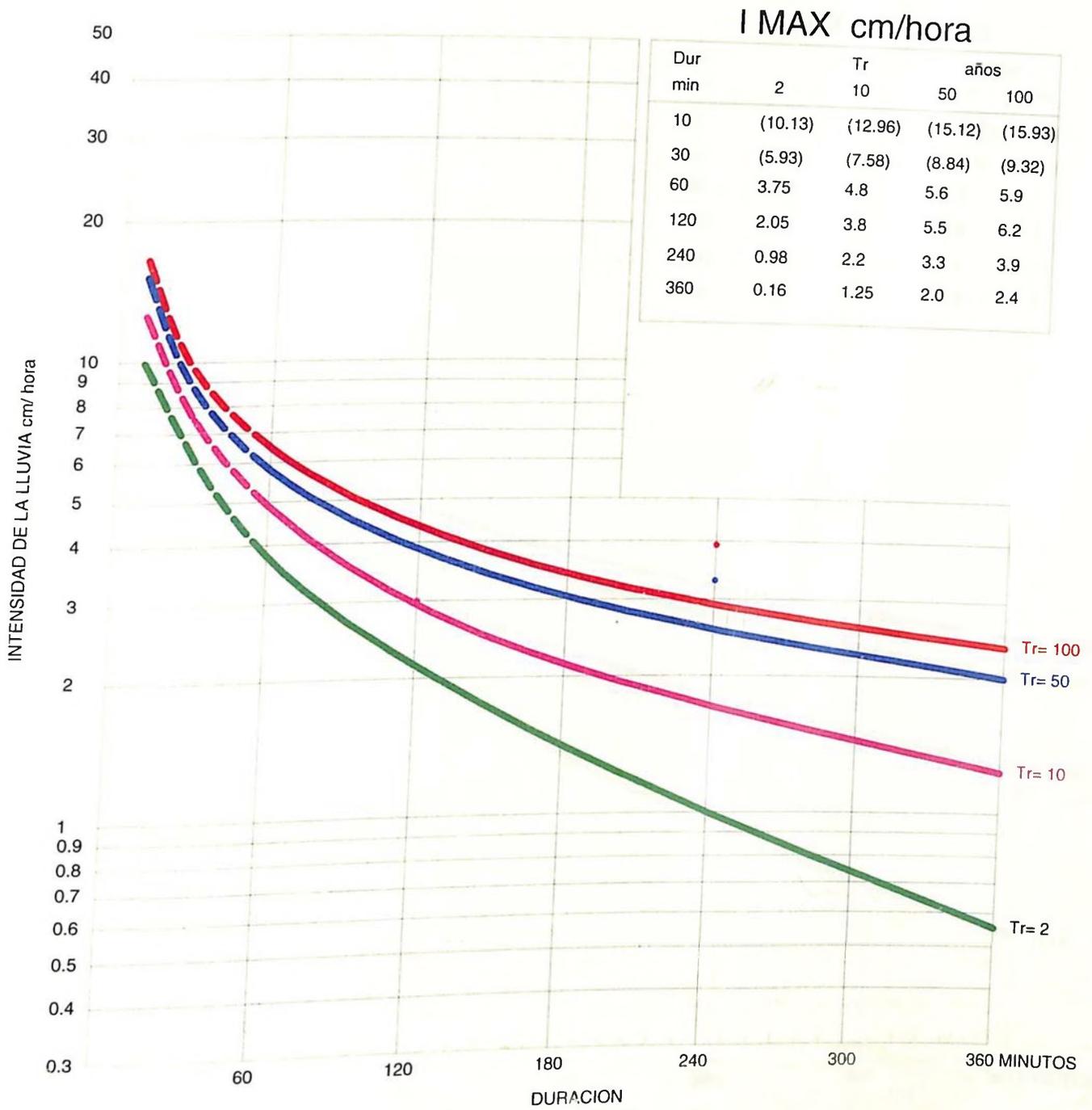
I MAX cm/hora



Estación de San José de las Matas
 (Latitud 19-20, Longitud 70-56, Elevación 530)



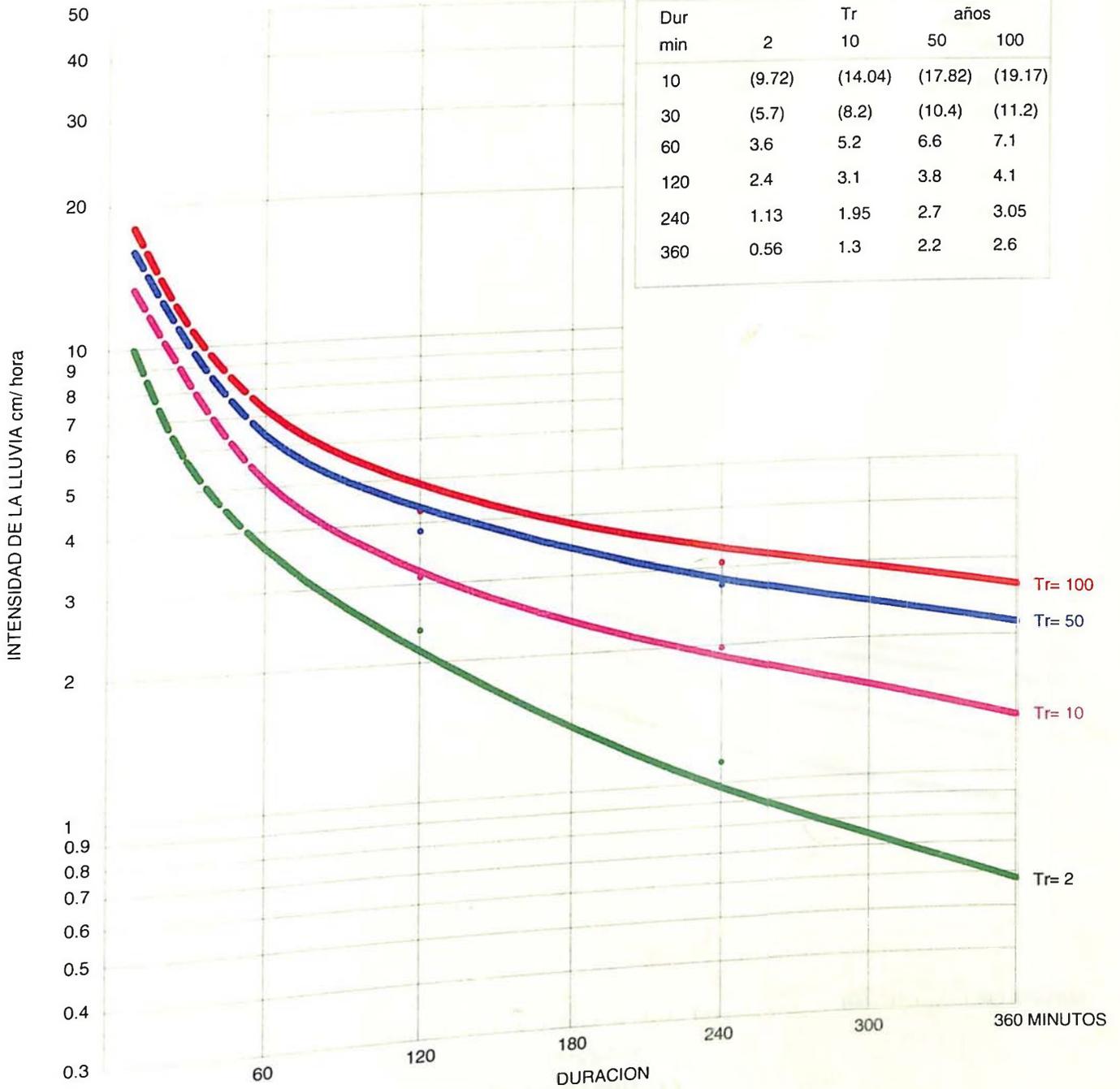
Estación de Santiago
 (Latitud 19-45, Longitud 70-50, Elevación 124)



Estación de Mao - Valverde
 (Latitud 19-35, Longitud 71-03, Elevación 90)

I MAX cm/hora

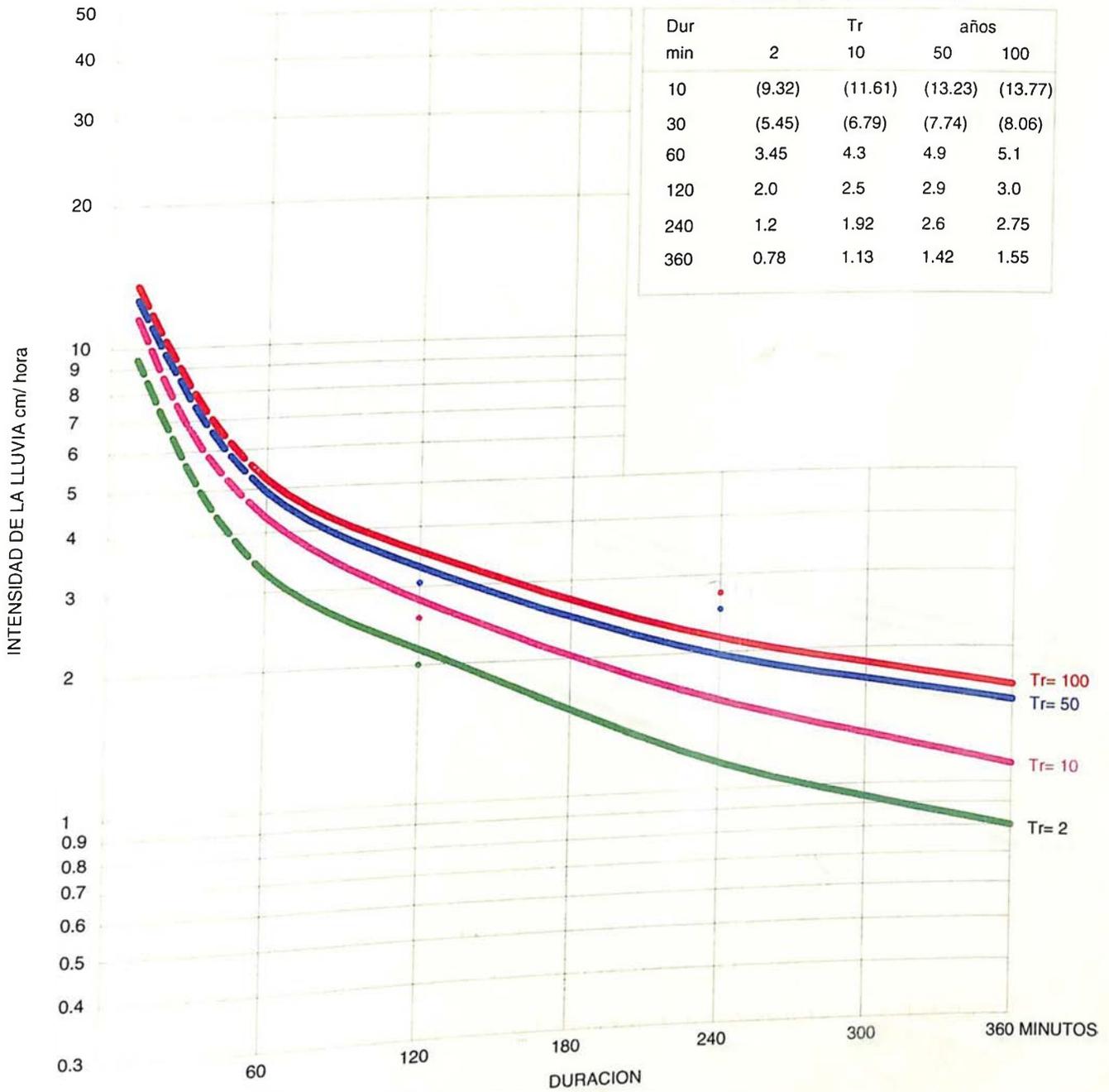
| Dur min | Tr años | | | |
|------------|---------|---------|---------|---------|
| | 2 | 10 | 50 | 100 |
| 10 | (9.72) | (14.04) | (17.82) | (19.17) |
| 30 | (5.7) | (8.2) | (10.4) | (11.2) |
| 60 | 3.6 | 5.2 | 6.6 | 7.1 |
| 120 | 2.4 | 3.1 | 3.8 | 4.1 |
| 240 | 1.13 | 1.95 | 2.7 | 3.05 |
| 360 | 0.56 | 1.3 | 2.2 | 2.6 |



Estación de La Antona
 (Latitud 19-38, Longitud 71-24, Elevación 48)

I MAX cm/hora

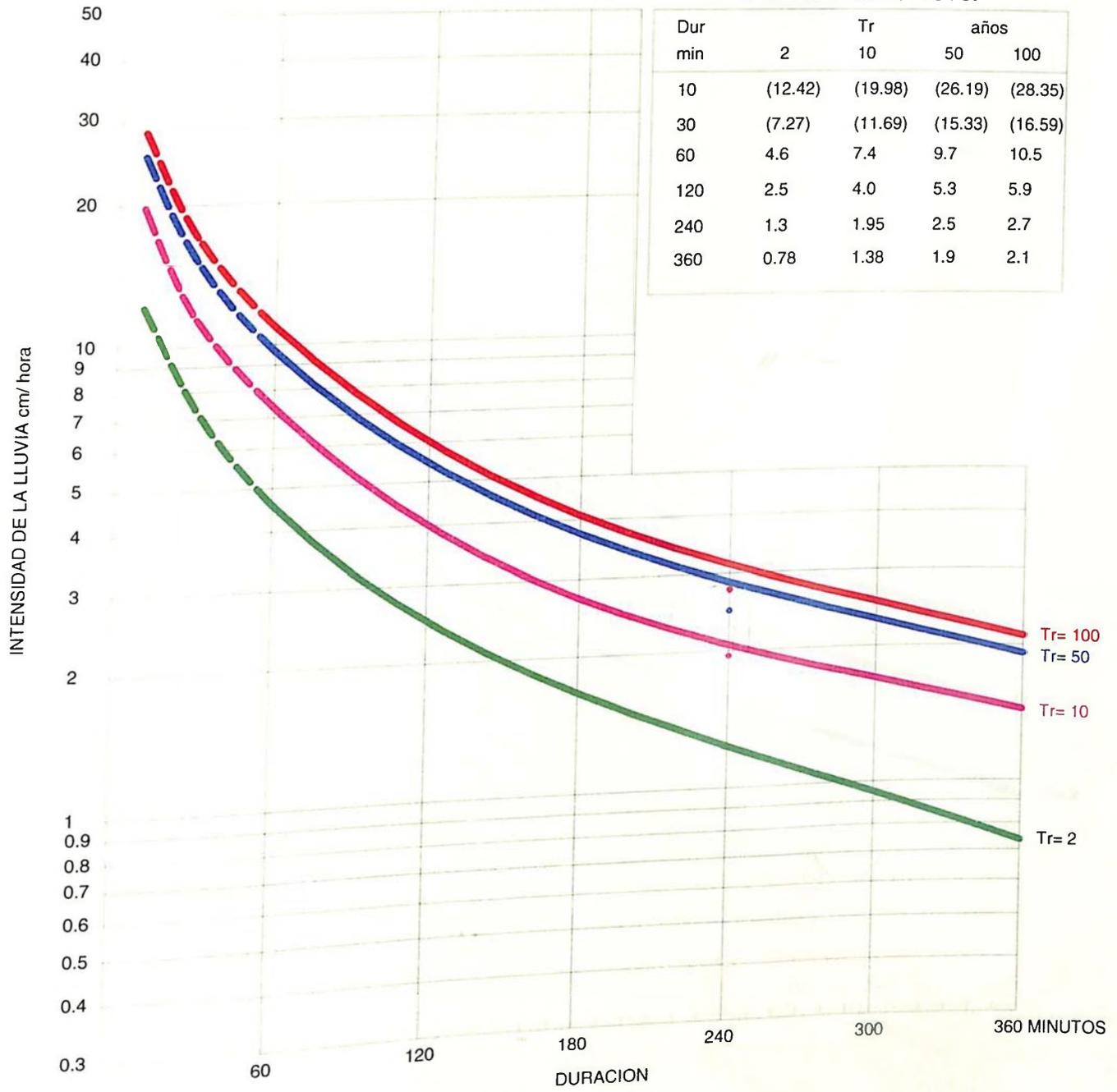
| Dur min | Tr años | | | |
|------------|---------|---------|---------|---------|
| | 2 | 10 | 50 | 100 |
| 10 | (9.32) | (11.61) | (13.23) | (13.77) |
| 30 | (5.45) | (6.79) | (7.74) | (8.06) |
| 60 | 3.45 | 4.3 | 4.9 | 5.1 |
| 120 | 2.0 | 2.5 | 2.9 | 3.0 |
| 240 | 1.2 | 1.92 | 2.6 | 2.75 |
| 360 | 0.78 | 1.13 | 1.42 | 1.55 |



Estación de El Río
 (Latitud 18-58, Longitud 70-37, Elevación 1120)

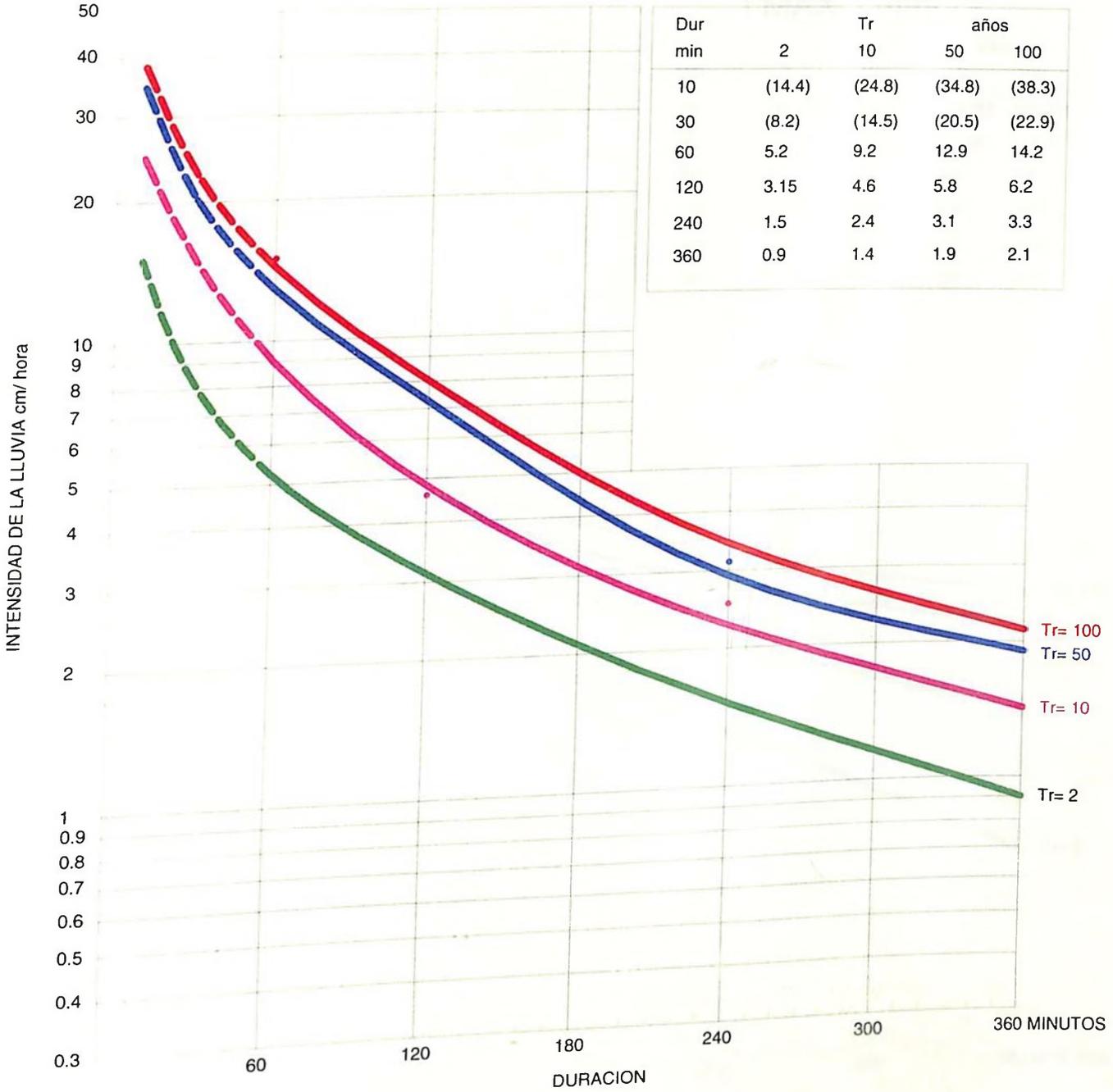
I MAX cm/hora

| Dur min | Tr años | | | |
|------------|---------|---------|---------|---------|
| | 2 | 10 | 50 | 100 |
| 10 | (12.42) | (19.98) | (26.19) | (28.35) |
| 30 | (7.27) | (11.69) | (15.33) | (16.59) |
| 60 | 4.6 | 7.4 | 9.7 | 10.5 |
| 120 | 2.5 | 4.0 | 5.3 | 5.9 |
| 240 | 1.3 | 1.95 | 2.5 | 2.7 |
| 360 | 0.78 | 1.38 | 1.9 | 2.1 |



Estación de Manabao
 (Latitud 19-03, Longitud 70-47, Elevación 900)

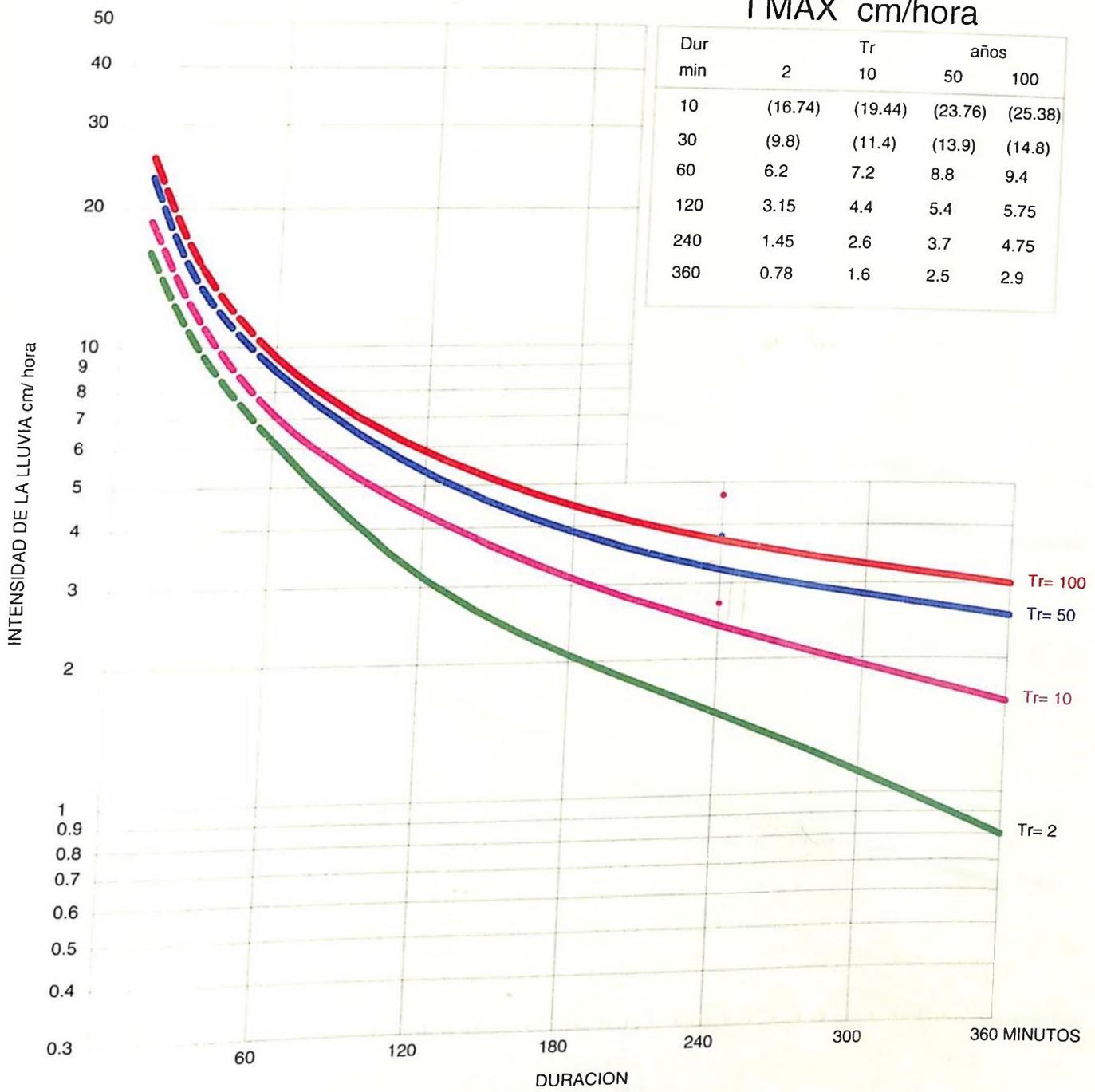
I MAX cm/hora



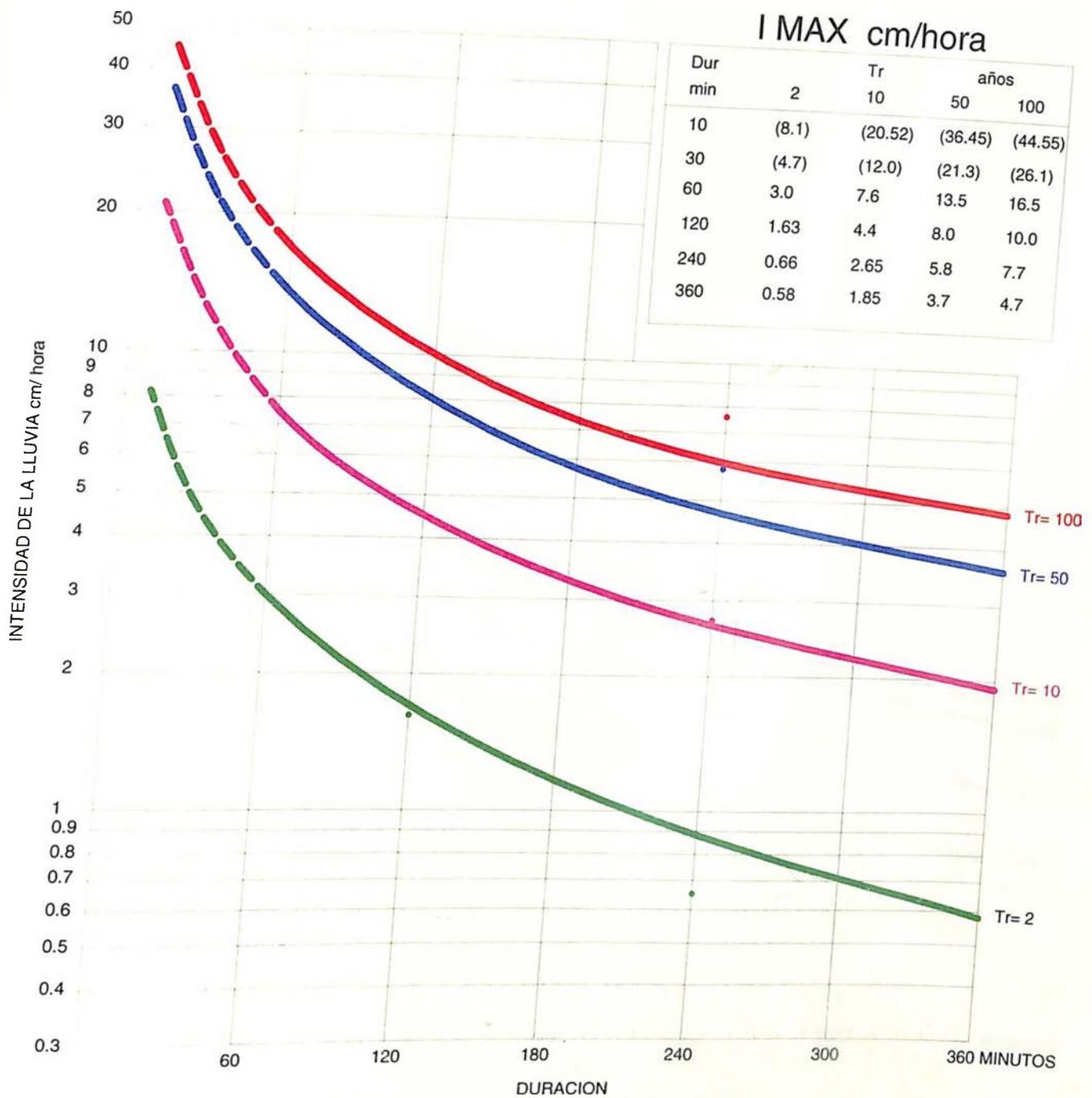
Estación de Matagrande
 (Latitud 19-12, Longitud 70-59, Elevación 1000)

I MAX cm/hora

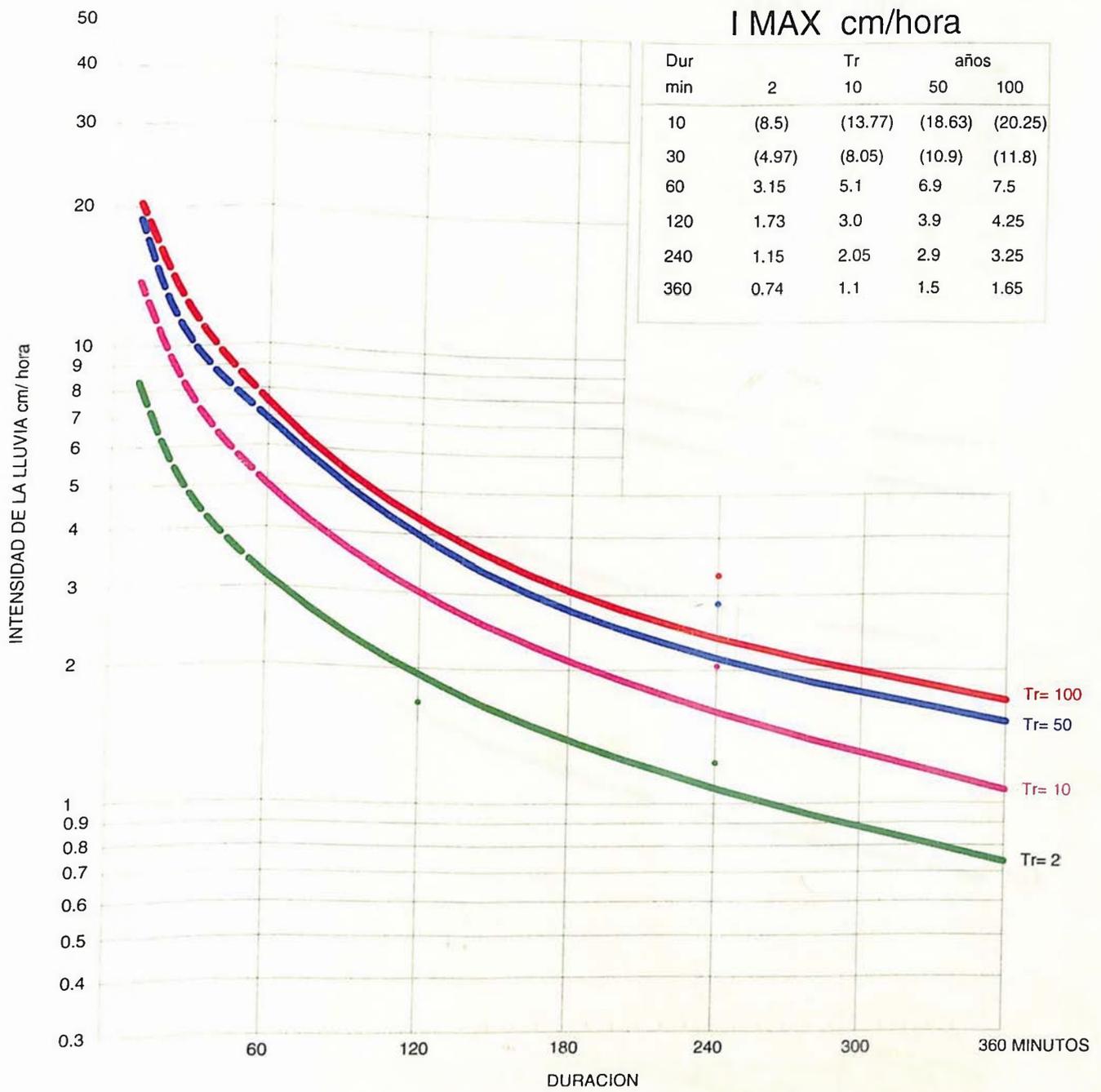
| Dur min | Tr años | | | |
|------------|---------|---------|---------|---------|
| | 2 | 10 | 50 | 100 |
| 10 | (16.74) | (19.44) | (23.76) | (25.38) |
| 30 | (9.8) | (11.4) | (13.9) | (14.8) |
| 60 | 6.2 | 7.2 | 8.8 | 9.4 |
| 120 | 3.15 | 4.4 | 5.4 | 5.75 |
| 240 | 1.45 | 2.6 | 3.7 | 4.75 |
| 360 | 0.78 | 1.6 | 2.5 | 2.9 |



Estación de Magua
 (Latitud 19-23, Longitud 71-07, Elevación 220)



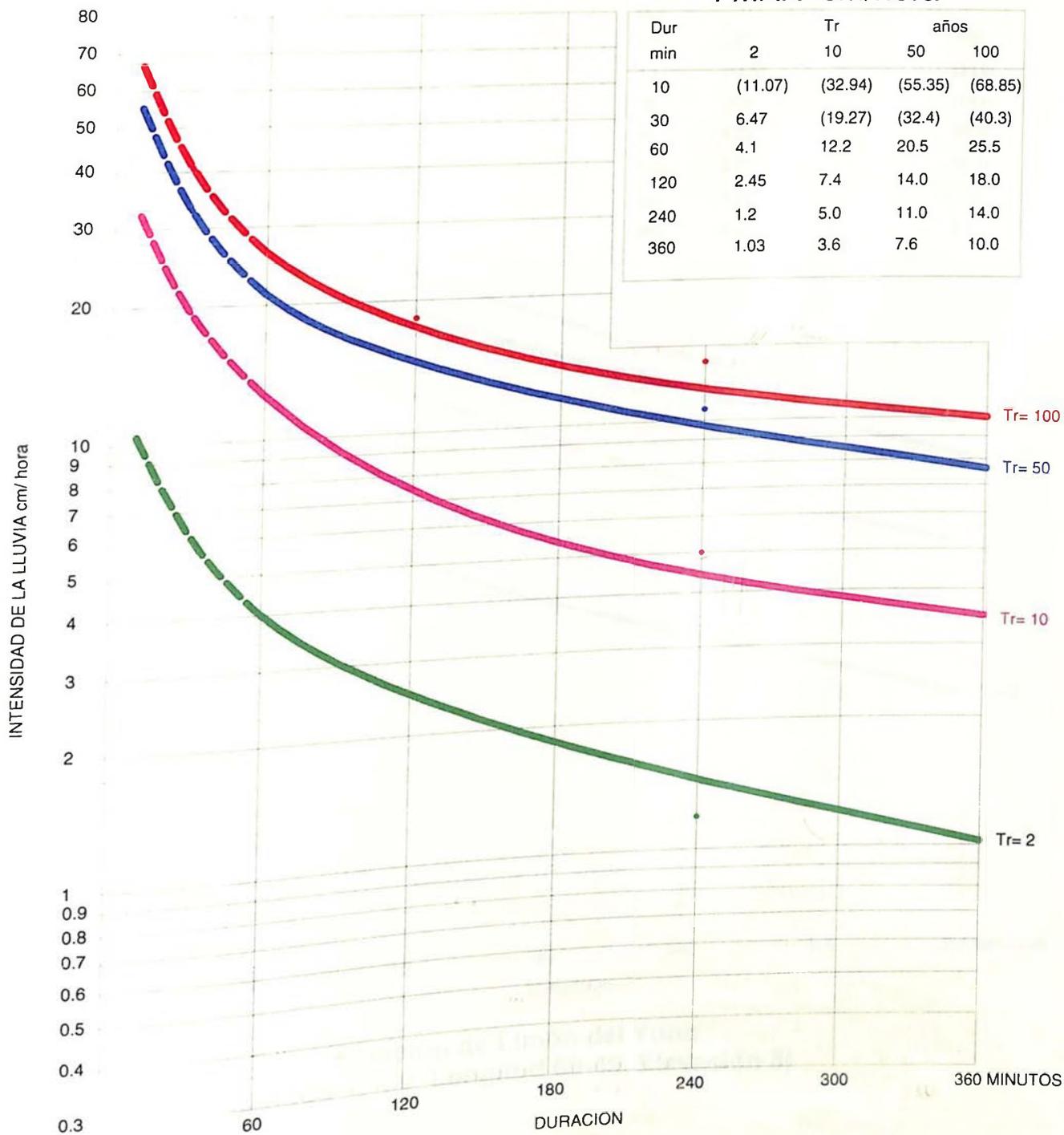
Estación de Santo Domingo
 (Latitud 18-29, Longitud 69-55, Elevación 47)



**Estación de San Francisco de Macorís
(Latitud 19-17, Longitud 70-14, Elevación 110)**

I MAX cm/hora

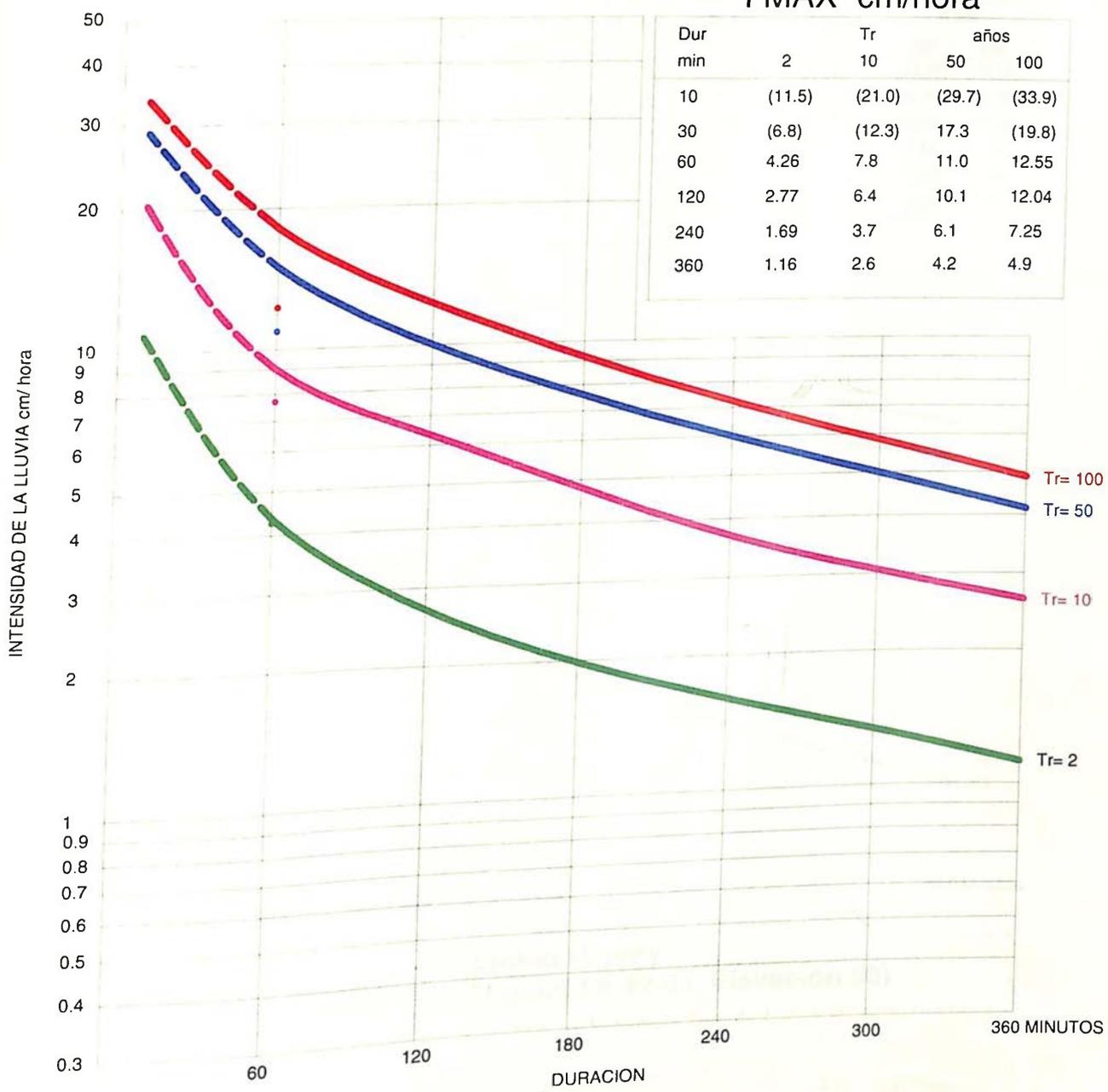
| Dur min | Tr años | | | |
|------------|---------|---------|---------|---------|
| | 2 | 10 | 50 | 100 |
| 10 | (11.07) | (32.94) | (55.35) | (68.85) |
| 30 | 6.47 | (19.27) | (32.4) | (40.3) |
| 60 | 4.1 | 12.2 | 20.5 | 25.5 |
| 120 | 2.45 | 7.4 | 14.0 | 18.0 |
| 240 | 1.2 | 5.0 | 11.0 | 14.0 |
| 360 | 1.03 | 3.6 | 7.6 | 10.0 |



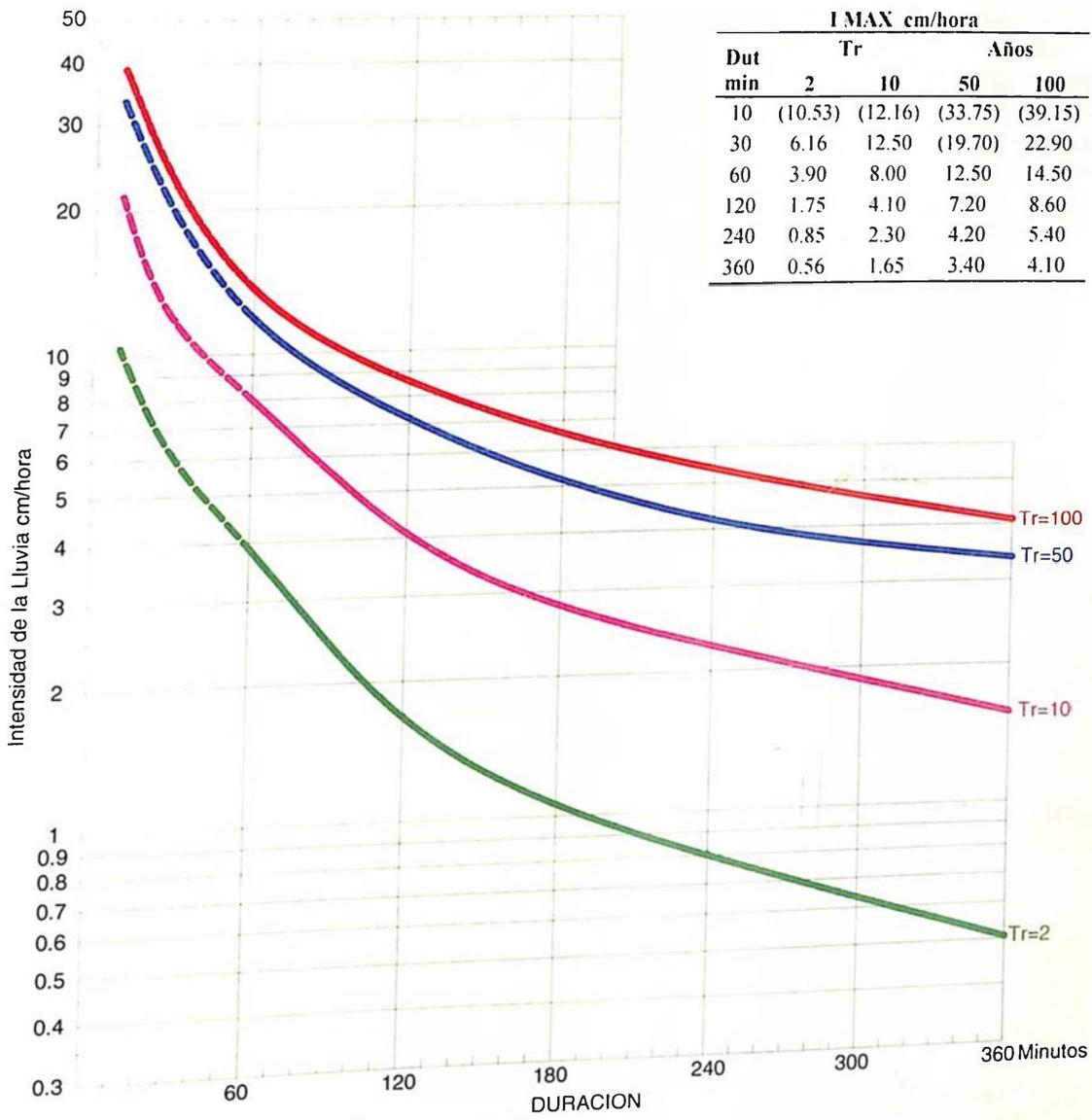
Estación de Juma - Bonaó
(Latitud 18-54, Longitud 70-23, Elevación 178)

I MAX cm/hora

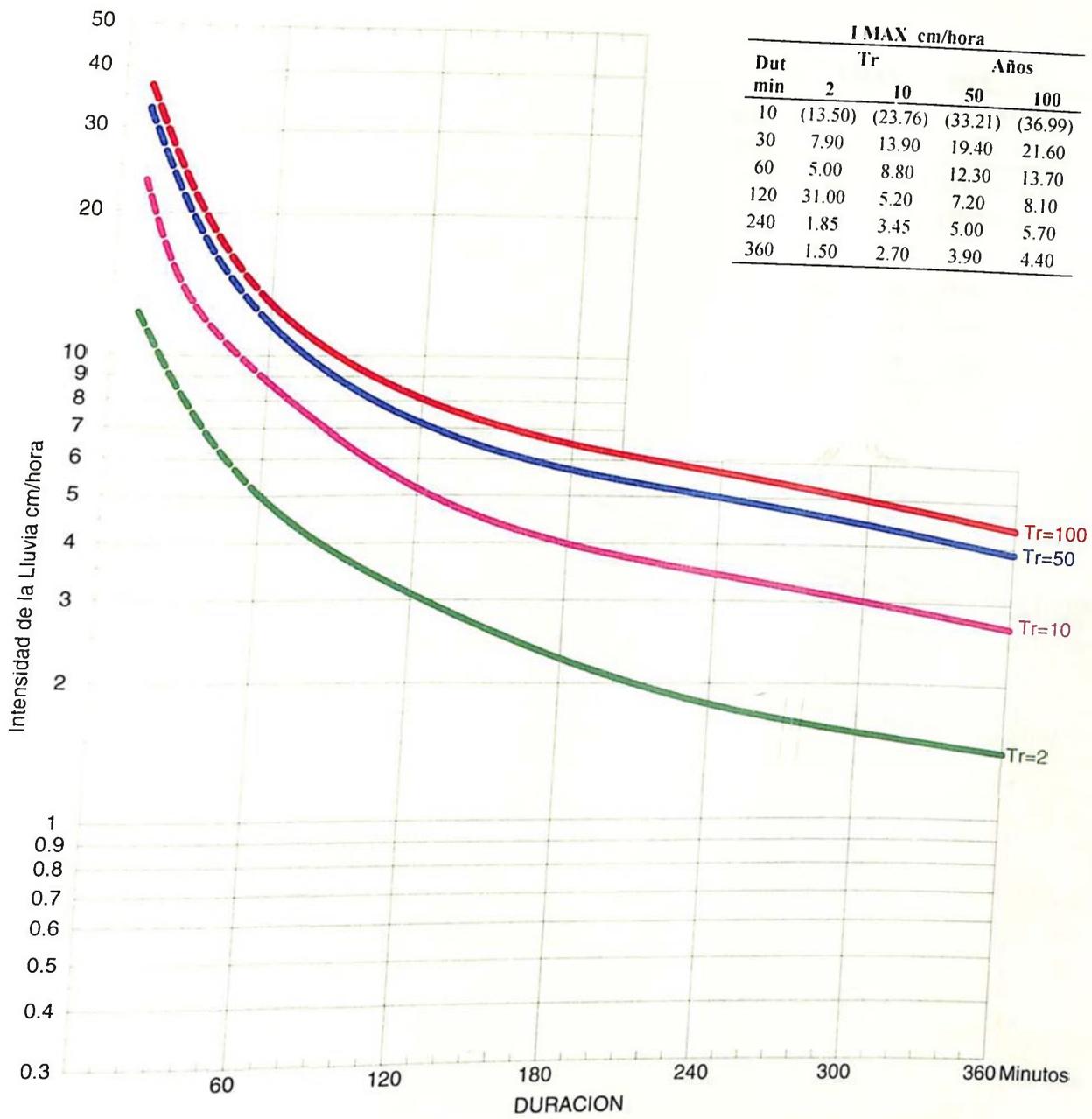
| Dur min | Tr años | | | |
|------------|---------|--------|--------|--------|
| | 2 | 10 | 50 | 100 |
| 10 | (11.5) | (21.0) | (29.7) | (33.9) |
| 30 | (6.8) | (12.3) | 17.3 | (19.8) |
| 60 | 4.26 | 7.8 | 11.0 | 12.55 |
| 120 | 2.77 | 6.4 | 10.1 | 12.04 |
| 240 | 1.69 | 3.7 | 6.1 | 7.25 |
| 360 | 1.16 | 2.6 | 4.2 | 4.9 |



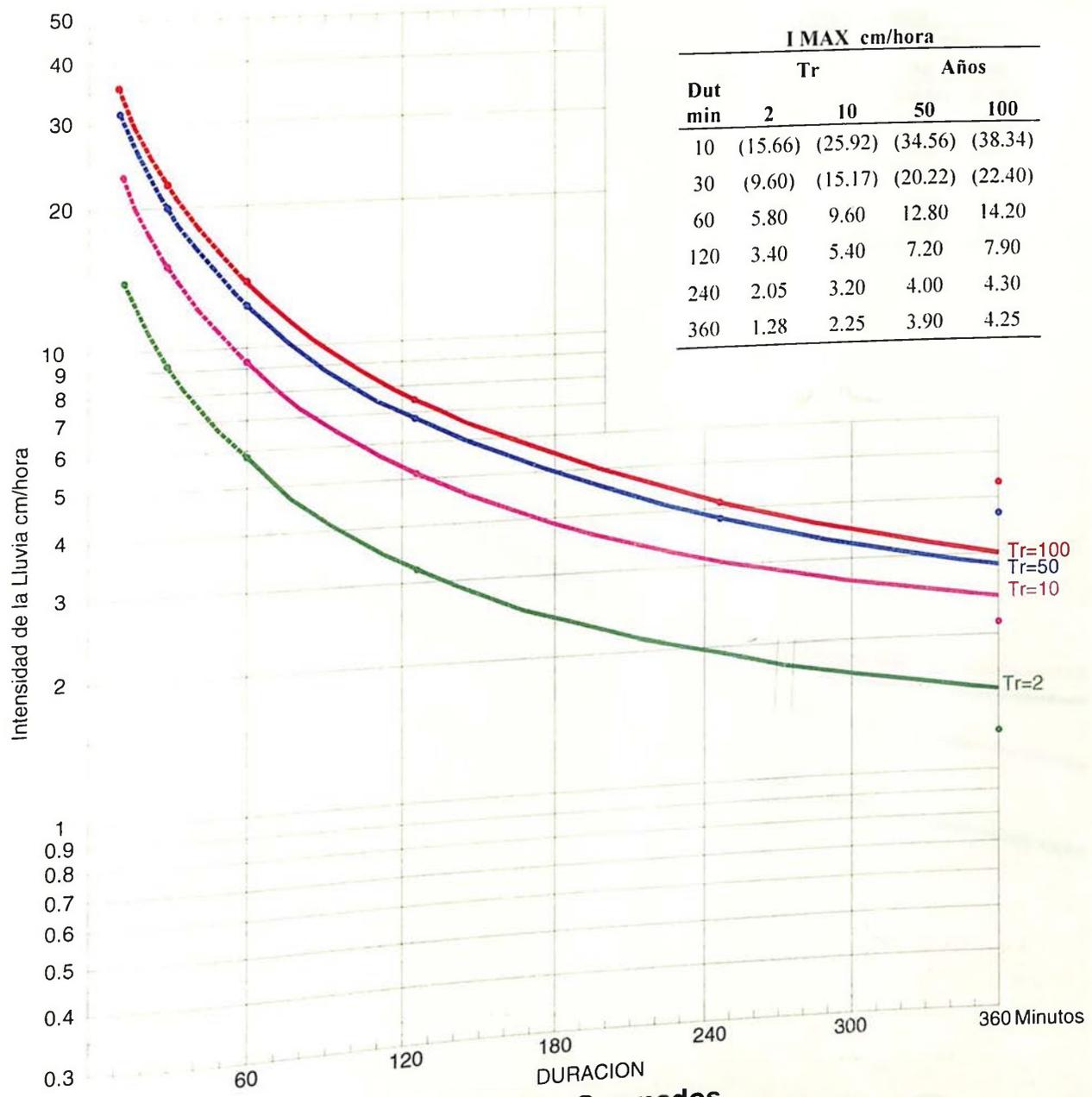
Estación de Limón del Yuna
 (Latitud 19-09, Longitud 69-49, Elevación 8)



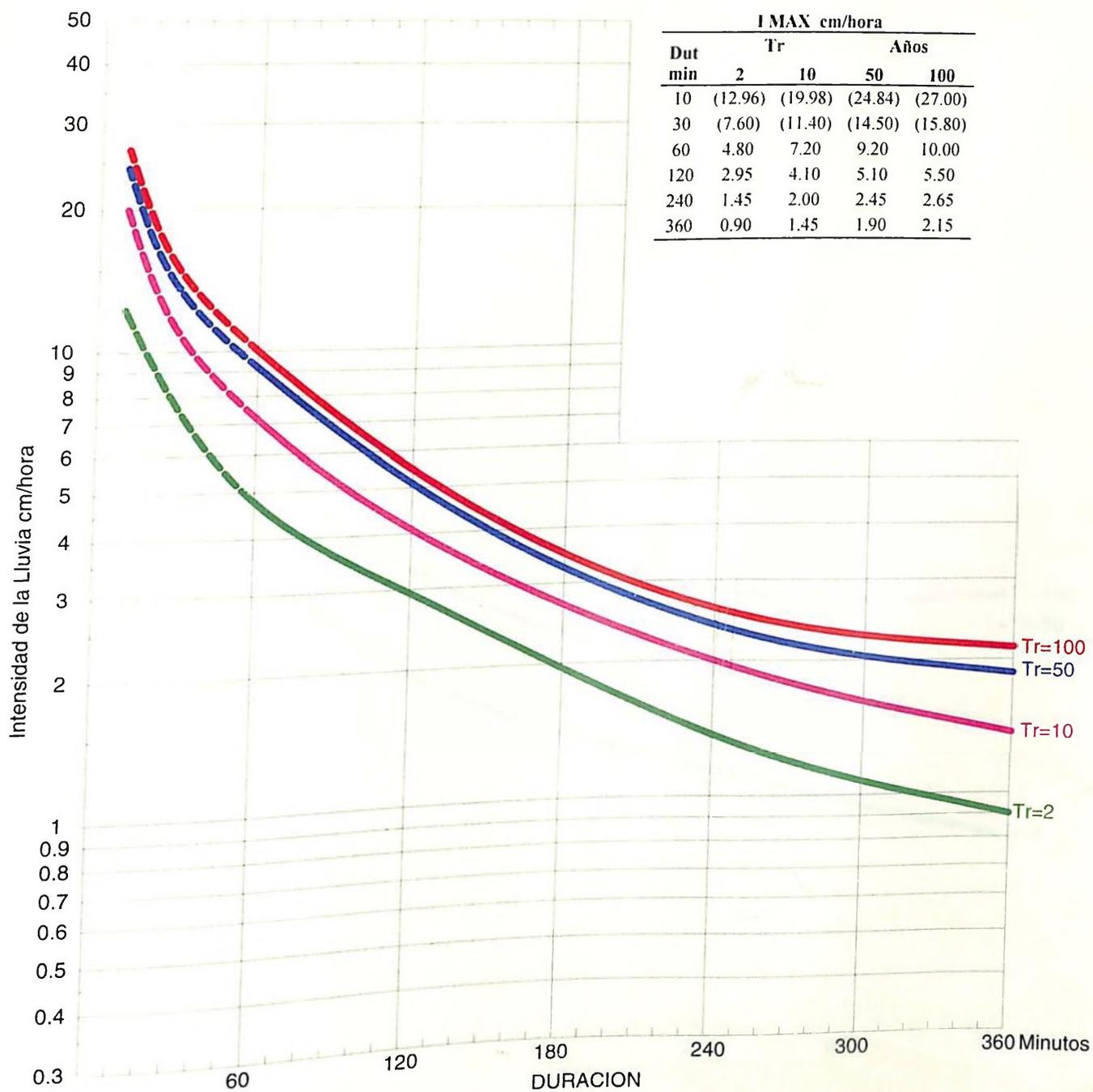
Estación Higuey
 (Latitud 18-37-20, Longitud 68-42-05, Elevación 90)



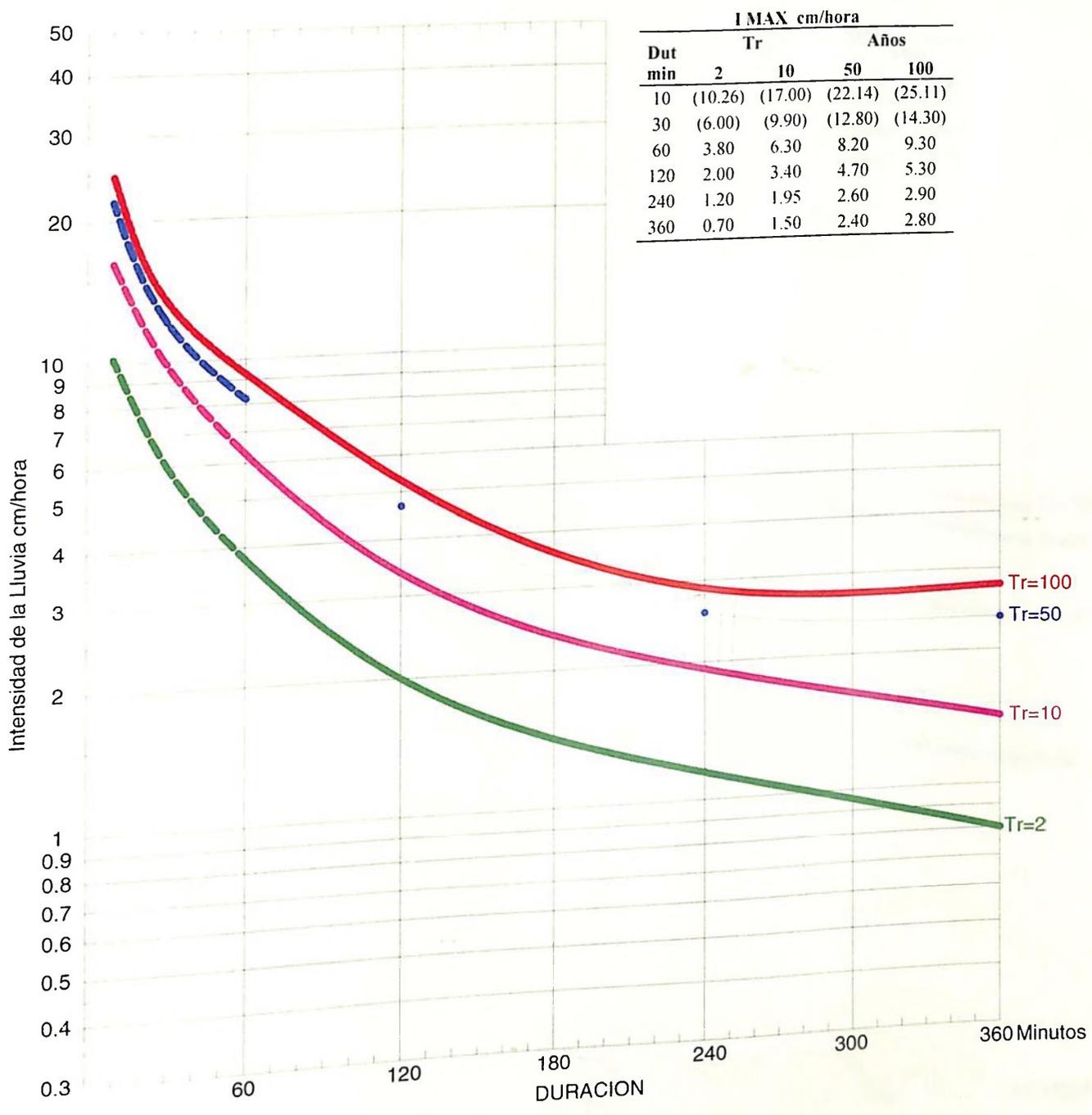
Estación Hatillo-Yuna
 (Latitud 18-56-50, Longitud 70-15-10, Elevación 80)



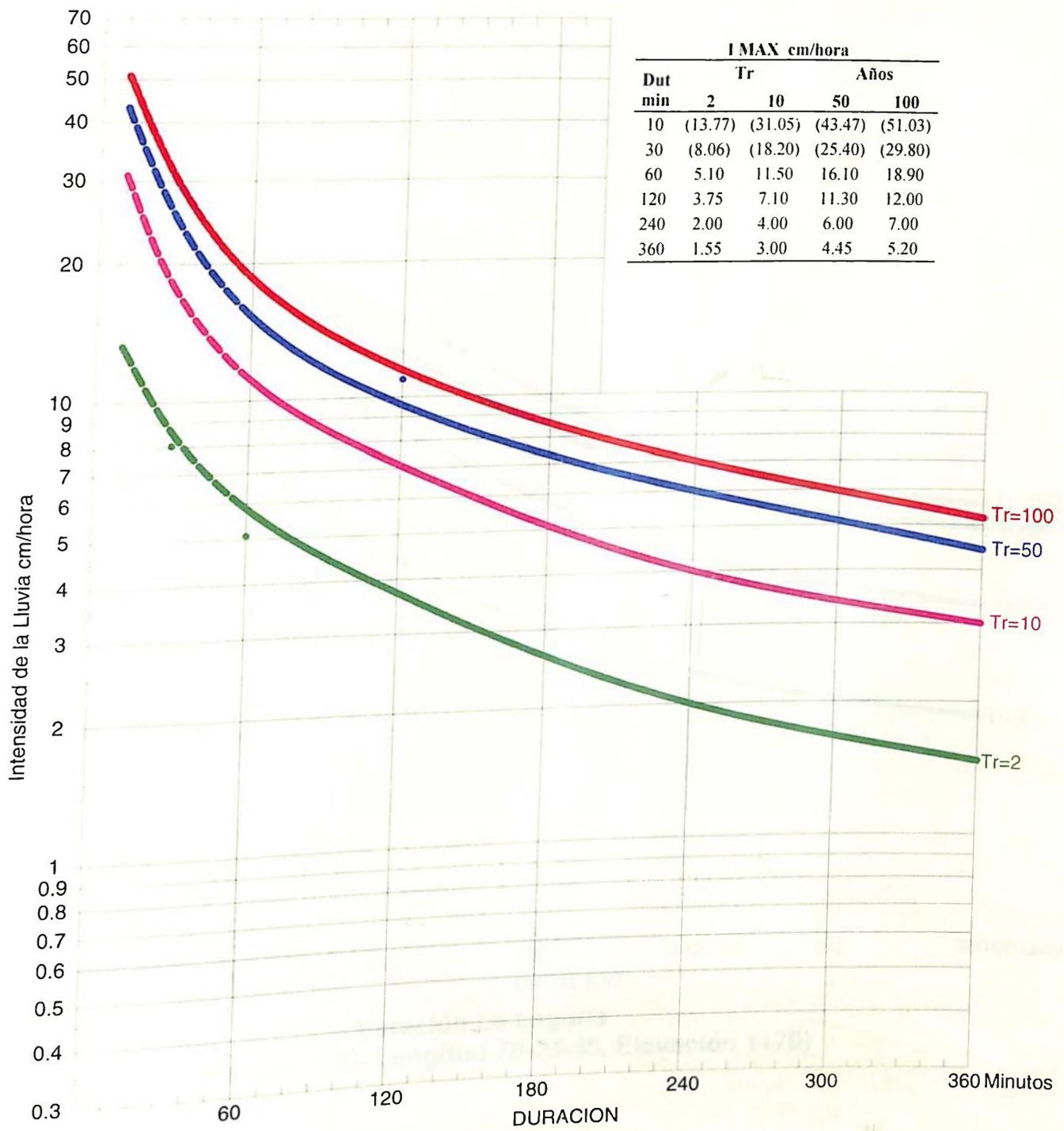
Estación Los Quemados
 (Latitud 19-00, Longitud 69-58, Elevación 90)



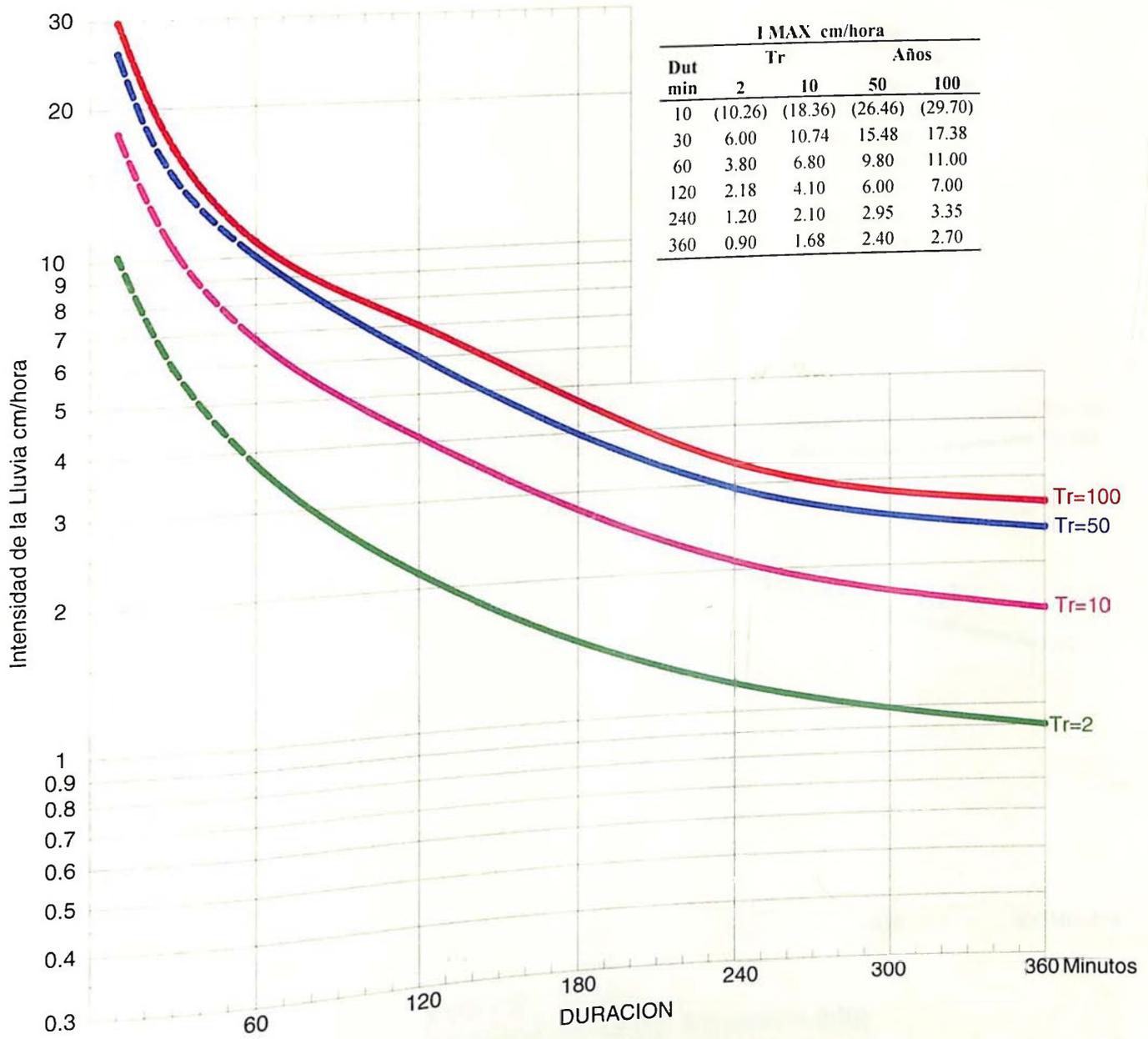
Estación El Seybo
 (Latitud 18-45-55, Longitud 69-02-40, Elevación 100)



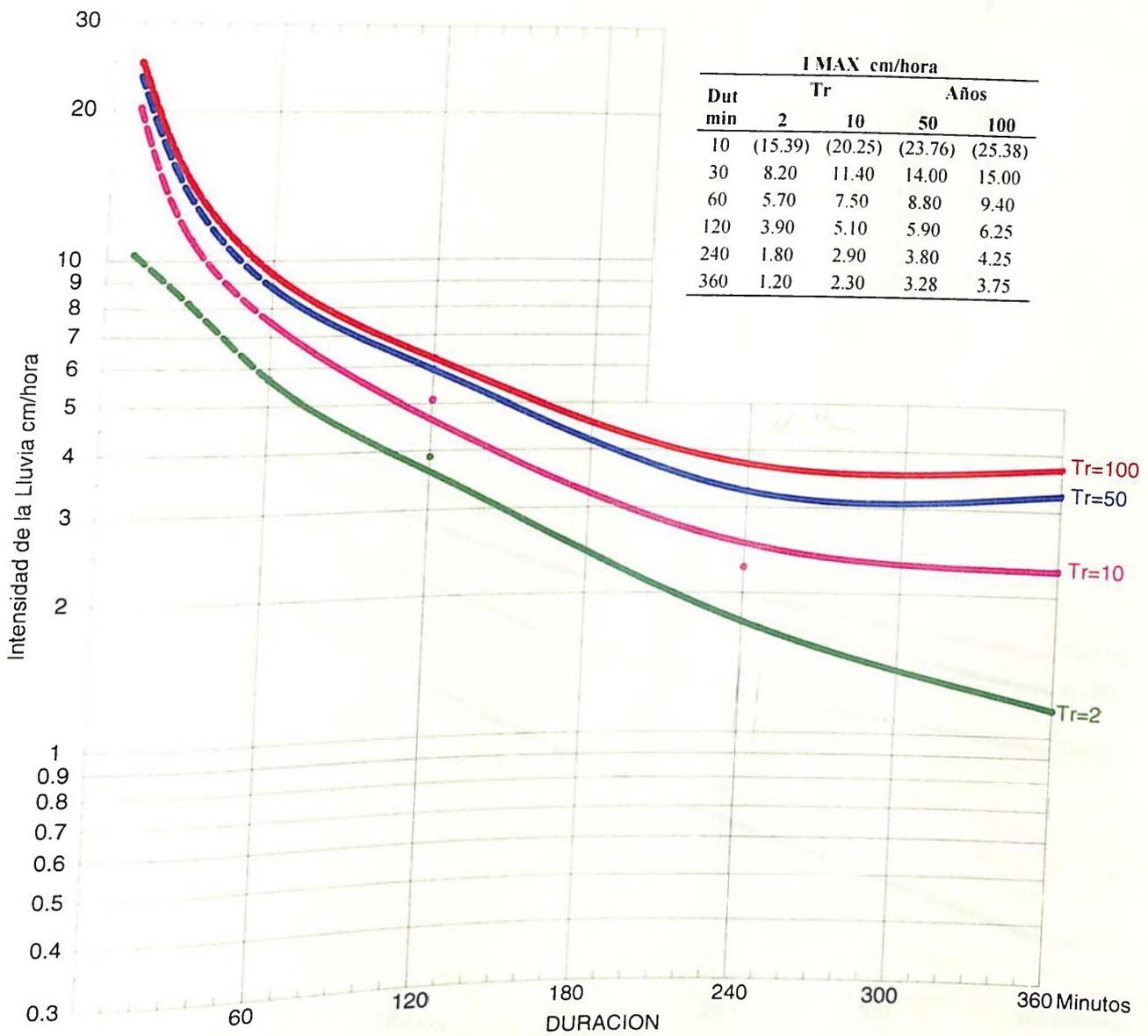
Estación de Nizao
 (Latitud 18-36-53, Longitud 70-27-07, Elevación 580)



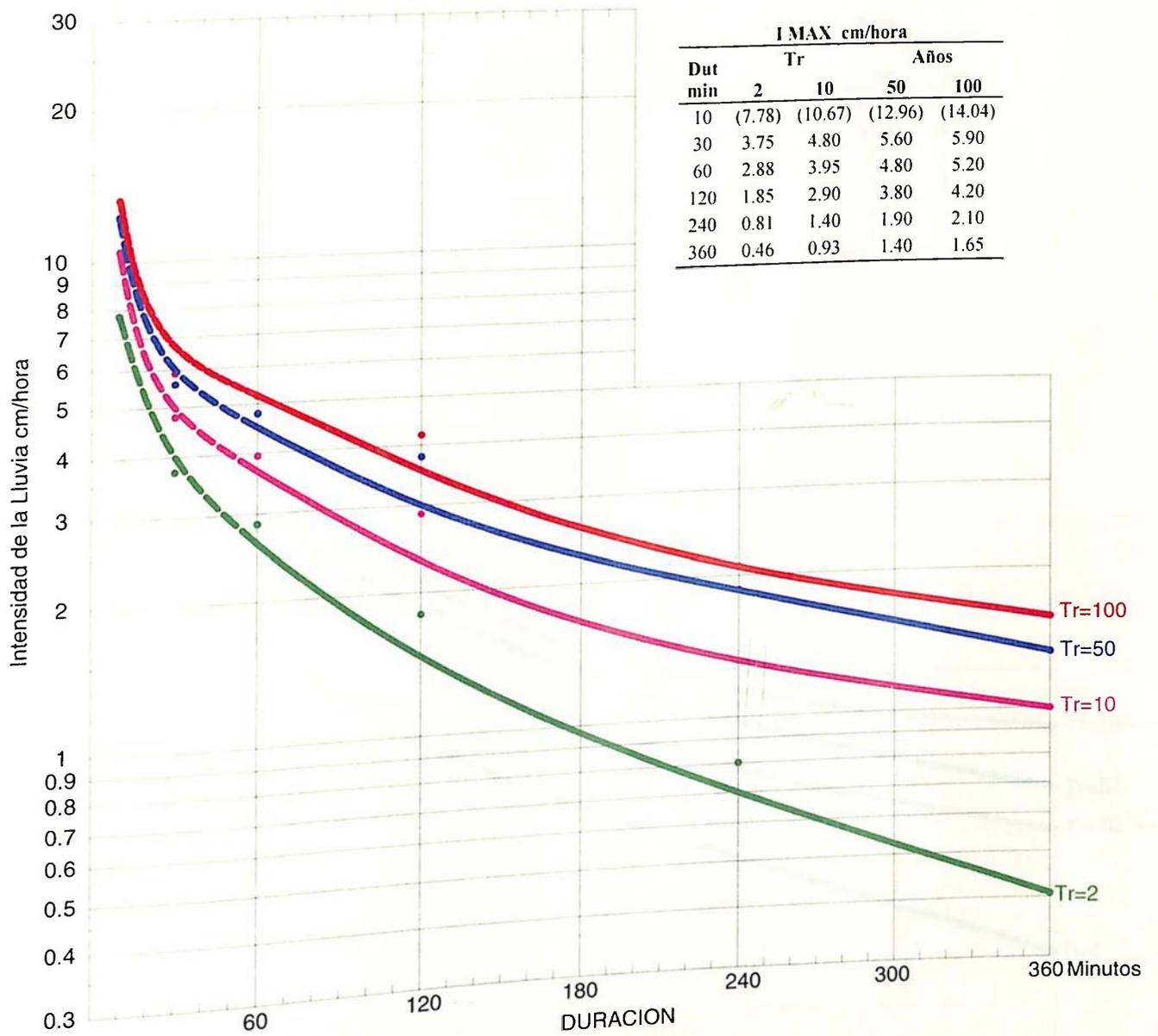
Estación de Valdesia
 (Latitud 18-24-30, Longitud 70-16-50, Elevación 160)



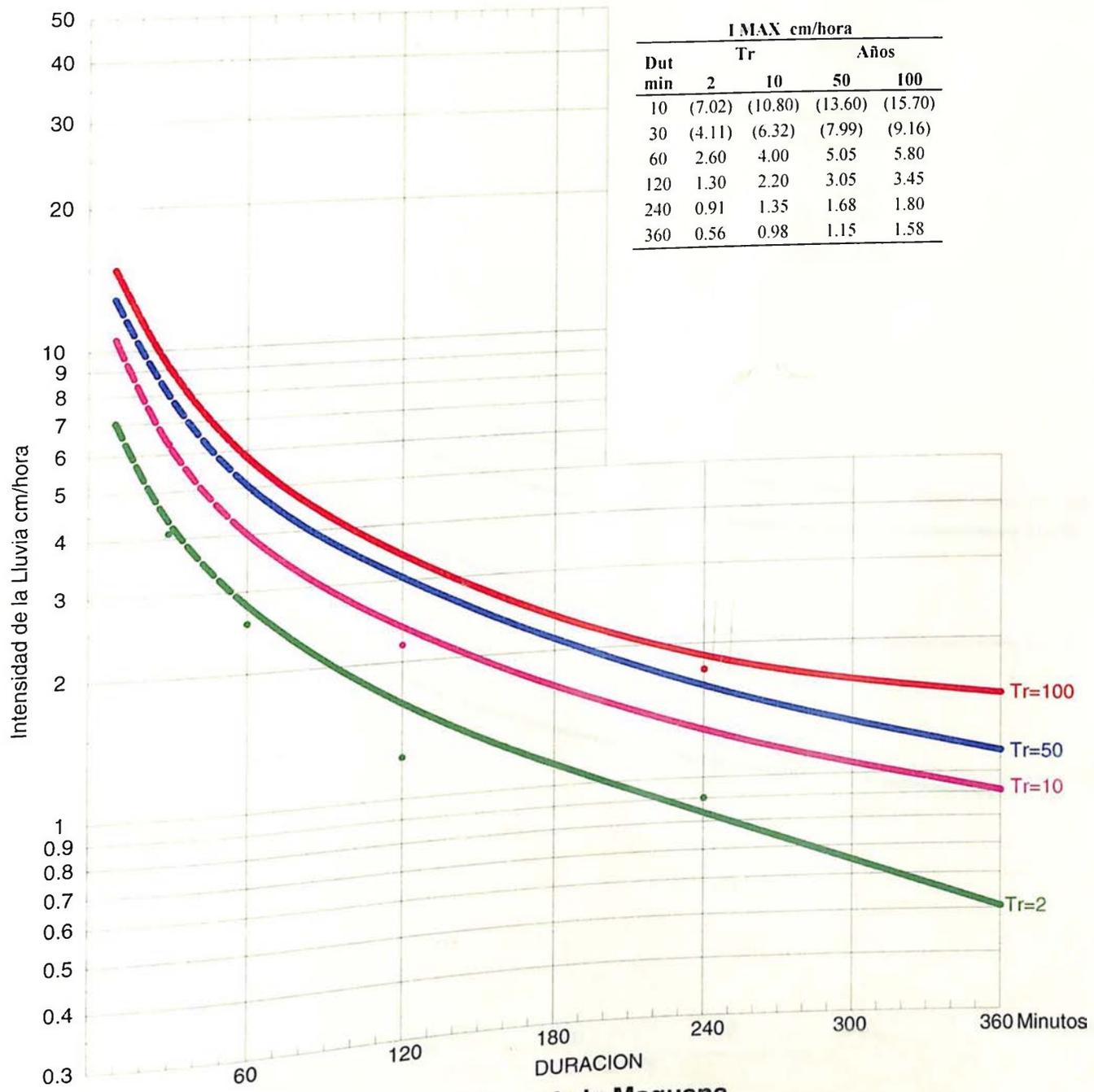
Estación La Laguna
 (Latitud 18-32-30, Longitud 70-24-45, Elevación 1170)



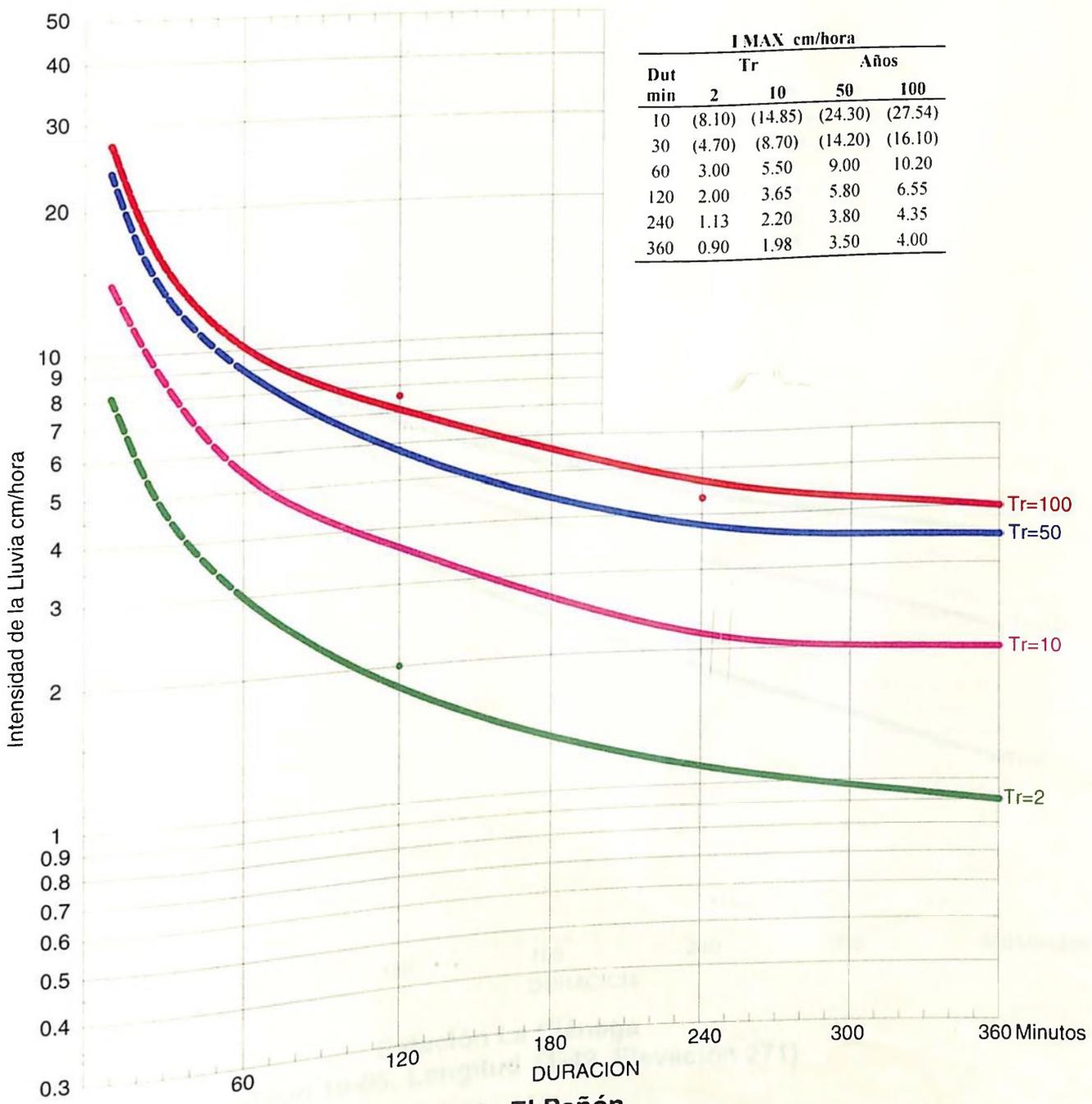
Estación Peralta
 (Latitud 18-35-00, Longitud 70-46-30, Elevación 500)



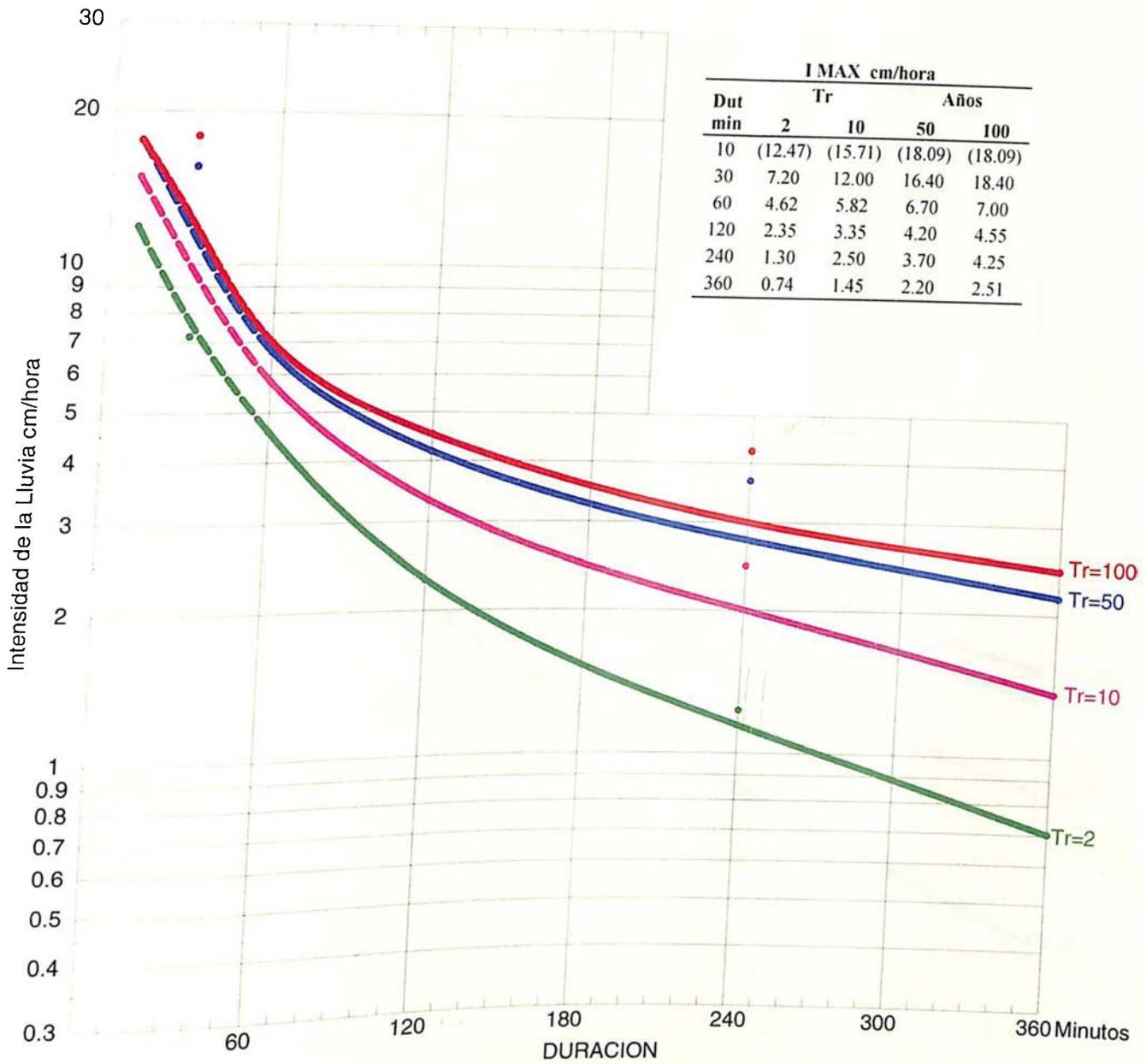
Estación de Resolí
 (Latitud 18-27-45, Longitud 70-43-55, Elevación 140)



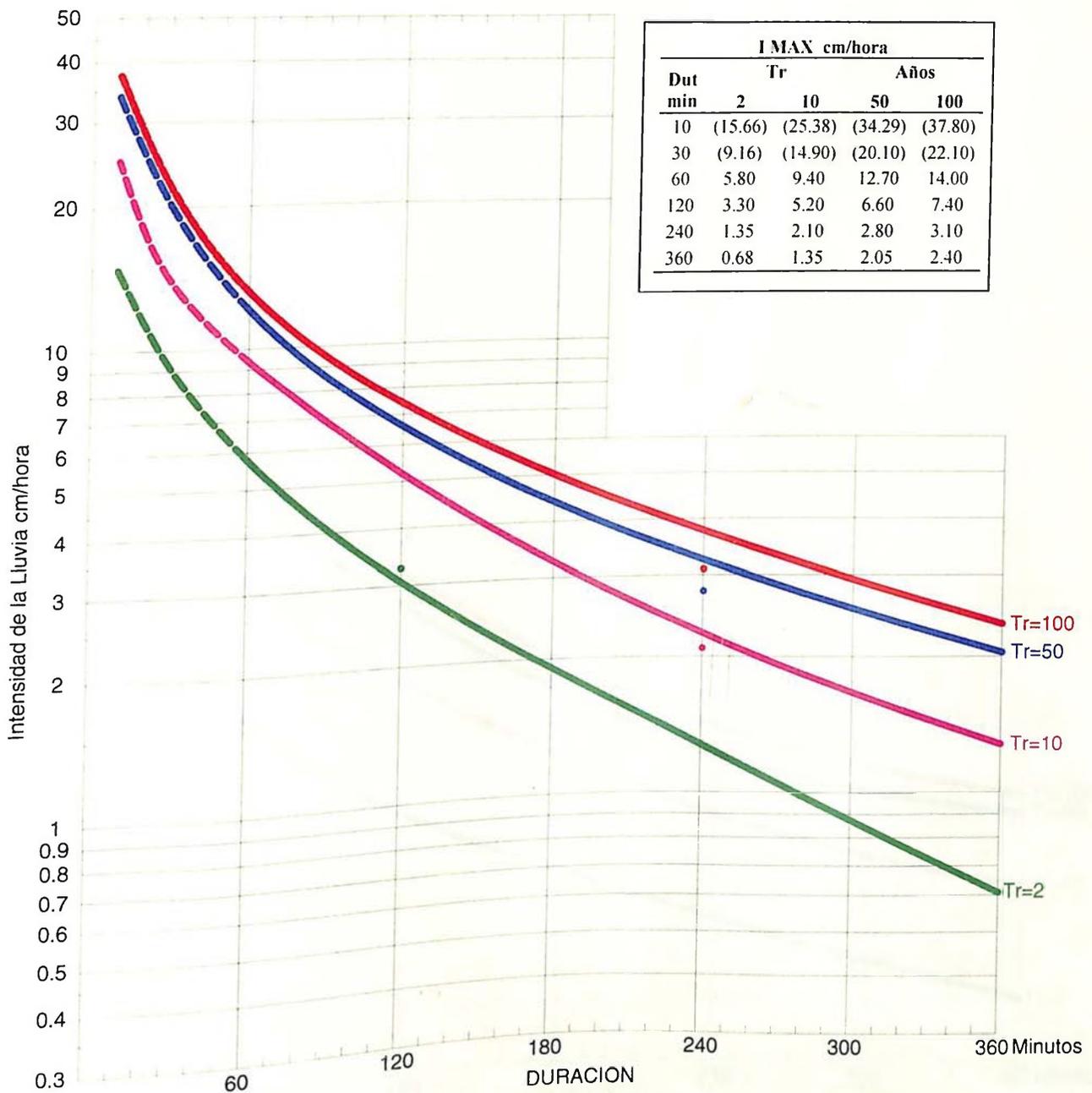
Estación San Juan de la Maguana
 (Latitud 18-45-27, Longitud 71-09-02, Elevación 378)



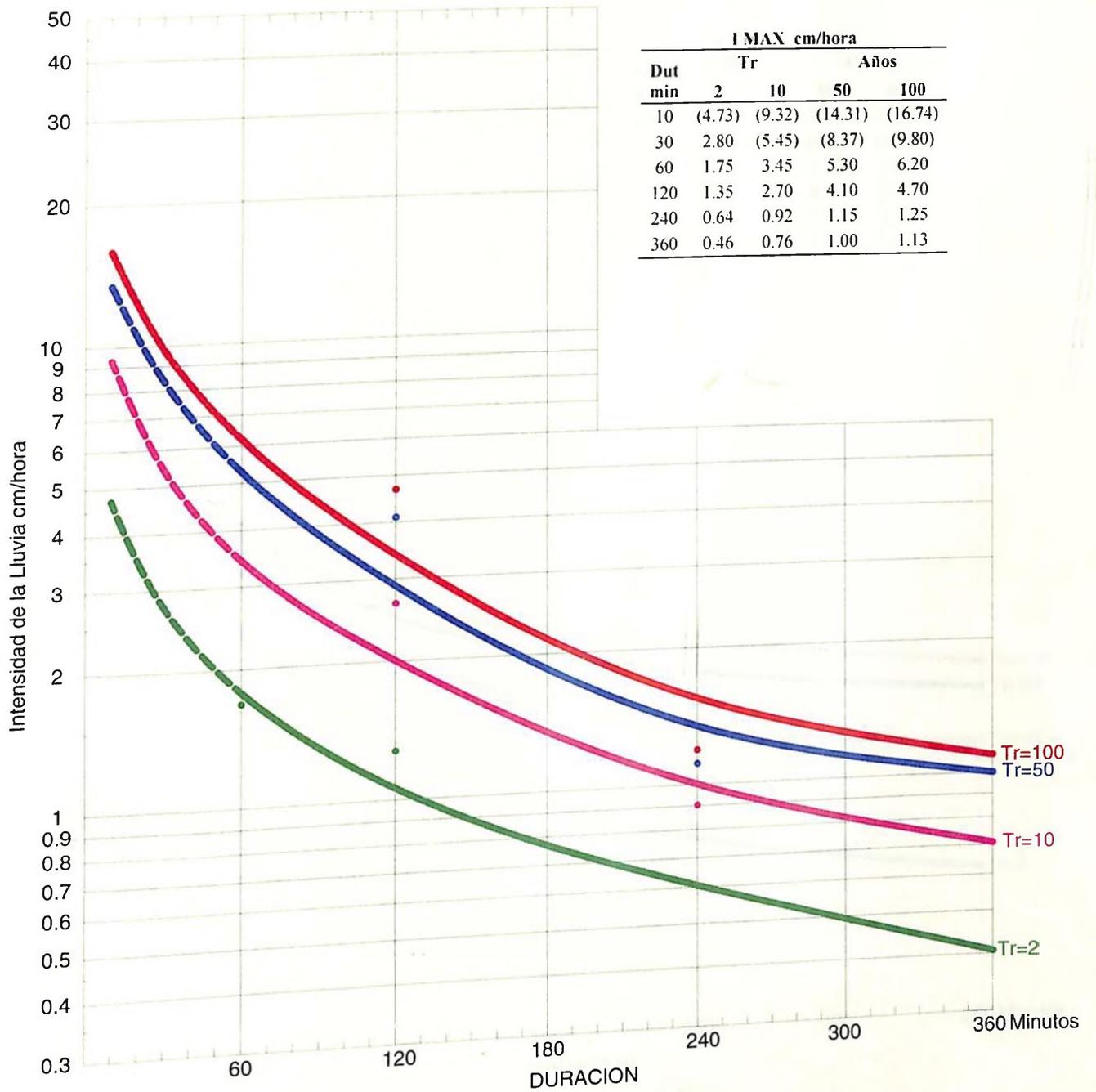
Estación El Peñón
 (Latitud 18-02, Longitud 71-44, Elevación 11)



Estación La Ciénaga
 (Latitud 19-05, Longitud 71-42, Elevación 271)

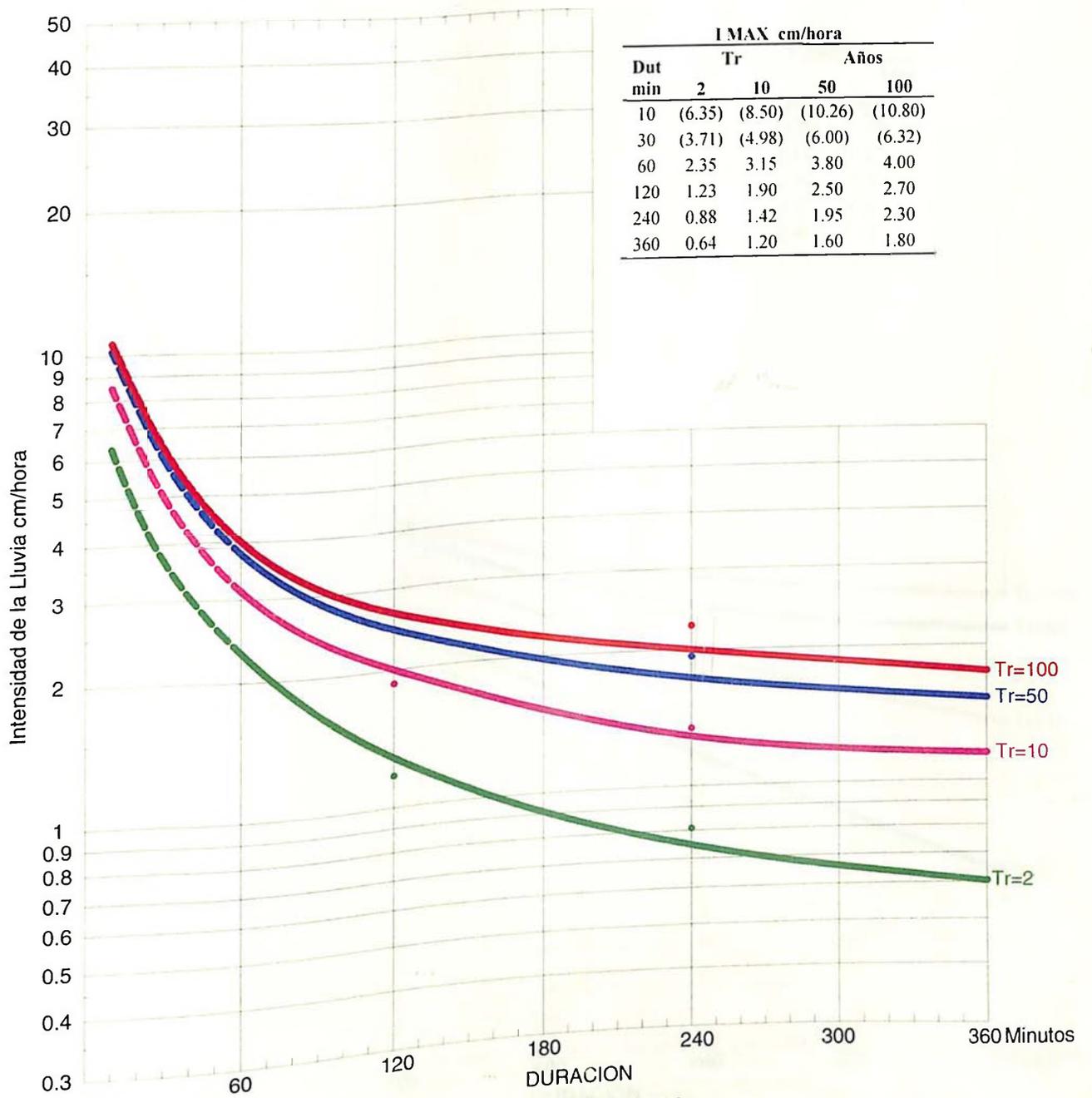


Estación de La Florida
 (Latitud 18-49-40, Longitud 71-05-28, Elevación 520)

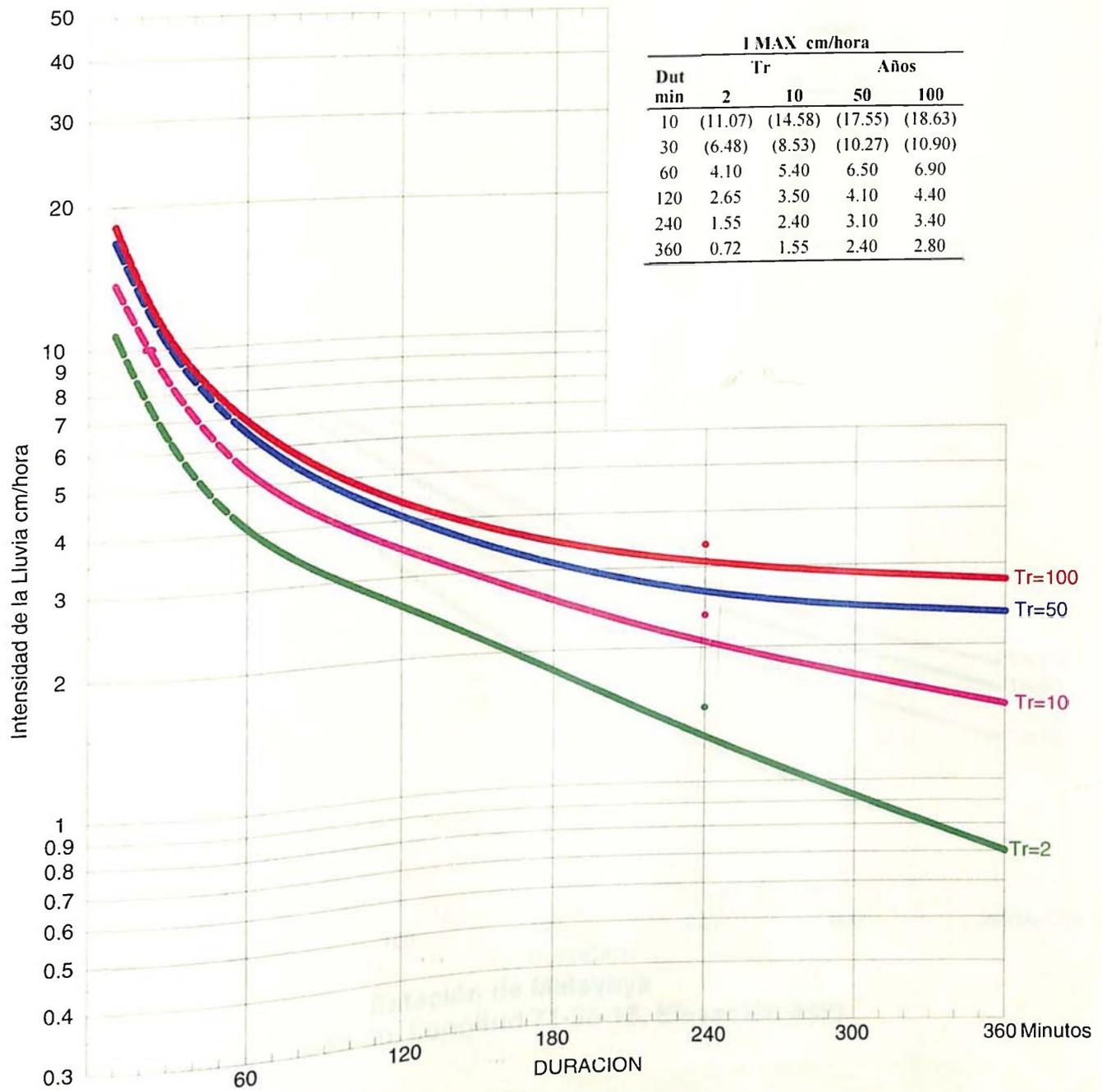


Estación de Neyba
 (Latitud 18-26-17, Longitud 71-26-15, Elevación 100)

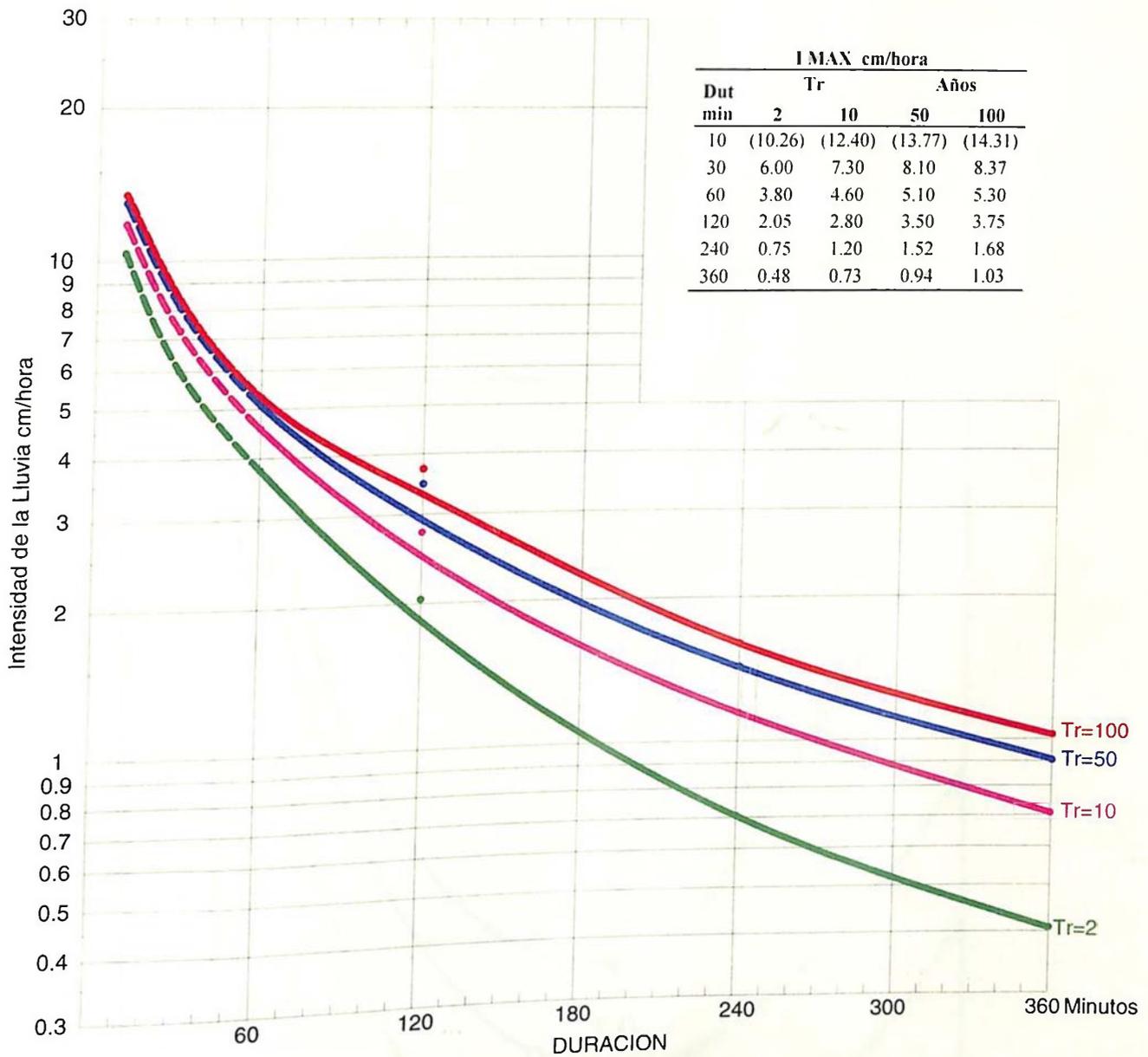
| Dur min | I MAX cm/hora | | | |
|------------|---------------|--------|---------|---------|
| | Tr | | Años | |
| | 2 | 10 | 50 | 100 |
| 10 | (6.35) | (8.50) | (10.26) | (10.80) |
| 30 | (3.71) | (4.98) | (6.00) | (6.32) |
| 60 | 2.35 | 3.15 | 3.80 | 4.00 |
| 120 | 1.23 | 1.90 | 2.50 | 2.70 |
| 240 | 0.88 | 1.42 | 1.95 | 2.30 |
| 360 | 0.64 | 1.20 | 1.60 | 1.80 |



Estación de Puerto Escondido
 (Latitud 18-19-15, Longitud 71-34-20, Elevación 400)



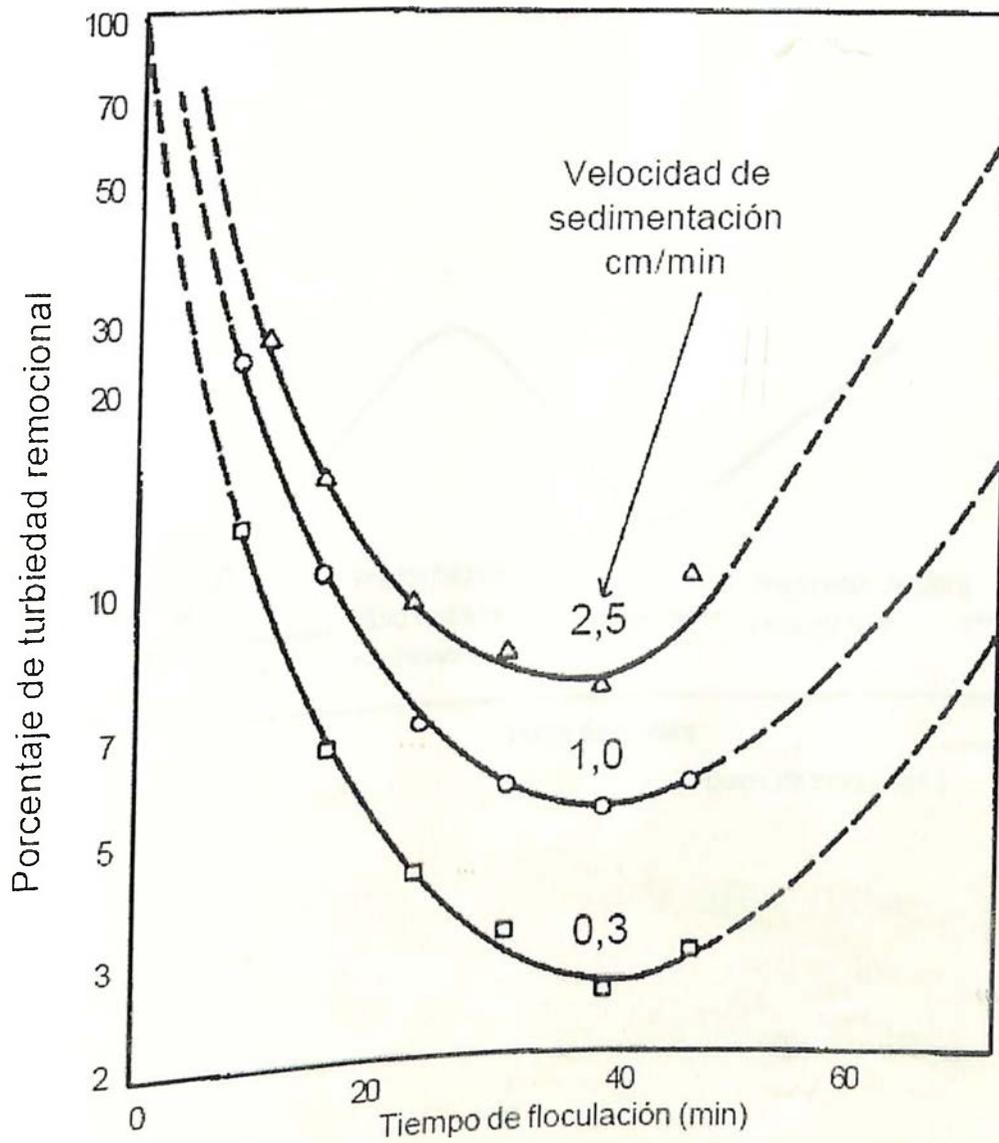
Estación de Angostura
 (Latitud 18-16-12, Longitud 71-23-46, Elevación 35)



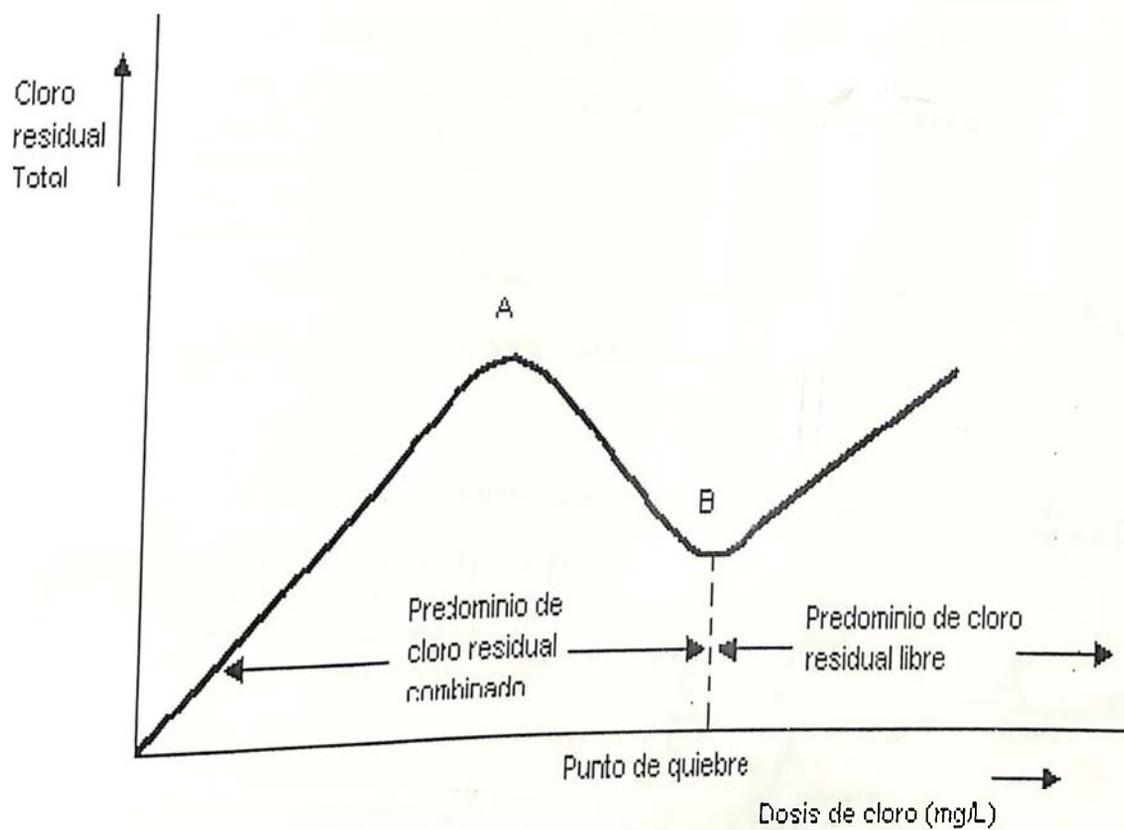
Estación de Matayaya
 (Latitud 18-53-00, Longitud 71-35-18, Elevación 430)

13. APENDICES

13.2. Efecto del periodo de floculación en la sedimentación



13.3. Curva de la demanda de cloro



UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO HENRIQUEZ UREÑA

MAESTRÍA EN INGENIERIA SANITARIA

PROYECTO DE TESIS

ACTA DE EVALUACION FINAL

SUSTENTANTE: PÉREZ GUTIÉRREZ LEONARDO MAT. 96-000

APELLIDOS: SEGURA ALCÁNTARA NOMBRES: OMAR JOSÉ

MATRICULA: 95-0917

TITULO DE TESIS: NORMAS TÉCNICAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS E INSTALACIONES HIDRÁULICAS Y SANITARIAS DE LA REP. DOMINICANA.

1.- EVALUACION DEL CONTENIDO = 70% DE LA CALIFICACION FINAL

| | | |
|---------------------------|--------------|---------------------------|
| Asesore(s) 40% | <u>39.00</u> | |
| Presidente del Jurado 20% | <u>19.00</u> | |
| Miembro del Jurado 20% | <u>19.20</u> | |
| Miembro del Jurado 20% | <u>19.00</u> | |
| Evaluación del Contenido | <u>96.20</u> | X 0.70 = <u>67.34</u> (1) |

2.- EVALUACION DE LA SUSTENTACION = 30% DE LA CALIFICACION FINAL

| | | |
|-------------------------------|--------------|---------------------------|
| Presidente del Jurado | <u>27.00</u> | |
| Miembro del Jurado | <u>26.67</u> | |
| Miembro del Jurado | <u>26.67</u> | |
| Evaluación de la Sustentación | <u>80.37</u> | x 0.30 = <u>24.11</u> (2) |

3.- EVALUACION FINAL: (Sumatoria de 1 + 2)

| | | |
|-----------------------------|------------------|--------------|
| 1- Total del Contenido | <u>67.34</u> (1) | |
| 2- Total de la Sustentación | <u>24.11</u> (2) | |
| 3- Calificación Final | <u>91.45</u> | <u>A</u> (3) |
| | Númerica | Literal |

MIEMBROS DEL JURADO:

Presidente VICTOR M. BERAS C.
Nombre

[Firma]
Firma

Jurado Walquelia A. Robles M.
Nombre

Walquelia Robles
Firma

Jurado Eduardo Ant. Jimenez R.
Nombre

[Firma]
Firma

OCT. 01 / 09
Fecha

[Firma]
Ing. Victor Beras Carpio, Ph.D.

Vicerrector de Postgrado, Investigación y Desarrollo