INAPA Instituto Nacional de Aguas Potables Y Alcantarillados

REGLAMENTO TECNICO PARA DISEÑO DE OBRAS E INSTALACIONES HIDRO - SANITARIO DEL INAPA

Julio, 2018

REGLAMENTO TECNICO PARA DISEÑO DE OBRAS E INSTALACIONES HIDRO – SANITARIO DEL INAPA

Elaborado por:	Revisado por:	Validado por:	Aprobado por:
(Responsable de la Dirección de Ingeniería)	*(Responsable de la Dirección de Planificación y Desarrollo)*	*(Responsable del Departamento Jurídico)*	*(Responsable Dirección Ejecutiva)*
Leonardo Pérez G.	Alegracia Hernández		
En fecha: 05.07.18	En fecha: 05-07-18	En fecha: 5/7/2018	En fecha:

INDICE DE CONTENIDO

CAPITULO I 4
OBJETO Y CAMPO DE APLICACION 4
DEFINICIONES 5
CAPITULO II 26
NORMAS TECNICAS DE REFERENCIA 26
TITULO II 27
SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA 27
CAPITULO I 28
POBLACION, DOTACION Y DEMANDA 28
CAPITULO II 39
FUENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA 39
CAPITULO III 46
CAPTACIONES DE AGUA SUPERFICIAL 46
CAPITULO IV 52
CAPTACIONES DE AGUA SUBTERRANEA 52
CAPITULO V 56
LINEAS DE ADUCCION, CONDUCCION E IMPULSION 56
CAPITULO VI 77
REDES DE DISTRIBUCION 77
CAPITULO VII 90
ESTACIONES DE BOMBEO 90
TANQUES DE ALMACENAMIENTO Y COMPENSACION (REGULACION) 97
TITULO III 102
SISTEMAS DE POTABILIZACION 102
CAPITULO I 103
CALIDAD DEL AGUA 103
CAPITULO II 106
PRETRATAMIENTO 106
CAPITULO III 115
COAGULACION - MEZCLA RAPIDA 115
CAPITULO IV 122
FLOCULACION - MEZCLA LENTA 122
CAPITULO V 127
SEDIMENTACION 127
CAPITULO VI 134
FILTRACION 134

CAPITULO VII 149
DESINFECCION 149
CAPITULO VIII 154
ESTABILIZACION – ABLANDAMIENTO 154
CAPITULO IX 158
TECNOLOGIAS ALTERNATIVAS 158
MANEJO DE LODOS 162
TITULO IV 168
SISTEMAS DE RECOLECCION Y EVACUACION 168
DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES 168
CAPITULO I 169
REDES DE COLECTORES 169
CAPITULO II 179
SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO 179
CAPITULO III 190
REDES DE SISTEMAS DE DRENAJEY ALCANTARILLADO PLUVIAL 190
CAPITULO IV 199
ESTACIONES DE BOMBEO AGUAS RESIDUALES 199
CAPITULO V 211
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO CONDOMINIAL 211
TITULO V 218
SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES 218
CAPITULO I 219
CARACTERIZACION DE AGUAS RESIDUALES 219
CAPITULO II 227
SISTEMAS DE PRETRATAMIENTO 227
CAPITULO III 234
SISTEMAS DE TRATAMIENTO 234
3.1. Generalidades 234
TITULO VI 300
REDUCCION DE RIESGOS Y SOSTENIBILIDAD AMBIENTAL 300
CAPITULO I 309
LOS FENÓMENOS NATURALES Y SUS EFECTOS EN LOS 309
SISTEMAS DE AGUA Y SANEAMIENTO 309
CAPITULO II 320
CRITERIOS PARA LA REDUCCIÓN DE VULNERABILIDAD EN LA GESTIÓN 320
DE LOS SISTEMAS DE AGUA DE ACUERDO AL CICLO DE PROYECTO ... 320
A. REFERENCIAS 349
D. APENDICES 363

CAPITULO I
OBJETO Y CAMPO DE APLICACION

El objeto y campo de aplicación de presente Reglamento Técnico es establecer los requisitos técnicos generales aplicables a los sistemas de abastecimiento de agua potable, de recolección, tratamiento y disposición de aguas residuales de tipo ordinario, considerando además los aportes por aguas de infiltración y aguas residuales tratadas de tipo especial, que cumplan con los límites máximos permisibles establecidos por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos naturales, y los sistemas de recolección y disposición de aguas pluviales.

Estos requisitos brindan el marco técnico-normativo conceptual y metodológico, orientador del diseño de proyectos de iniciativa pública o privada y son la base para la revisión y aprobación de estos proyectos por el INAPA.

Lo anterior no restringe la iniciativa ni la aplicación del conocimiento técnico de los profesionales involucrados en la conceptualización del diseño, ni la incorporación de nuevos productos o tecnologías, siempre que tales propuestas se formulen de conformidad con las buenas prácticas en ingeniería y cumpliendo con la legislación que rige el ejercicio de los profesionales responsables del diseño.

Todo proyecto que se someta al INAPA y que difiera de lo establecido en el presente documento, debe incluir la justificación y razonamiento técnico en el que se sustenta cada aspecto o requerimiento que sea distinto a lo normado; en caso necesario, lo anterior será valorado por una comisión técnica institucional para tales efectos; la cual a partir del informe técnico de la comisión resolverá si el proyecto se acepta con los cambios propuestos.

El INAPA, a través de la Dirección de Ingeniería, tiene la facultad de solicitar información o documentación técnica adicional o complementaria inherente al proyecto, cuando técnicamente corresponda y dentro del ámbito de competencia institucional; lo anterior, en favor de la protección de la vida humana y del ambiente y para salvaguardar la infraestructura pública existente.

DEFINICIONES

Se tendrán en cuenta las siguientes definiciones para analizar, interpretar y aplicar correctamente éste reglamento técnico:

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.

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

Boquilla: Dispositivo para aumentar la velocidad del agua.

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.

Coeficiente 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.

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.

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 gran-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.

Filtración: Proceso mediante el cual se remueve 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.

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.

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.

Línea de Aducción: Tubería de conducción por gravedad desde la obra de toma hasta la siguiente unidad del sistema de acueducto (Planta Potabilizadora o Depósito Regulador, por ejemplo).

Línea de Conducción: Tubería de conducción por gravedad entre distintas unidades del sistema de acueducto.

Línea Matriz: Tubería de conducción por gravedad entre el depósito regulador y el inicio de la red de distribución.

Línea de Impulsión: Tubería de conducción por bombeo desde una estación de bombeo hasta otra unidad del sistema de acueducto.

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.

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.

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 y/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.

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 (subcritico) y depende del número de Froude.

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.

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.

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.

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.

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.

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.
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 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.

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 ºC). 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.

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.

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

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

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.
Metales pesados: Son elementos tóxicos que tiene un peso molecular relativamente alto. Usualmente tienen una densidad superior a 5,0 g/cm^3 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.

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

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 digestor de alta tasa son sedimentados en un digestor de segunda etapa. El digestor de segunda etapa opera como un tanque de sedimentación que permite la remoción de microorganismos del efluente.

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 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.

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 (SO4=, NO3= 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.

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.

Administración para desastres: Conjunto de procesos para lograr que las acciones de planeamiento, organización, dirección y control, que requieren las diferentes fases del ciclo de los desastres, se realicen de forma eficiente y eficaz.

Amenaza: Es el factor externo del riesgo, está representado por la potencial ocurrencia de un suceso natural o generado por la actividad humana, que puede manifestarse en un tiempo y lugar específico, con una intensidad y duración determinada.

Amenaza antropogénica o antrópica: Peligro latente generado por la actividad humana sobre los recursos del ambiente, la infraestructura y/o las personas. Comprende peligros por contaminación de agua, aire, suelos; derrames de sustancias tóxicas, incendios, explosiones, fallas de obras de infraestructura, etc.

Amenazas naturales: Elementos del medio ambiente causados por fuerzas extrañas al humano, como son: Fenómenos atmosféricos, hidrológicos, geológicos (sismos, maremotos y erupciones volcánicas), incendios forestales no provocados, etc., que son peligrosos a las personas, a sus estructuras y a sus actividades.

Análisis de vulnerabilidad: Es el proceso mediante el que se identifican y determinan cuáles son los componentes y/o elementos críticos o susceptibles de

fallar, de los sistemas (agua, saneamiento, energía eléctrica, etc.), ante los diferentes escenarios de amenazas.

Desastre: Evento natural o provocado por la actividad humana, que afecta negativamente los patrones normales de las sociedades, y ocasiona pérdidas de vidas, materiales y económicas en las poblaciones, su patrimonio, sus estructuras y el ambiente, excediendo la capacidad de respuesta de la comunidad afectada.

Ciclo del desastre: Secuencia de acciones interrelacionadas de: prevención, mitigación, preparación, alerta, respuesta, rehabilitación y reconstrucción, a ejecutarse en el “Antes”, “Durante” y “Después”, de la ocurrencia del evento.

Emergencia: Situación ocasionada por la ocurrencia de un evento natural o antrópico que causa daños o alteraciones en las personas, los bienes, los servicios o el medio ambiente, sin que se supere la capacidad de respuesta del prestador del servicio, en el caso de la gestión de los sistemas de agua y saneamiento, y/o comunitaria de la población afectada.

Evaluación de Daños y Análisis de Necesidades (EDAN): Procedimiento estandarizado para evaluar los daños ocurridos en las comunidades y sus estructuras, a consecuencia de un desastre, y determinar en función de ello, las necesidades para la restitución de sus servicios en el menor tiempo posible.

Gestión del riesgo: Proceso(s) efectuado(s) para identificar eventos potenciales que puedan afectar a la población, sus estructuras, sus servicios y/o el ambiente y a orientar acciones, en el antes, durante o después, para: impedir, reducir, prever y/o controlar los impactos negativos de una situación de desastre.

Mitigación: Intervención dirigida a disminuir o reducir riesgos en los componentes susceptibles a fallar.

Plan de Mitigación: Conjunto de medidas y obras a implementar antes de la ocurrencia de un desastre, con el fin de disminuir el impacto negativo sobre aquellos componentes o elementos (de los sistemas), que fueron encontrados débiles o frágiles en el análisis de vulnerabilidad.

Movimientos de suelos: Desplazamientos de masas de tierra, detritos y/o rocas, ocasionados por cambios en el equilibrio de las fuerzas de la gravedad y de

resistencia, sus causas pueden ser naturales o provocadas por intervenciones antrópicas.

Plan de emergencia: Conjunto de medidas a aplicar en: el antes, el durante y el después, de la ocurrencia de una situación de emergencia o desastre, para minimizar los impactos negativos generados por un evento adverso.

Prevención: Conjunto de medidas y acciones implantadas, con anticipación, para evitar o disminuir el efecto del impacto negativo de los desastres. La implementación debe realizarse en las etapas de formulación, diseño y construcción de los proyectos de agua y saneamiento.

Preparación: Conjunto de medidas y acciones que deben implementarse antes de la ocurrencia de un desastre, con el objetivo de organizar y facilitar las acciones de respuesta.

Redundancia: Medidas y acciones repetitivas para aquellos componentes de carácter crítico que resulte necesario asegurar ante posibles fallos, por ocurrencia de daños causados, por eventos naturales o antrópicos, permitiendo que a pesar de la pérdida de uno o más de sus componentes o elementos, se mantenga la continuidad del servicio.

Resiliencia: Capacidad de las personas, comunidades, organizaciones, estructuras o servicios, de absorber un impacto negativo o de recuperarse, una vez ocurrido el desastre o efecto adverso.

Respuesta: Etapa del ciclo de los desastres, que corresponde a la ejecución de las acciones previstas, en la etapa de preparación, para la atención oportuna de la población.

Riesgo: Probabilidad de exceder una magnitud aceptable de daños físicos sociales, ambientales y económicos en un componente determinado de un sistema de agua y saneamiento. El riesgo es función directamente proporcional de la vulnerabilidad y de la amenaza.

Riesgo aceptable: Consecuencias adversas que se asumen, aceptan o toleran, por considerar innecesario o muy costosa su reducción o eliminación, con fines de protección ante eventuales fenómenos peligrosos.

Sistema de agua potable: Conjunto de obras civiles, tuberías, accesorios, materiales, equipamientos y servicios, que tienen por objeto el suministro de agua potable a una población. Comprende, todos o algunos de los siguientes componentes: Obras de captación, desarenadores, líneas de conducción, estaciones de bombeo, líneas de distribución, línea de impulsión, plantas de tratamiento, tanques de almacenamiento y redes de distribución. En los componentes de las líneas de conducción, de impulsión y en algunos casos de las líneas y redes de distribución, se ubican dispositivos como: i). Válvulas: De admisión y/o expulsión de aíre, seccionamiento, flotadores, reductoras de presión, contra golpe de ariete, etc., ii). Anclajes para sujeción segura de las tuberías, accesorios, válvulas, etc., iii). Cámaras: Rompecarga y distribuidoras o repartidoras de caudales, Pasos o cruces elevados o cruces bajo corrientes de agua, iv). Macro medidores y micro medidores, etc.

Letrinas medio físico o instalación sanitaria: Donde se depositan los excrementos humanos para evitar la transmisión de enfermedades.

Sistemas de alcantarillado sanitario: Conjunto de obras civiles, tuberías, accesorios, equipamientos, materiales y servicios, que tienen por objeto recolectar, conducir, acondicionar y disponer, de forma sanitariamente segura, las aguas residuales de una población. Comprende, todos o algunos de los siguientes componentes: Acometida, colectores, pozos de registro y caída, estaciones de bombeo, planta de tratamiento de aguas residuales, línea de impulsión o de bombeo, sifones invertidos o alcantarillas deprimidas.

Vulnerabilidad: Es la susceptibilidad a la pérdida o daño, de un componente o elemento, de los sistemas de agua y saneamiento, como producto de la ocurrencia de un desastre. La Vulnerabilidad es el factor interno de riesgo, y puede originarse por causas: Administrativas, operativas y físicas.

CAPITULO II
NORMAS TECNICAS DE REFERENCIA

Las normas técnicas de referencia:

- ANSI (American National Standards Institute)
- ASCE (American Society of Civil Engineers)
- ASME (American Society of Mechanical Engineers)
- ASTM (American Society for Testing and Materials)
- AWWA (American Water Works Association)
- ISO (International Organization for Standardization)
- NFPA (National Fire Protection Association)
- DIN (Deustcher Industrie Normen)
- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)

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 Pn, será estimada con base a la población inicial Po, relevamientos censales, estadísticas continuas y otras investigaciones demográficas (muestreos, crecimiento vegetativo, fecundidad, población flotante, etc.), Para estimar la magnitud de Pn 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. 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 qué punto estos componentes pueden satisfacer las necesidades futuras de la localidad; qué partes deben considerarse a construirse en forma inmediata, y cuáles serán las previsiones 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 Ø12" 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.

1.4. Pérdidas

Las pérdidas técnicas corresponden a la diferencia entre el volumen de agua tratada y medida a la salida de la(s) planta(s) potabilizadora(s) y el volumen entregado a la población medido en las acometidas domiciliarias del municipio.

Para estimar el porcentaje de pérdidas técnicas deben tenerse en cuenta los datos registrados disponibles en la comunidad sobre pérdidas de agua en el sistema de acueducto desde la(s) planta (s) potabilizadora (s), incluida los consumos operaciones en la red. Para las comunidades que no tengan registros sobre las

pérdidas de agua en el sistema de acueducto, el porcentaje de pérdidas se tomara entre 20% y 40%.

1.5. Dotación bruta

La dotación bruta debe establecerse según la siguiente ecuación:

$$D_{bruta} = \frac{D_{neta}}{1 - \%p}$$

El porcentaje de pérdidas técnicas para determinar la dotación bruta no debe ser superior al porcentaje de pérdidas establecido en 1.4. Para efectos del cálculo de la dotación bruta puede adoptarse un porcentaje de pérdidas más alto al establecido, siempre y cuando se justifique económicamente que no resulta factible reducir las pérdidas al valor admisible. En este caso, el sistema de acueducto debe complementarse con un programa de reducción de pérdidas que tenga como meta el promedio de los valores establecidos.1.5.1. Otras Dotaciones Específicas

TABLA 3. Dotación por tipo de proyecto [9, 44, 50, 61]

Tipo de proyecto	Dotación
Dotación Apartamentos Urbanos	250 L/hab·día
Dotación Apartamentos Turísticos	400 L/hab·día
Locales Comerciales	20 l/m^2/d
Hoteles Áreas Turísticas	600 L/hab·día
Hoteles Áreas Turísticas Todo Incluido	700 L/hab·día
Hoteles Áreas Urbanos	500 L/hab·día
Hostales	350 L/hab·día
Pensiones	300 L/hab·día
Villas-Viviendas (1000 m^2 ≥Parcela ≤1500 m^2	800 L/hab·día*
Villas-Viviendas (1500 m^2 ≥Parcela ≤2000 m^2	1000 L/hab·día*
Villas-Viviendas (2000 m^2 ≥Parcela ≤3000 m^2	1200 L/hab·día*
Escuela: Externos	40 L/Alumno·día
Escuela: Internados	200 L/Alumno·día
Escuela: Personas no residentes	50 L/hab·día

1.5.2.

Tipo de proyecto	Dotación
Hospitales	800 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

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-Ha."

Pare 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 según la clase de industria.

TABLA 4. Dotación por tipo de empresa [(24)]

Tipo de Empresa	Dotación (L/s-Ha)	Dotación (L/m^2-Dia)
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, $Q_{máx/d}$, 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, k1. (Véase Tabla 5).

El caudal máximo diario se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{máx/d} = Q_{med}\ k_1$$

1.6.3 Caudal máximo horario

El caudal máximo horario, $Q_{máx/h}$, 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, k2, (véase Tabla 6) según la siguiente ecuación:

$$Q_{máx/h} = Q_{med}\ k_2$$

1.6.4 Coeficiente de consumo máximo diario - k1

El coeficiente de consumo máximo diario, k1, 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, k1, se tomara como establece la siguiente tabla.

TABLA 5. Coeficiente de consumo máximo diario k1 (43, 44, 57)

Características Sistema	Coeficiente 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 2.3.2 y 2.3.3, se utilizará un coeficiente k_1 de 1.25.

1.6.5 Coeficiente de consumo máximo horario con relación al consumo medio 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, Qmáx/h, y el caudal medio diario, Qmed/d, 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, k2, es función de lo que se establece en la siguiente tabla:

TABLA 6. Coeficiente de consumo máximo horario, k2 (57)

Características del Sistema	Coeficiente de consumo máximo horario – k_2
Rural (Fuente Publica)	2.50*
Rural (Acometida Rural)	2.50-3.00
Semi-Urbano (Acometida Urbana)	2.00-2.50
Urbano (Acometida Urbana)	1.60-2.50

***Preferiblemente se debe dimensionar considerando la simultaneidad de uso de las salidas.**

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 se deberá justificar en función de sus características y simultaneidades involucradas (preliminarmente se acepta 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 m^3/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 verificarse 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, para ser utilizados por los bomberos mediante el booster del camión.

- Los hidrantes se instalarán preferiblemente en las tuberías matrices de diámetros ≥Ø4” y ≤Ø12” (no recomendamos colocar hidrantes en tuberías de diámetros mayores puesto que cualquier inconveniente con la válvula de pie implicaría la salida de servicio de ésta) 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.
- Se verificara 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 5,000 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, cumpliendo con el Reglamento Contra Incendio en Edificaciones del Ministerio de Obras Publicas y Comunicación.

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 fisicoquímica 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, y reducir la vulnerabilidad de riesgos de los sistemas agua potable y saneamiento, siguiendo los criterios establecidos por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MIMARENA) y el Ministerio de Economía, Planificación y Desarrollo (MEPyD).

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 II: 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 y aguas debajo de la toma (caudal ecológico).

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.

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 físico-químicos y microbiológicos.

TABLA 7. Calidad de la fuente [(57)]

Parámetros	Nivel de calidad de acuerdo al grado de polución			
	1. Fuente aceptable	2. Fuente regular	3.Fuente deficiente	4. Fuente muy deficiente
DBO 5 días (Promedio	<1.5	1.5 - 2.5	2.5 – 4	>4

mensual mg/L)				
Máximo diario mg/L	1 – 3	3 - 4	4 – 6	>6
Coliformes totales (NMP/100 mL) Promedio mensual	0 – 50	50 - 500	500 – 5000	>5000
Oxígeno disuelto mg/L	≤4	≤4	≤4	<4
PH promedio	6.0 – 8.5	5.0 - 9.0	3.8 - 10.5	
Turbiedad (UNT)	<2	2 - 40	40 – 150	>= 150
Color verdadero (UPC)	<10	10 -20	20 – 40	>= 40
Gusto y olor	Inofensivo	Inofensivo	Inofensivo	Inaceptable
Cloruros (mg/L - Cl)	< 50	50 - 150	150 – 200	300
Fluoruros (mg/L - F)	<1.2	<1.2	<1.2	>1.7

2.3.1.8. Seguridad en la calidad de las aguas crudas

Para la elección de una fuente superficial el diseñador debe prestar especial atención a las posibles fuentes de contaminación, considerando las siguientes observaciones:

- En las captaciones hechas en ríos las aguas tienden a ser turbias, algunas veces coloreadas y en muchos casos reciben la descarga de aguas residuales, tanto domésticas como industriales que se han vertido aguas arriba. Las fuentes que toman aguas de lagos son generalmente más claras que las aguas de ríos, pero también están sujetas a la contaminación.

- Las fuentes de agua localizadas en ríos pequeños y en quebradas de montaña frecuentemente son limpias y puras; en estado natural algunas incluso son apropiadas para el consumo humano. No obstante, estas aguas están fácilmente expuestas a contaminación por acción eventual. Por consiguiente, no pueden considerarse potables a menos que se tomen las medidas apropiadas para su protección: instalación de plantas potabilizadoras de agua, vigilancia de la cuenca, colocación de carteles o letreros y/o cercas para impedir la invasión de personas y/o animales.

- En todos aquellos casos en que se proyecten lagos artificiales mediante la construcción de embalses, deben tenerse en cuenta las condiciones futuras de la calidad del agua almacenada.

2.3.1.9. Continuidad de la fuente

Una fuente debe ser capaz de suministrar continuamente una cantidad adecuada de agua con un riesgo de interrupción mínimo. El rendimiento de la fuente debe estimarse únicamente con base en datos registrados con anterioridad (aforos y/o información pluviométrica) en estaciones limnimétricas ubicadas en la cuenca del río.

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 o complementarse con otras fuentes.

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.

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 3.4.1 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 piezómetros.

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, el abatimiento durante el bombeo de las aguas subterráneas y un perfil de salinidad.

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 piezómetros. 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, salvo que ya exista uno natural que garantice dicho nivel.
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 potabilizadora.
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 rejas 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 2,000 habitante). 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 ($Q_{máx/d}$) 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 potabilizadora.
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 creciente 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 (caucasiana)

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 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. Preferiblemente las barras serán de ancho variable para evitar el atascamiento.

7. La separación libre entre perfiles o barras será de 15 mm a 30 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 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 vació, 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. **Otras Captaciones**

- ✓ Captación tipo Cajuela (en manantiales o nacimiento de ríos o arroyos)
- ✓ Captación en presas (considerar preferiblemente mínimo dos tomas a diferentes niveles, salvo en las tipo flotantes)

- ✓ Captación en canales, Etc.

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.

4. 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; ó 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:

   a) Nivel estático inicial en cada pozo.

   b) Caudal del bombeo, por lo menos cada hora.

   c) 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:

$$CE = \frac{\text{Re}\,n\,\text{dim}\,iento / gpm(lt / s)}{Depresión /(pie)(m)}$$

Dónde:

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	150 a 300

Los datos dé 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, CONDUCCION E IMPULSION

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 potabilizadora, la aducción puede hacerse a través de una tubería a presión o un canal abierto. Preferencialmente la aducción será a presión, y si esta apera por bombeo (impulsión) 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 deben 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 planimétricos y altimétricos, 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 potabilizadora, 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 potabilizadora 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 y/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 tubería.

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 potabilizadoras; 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 y/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 0.60 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 mayores	1° 5´

5.3.3.2. Tuberías por bombeo (línea de impulsión*)*

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 podrá hacerse por gravedad a partir de ese punto de inflexión, con las consideraciones necesarias.

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 la condición topográfica 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 o impulsión 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 Ø < 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. Deberá realizarse un estudio de transitorios para las líneas de aducción o conducción cuando será requerido. Estos estudios son obligatorios en las líneas de impulsión.

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 sobre-presiones y sub-presiones, 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 que deben cumplirse.

TABLA 11. Características de las tuberías para conductos a presión [24, 57]

Material	Diámetros comerciales	Características
Acero	Desde 50 mm (2 pulgadas), a pedido	-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)	-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

Material	Diámetros comerciales	Características
		-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	-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
Material	**Diámetros comerciales**	**Características**
Polivinilo de cloruro (PVC)	12.5 mm a 600 mm (0.5 a 24 pulgadas)	-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 está expuesta a los rayos solares
Poliéster reforzado con fibra de vidrio (GRP o PRFV)	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

Material de la Tubería	Otras Normas (Selección a criterio del fabricante)
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 y/o conducción

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 (no deseable), 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) salvo casos debidamente justificados.

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 o el factor a utilizarse en la prueba hidrostática de la tubería, considerando siempre los factores dados por el fabricante en los casos no continuos.

La presión nominal de trabajo de las tuberías y de todos sus accesorios (incluyendo los anclajes) debe ser mayor que la presión interna 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 válvulas o 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 y/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 auto limpieza, 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 y/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 los fenómenos transitorios (del golpe de ariete) y para las tuberías de aducción por la erosionabilidad de la tubería. No obstante se recomienda una velocidad máxima de entre 1.6 m/s y 2.0 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 aire 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 o se colocara con la protección necesaria, convenientemente justificada.
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 conducción 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 y/o conducción esté sujeta a algún tipo de sumergencia temporal, debe tenerse en cuenta que podrán ocurrir levantamientos debidos a la sub - presión 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. 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 sub-presión 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 o seccionamiento)

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 salvo caso debidamente justificado.

- 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 aire o ventosa

En los puntos altos de la línea de aducción, conducción o impulsión 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) Los dispositivos de entrada de aire deben localizarse de tal modo que no se introduzca agua extraña al sistema.

b) 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.

c) 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 (VA).

- Ventosas de triple efecto (combinadas) 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 (VCA). Serán preferiblemente de un solo cuerpo.
- 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.

d) Las ventosas tendrán los siguientes diámetros mínimos:

- Para tuberías con diámetro nominal menor o igual a 100 mm (4 pulgadas) el diámetro mínimo de la VAC será de 38 mm (1½ pulgadas).
- Para tuberías con diámetro nominal mayor que 100 mm (4 pulgadas) el diámetro mínimo de la VAC será de 50 mm (2 pulgadas).

*Los diámetros indicados corresponden a los de la conexión al tubo principal, que es independiente al orificio de entrada o salida de aire. Las VAC presentan un orificio de grandes dimensiones para la salida o entrada de aire, normalmente de 25 a 400 mm de diámetro.

- El diámetro mínimo de la VA será de 12 mm (½ pulgadas). Usualmente el diámetro del orificio de salida del aire es este tipo de válvula no será mayor de 12 mm.

- Para la elección del tamaño de la ventosa adecuado es necesario tener en cuenta muchas circunstancias que podrán ser analizadas racionalmente, y presentadas por el diseñador cuando sea requerido por el INAPA o este considere necesario. Dicho tamaño esta evidentemente relacionado con el diámetro de la tubería principal, pero no es este el único parámetro a tomar en cuenta, por lo cual, cualquier tabla que proporcione el diámetro de la ventosa tomando tan solo en consideración el diámetro de la conducción no es más que una primera aproximación (tablas o expresiones empíricas). El INAPA aceptara el uso de expresiones empíricas como la habitualmente adoptada de 1/6 a 1/8 del diámetro de la tubería principal, pero con la posibilidad de solicitar cálculos más detallados.

e) Ubicación y datos generales ventosas:

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

- Cada ventosa debe estar protegida con una cámara (registro) de inspección accesible, con su respectivo drenaje y completamente asegurada. Dicha cámara deberá tener en todos los casos orificios que permitan la entrada y salida de aire.
- En todo punto alto (cambio de pendiente de positivo a negativo o viceversa) deberá colocarse una VAC.
- Se ubicarán VA en todos los tramos ascendente o descendentes a una distancia máxima de 800 m entre ellas o a los puntos altos (preferiblemente se colocarán en los puntos de quiebre de cambios de pendiente de un mismo signo).

4. Válvulas de desagüe o purga

En los puntos bajos de la tubería de aducción, conducción o impulsión 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:
  - 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.
  - Que el tiempo máximo para la descarga sea impuesto por las condiciones de operación (se recomienda no más de 4 horas).
  - El caudal máximo permitido por el sistema de recepción del agua descargada.
  - Las válvulas de purga serán siempre de tipo compuerta y deben cumplir con la Norma Técnica AWWA, ASTM, DIN, ISO o cualquier norma internacional equivalente.

5. Cámaras reductoras de presión.

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. Estas cámaras estarán recomendadas para sistemas aislados y/o rurales, ya que en la mayoría de los casos se exigirán válvulas reductoras de presión.

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 a tuberías

En caso de que la aducción, conducción o impulsión tenga un diámetro igual o superior a 900 mm (36 pulgadas) podrán colocarse bocas de acceso con un diámetro mínimo de 0.6 m. Las bocas de acceso deben localizase preferiblemente

junto a válvulas de maniobra, a válvulas de purga o cruces bajo interferencias en las cuales no sea aconsejable instalar válvulas de purga.

7. Uniones de desmontaje

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.

Otros tipos de juntas de expansión deberán utilizarse en tuberías de PE colocadas superficialmente, según las recomendaciones del fabricante.

9. Anclajes

En las líneas de aducción, conducción o impulsión mediante tuberías a presión (incluyendo la red de distribución) deben preverse y proyectarse los anclajes de seguridad necesarios, ya sea en concreto (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.

Los anclajes en concreto podrán diseñarse por pesos propios o apoyados dependiendo de las condiciones del terreno, prefiriendo estos últimos.

10. Golpe de ariete

En el dimensionamiento de las aducciones, conducciones o impulsiones 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, aun 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, debidamente sustentado, 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, 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, su función es transportar los volúmenes de agua necesarios para satisfacer las demandas de la población.

6.1. Funciones de la red de distribución

El y/o los sistemas de distribución tienen las siguientes funciones principales que cumplir:

- Suministrar volúmenes de agua potable suficiente para satisfacer las demandas 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 o cotas 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 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 domiciliares.

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 1.60 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:

$P_{min} = 1.2\ (3N + 6)$ P_{min} = 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 m y la presión dinámica máxima será de 50.00 mts.

Además, se permitirán en puntos aislados, presiones estáticas hasta de 70.00 m, 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 aceptará 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 dos pulgadas 2” (50 mm) en longitudes no superiores a los 100.00 m.

- 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 (salvo que se adopte un criterio convencional, por ejemplo: *todas las tuberías de agua potable se colocaran al sur y al Este de todas las vías*), dejando el centro de la calle para las alcantarillas. 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 mínimo dos (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 en el caso de la separación vertical.

Se debe establecer como norma que, en calles de más de 20 metros, en calles principales, calles asfaltada (recientemente o en buenas condiciones), debe preverse tubería de distribución a ambos lados, con el objetivo de evitar que acometidas de servicios largas atraviesen la calzada, deteriorándola.

- 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, sedimentación o pérdida de calidad de las aguas, 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.

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 continúo 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 más 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 500 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 titulo caudales contra incendio. También se respetará esta misma distancia de separación, en áreas residenciales, comerciales, mixtas o de construcciones unifamiliares continúas.

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.

Todas las edificaciones singulares deberán cumplir con lo establecido por el reglamento del Ministerio de Obras Publicas sobre instalaciones contra incendio.

*6.3.7.*5. Conexiones domiciliares

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

6.3.7.6. Anclajes

Es obligado el uso de los anclajes de concretos 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 INAPA o 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 el INAPA o 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. 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 cumpliendo con las normativas aplicables para el uso y manejo de este desinfectante.
- 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, etc.

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, o se bombeará directo a la red de distribución, 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 (cárcamos de bombeo)

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 tipo 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 m, para lograr la sumergencia se hará preferiblemente 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 o cocuyera 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.
- Sumergencia de la bomba.
- Factor de seguridad
- El diámetro de la camisa del pozo debe estar relacionado al caudal a extraerse (ver tabla 13).

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.
- Cuando trabajen en paralelo, deberá cuidarse que las bombas no se alejen de su punto de operación cuando estén fuera de servicio una o más unidades.
- 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 1750 revoluciones por minuto (RPM) sólo que no sea posible conseguir ésta podrá usar por encima o por debajo en función del TDH.

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 o cocuyera. 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 (debidamente justificado), 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 deberán realizar los cálculos correspondientes para el dimensionamiento de estas válvulas, recomendándose a manera de ejemplo los siguientes diámetros en la tabla 14.

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, autoportante, 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 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 (REGULACION)

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 o de regulación

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, del 25% al 33% del consumo máximo 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 aceptará el indicado en el literal a.

8.2.2. Reserva para eventualidades y/o emergencias

Este volumen será igual al 15% del consumo máximo diario, en caso de ser considerado.

Para el caso de proyectos privados, esta reserva dependerá de las características de este y de la continuidad de la fuente de suministro de agua.

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 m^3 cuando el tanque sea elevado, a 100 m^3 cuando el tanque sea superficial, salvo la sustentación del proyecto como *acueducto rural*.

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 (para las tipo marineras), a partir de 2.00 m de altura.
d) El terreno ocupado por el tanque y cualquier estructura a ser administrada por el INAPA 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
g) PRFV

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 1000 m^3.

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 cuanta 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 0.30 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 (en general, no este sistema no es recomendado).

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.

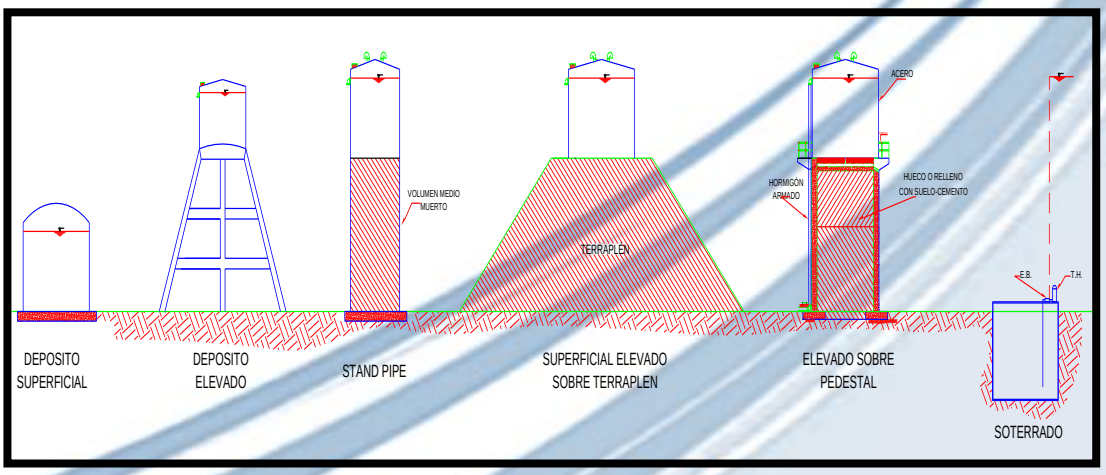
e) Debe incluirse los accesorios como escaleras, dispositivos de ventilación, abertura de acceso marcador de niveles y en algunos casos una luz roja que prevenga accidentes de vuelos de aviones.

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, elevados con columnas, vigas y riostras, para volúmenes menores de 300 m^3 por razones estructurales y de costos.

Los depósitos elevados podrán ser de tipo Stand Pipe, elevado sobre terraplén o elevado sobre pedestal, para volúmenes menores o mayores al indicado, siempre que sea sustentado con una evaluación técnico-económica. Los depósitos elevados se ubicarán, preferiblemente, fuera de las áreas urbanizadas por razones de vulnerabilidad sísmica.


DEPOSITO SUPERFICIAL
DEPOSITO ELEVADO
VOLUMEN MEDIO MUERTO
STAND PIPE
TERRAPLEN
SUPERFICIAL ELEVADO SOBRE TERRAPLEN
ACERO
HORMIGON ARMADO
HUECO O RELLENO CON SUELO-CEMENTO
ELEVADO SOBRE PEDESTAL
E.B.
T.H.
SOTERRADO

TITULO III
SISTEMAS DE POTABILIZACION

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 MIMARENA, INAPA, CAASD, SEOPC.

El Ministerio 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
- Hidrobiológicas

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).

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, además de ser agradable a los sentidos. 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 del INAPA o 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 del INAPA o de las Empresas de Servicios Públicos de Acueducto y la vigilancia de la misma está a cargo de la Secretaria de Salud y/o en ente rector nombrado para tales fines.

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 NO3 -/L (*)	50
Hierro, mg/L	0,3

Parámetro	LMP
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 m^3/m^2 /d (0.25 m/h). El agua será recogida mediante tuberías perforadas conectadas a una tubería principal que llega hasta la cámara de recolección.

2. Pre filtro 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 $m^3/m^2/d$ (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 ¼ 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 $m^3/m^2/d$ (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. Si existe un problema de este tipo en la fuente evaluada, debe ponderarse con más detalles, indicando el origen de estos contaminantes.

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 0.3 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 0.2 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	0.4 - 0.6
Filtros gruesos de flujo horizontal (longitud)	0.8 - 0.16
Filtros gruesos de flujo vertical ascendente	0.85 -1.25

15. Microtamices o cribado

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 $m^3/(m^2.día)$.
- 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 O_3 y 0.5 mg O_3 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. También se puede utilizar el hidroxicloruro de aluminio para el tratamiento de aguas, este presenta mejores resultados que el sulfato, trabajar en mayor rango de PH y produce menos lodos, teniendo la desventaja de tener un mayor costo 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, Ca (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^{-l} 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 ≥ 500 l/s	Canaleta Parshal
Q : 100 a 500 l/s	Vertedero rectangular, o canal con cambio de pendiente.
Q ≤ 50 l/s	Es posible utilizar el vertedero triangular
Q < 30 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 seg-l < G < 2000 seg.-l
- Tiempo de mezcla: T< 1 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-l y 1000 seg–l
- 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-l a 2000 seg-l
- 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 90 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 50 l/s pueden diseñarse para caudales mayores (50 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
- 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.

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 PVC o Polietileno
- 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^{-l}
- 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 obertura 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 m^2 por cada 1000 m^3/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 m^2 por cada 1000 m^3/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 ($d \leq 1mm$) 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^{-l}
- 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 ($m^3/m^2/d$)	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^{-l} 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 lamelares 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. INAPA solo aceptara módulos lamelares de 1 mm de espesor.

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 $m^3/m^2/d$, 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^{-l} 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.
- Solo se aceptara el uso de válvulas de compuerta para el drenaje de los lodos.

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.

i) Sedimentador de Mantos de Lodos

Se emplea flujo ascensional a través de un manto de lodos. La precipitación de los sólidos ocurre en presencia de una gran cantidad de floc previamente formado, dentro de un solo tanque que combina la mezcla con la floculación y sedimentación así como la remoción continua de lodo.

Las cargas superficiales oscilan entre 60 @ 120 $m^3/m^2/d$ y los tiempo de retención de 1 a 2 horas

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 sentido 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.

5. 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 m^3/m^2/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.

- Con la introducción de agua decantada por las canaletas, ese aire deberá ser insuflado a una tasa de 6 a 10 lits/m^2/seg y el agua en contra corriente a una tasa inferior a 1 lit/m^2/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/m^2/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/m^2/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.

1. **Fondo falso con boquillas**
   - Boquillas simples usadas solamente para distribución de agua de lavado 20 a 40 unidades por metro cuadrado.
   - Boquillas especiales para lavado con aire y agua 25 a 60 unidades por metro cuadrado.
   - La capa soporte cuando no se utilicen boquillas 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. **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 25. 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 26. 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

4. Vigas prefabricadas

Cuando se usen vigas de concreto prefabricadas, la capa soporte deberá cumplir con las características indicadas en la tabla siguiente:

TABLA 27. 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	

5. 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).

6. 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
Coeficiente 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
Coeficiente 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 28. 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
Coeficiente 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 entremezcla 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 contaje 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 seg-l y tiempo de retención mayores de 5 segundos.
- Para la floculación se recomiendan valores de (G) mayores de 100 seg-1, preferiblemente de 40 seg-l 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 contaje 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
Coeficiente de uniformidad	≤ 1.60
Coeficiente 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
Coeficiente de uniformidad	≤ 1.60
Coeficiente 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 29. 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
Coeficiente de uniformidad	≤1.50	≤1.50
Tamaño del grano mayor (mm)	1.41	2.40
Tamaño del grano menor	0.42	0.70

(mm)		

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 recomiendas tasas de filtración conservadoras del orden de 120 a 160 m^3/m^2/día, para lecho simple de arena y de 170 a 240 m^3/m^2/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 m^3/m^2/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
Coeficiente de uniformidad	$\leq$ 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 30
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 m^3/m^2/día.

- Con operación discontinuada, pocos filtros y bajo contenido de color y turbiedad de 240 a 280 m^3/m^2/día.

- Con tasa declinante y por lo menos seis filtros, la tasa promedio podrá ser 200 m^3/m^2/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 m^3/m^2/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
Coeficiente 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

a) 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:

$$N = \mathbf{0.044}\sqrt{Q}$$

Dónde:

N= Número de filtros
Q= Caudal total de filtración (m^3/día)

b) 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:

$$\mathbf{1} \leq \frac{B}{L} = \frac{L}{B} \leq \frac{N+\mathbf{1}}{\mathbf{2}N} \leq \mathbf{3}$$

Dónde:

Dónde:

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:

$$A_t = \frac{Q}{V}$$

Dónde:

A_t= Área total de filtración (m^2)
Q = Caudal de la planta (m^3/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:

  $$Ca = (QxC)/1000$$

  Dónde:

  Ca= Capacidad de diseño de la estación de cloración Kg. Cloro/día

  Q= Caudal de agua, máximo horario m^3 /día

  C= Dosis de cloro a aplicar mg/lt
- 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 diretamente 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/1) 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 0.3-0.5 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 Is = +0.2.
- Suma de las concentraciones en sulfatos y cloruros inferior a la alcalinidad.

El valor del pH de saturación (pHs) 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 (pHs).

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 retro lavado 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 $m^3/(m^2.día)$ y 350 $m^3/(m^2.día)$.
- Tasa de regeneración entre 300 $m^3/(m^2.día)$ y 350 $m^3/(m^2.día)$.
- Dosis de sal regenerante entre 80 kg/m^3 y 320 kg/m^3.

- 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 los módulos espirales 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 31. 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 µm	5 - 10 µm	no es necesario	10 - 25 µm
Costo relativo	bajo	bajo	alto	alto

Dependiendo de los contaminantes presentes se podrá utilizar sistemas de membranas que eliminen elemento que por su tamaño, se pueden clasificar de la siguiente manera:

Microfiltración

Las membranas de microfiltración separan partículas que tienen un tamaño de entre 0,1 mm y 10 mm (baterías, polvo de carbón muy fino, amianto, etc.). Estas membranas pueden ser de nylon, polietileno, polipropileno, etc.

Ultrafiltración

Las membranas de ultrafiltración retienen el paso de partículas con un tamaño de entre 1 nm y 100 nm (0,1 mm), que es el tamaño de los virus, los coloides, las macroproteínas, las endotoxinas, etc. El modo de operación es equivalente al de la microfiltración, el conjunto de membranas se colocan sobre un soporte y una bomba incrementa la presión del líquido para que éste pase a través de la membrana.

Nanofiltración

Mientras que con la microfiltración y la ultrafiltración se separan partículas en suspensión del líquido, mediante la nanofiltración se pueden separar moléculas disueltas en el líquido (azúcares, proteínas, moléculas de colorante, etc.). Las membranas de nanofiltración tienen un valor de corte de entre 0,1 nm y 1 nm, tamaño típico de la mayoría de moléculas que no tienen un peso molecular elevado. Incluso quedan retenidos iones como el Ca2+ y el Mg2+, hecho que hace posible utilizar estas membranas para eliminar la dureza del agua, sin haber de dosificar reactivos químicos.

Ósmosis inversa

La ósmosis inversa es un fenómeno basado en el equilibrio que se establece a ambos lados de una membrana semipermeable que separa dos volúmenes de líquido con diferente concentración salina. El solvente difunde a través de la membrana y la atraviesa, mientras que los iones disueltos no pueden hacerlo. De forma natural, el solvente pasaría de la solución más diluida en sales a la más concentrada, para igualar la presión osmótica (ósmosis). No obstante, si se aplica presión en el lado de la solución más concentrada, el flujo a través de la membrana se invierte y se produce un flujo neto de

solvente que atraviesa la membrana desde la solución más concentrada a la menos concentrada. La presión que se debe aplicar depende de la concentración de sales en la solución concentrada.

En la microfiltración, ultrafiltración y nanofiltración todo el fluido pasa la membrana mientras que los sólidos quedan retenidos en la superficie de la membrana. En el caso de la ósmosis inversa, como a medida que la solución va incrementando su concentración en sales, la presión aplicada también debe ser mayor, el flujo es tangencial en relación a la membrana. De esta manera, parte del solvente atraviesa la membrana y la otra parte arrastra hacia el exterior todas las sales. Así, existe un caudal de alimentación y dos efluentes, el de permeado y el de rechazo, donde se concentran todas las sales disueltas, moléculas y partículas que contenía el alimento.

Se debe prestar especial cuidado en el tratamiento del agua de rechazo de estas unidades debido a que un mal manejo, produce resultados desastrosos en el medio ambiente.

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 30º y 60º para material floculado y entre 15º y 45º para material no floculado. Es recomendable darle a las tolvas una inclinación de 50º a 60º para material floculado y de 40º a 50º 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. El espesador se diseña con cargas hidráulicas superficiales de 18 @ 20 m/d para lodos de alumbre y permite obtener lodo con un 5% de alumbre

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

Si se utilizan, deben tomarse en cuenta las siguientes especificaciones para el diseño:

- Deben hacerse por lo menos 2 unidades en paralelo.
- El tamaño de la laguna debe determinarse de acuerdo con la cantidad de lodos producidos.
- 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 32. 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 33. 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 planimetrico 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 iníciales 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: 15 a 20 años.
- Localidades de 15,000 a 50,000 habitantes: 20 a 25 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

Componentes	Período (Años)
Colectores secundarios y principales	20 a 30
Colectores, interceptores y emisarios	30 a 50
Equipos	
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 iníciales 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 34. 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 **ks** 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 tipo 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 2.00 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 denominadas “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. El sistema de alcantarillado sanitario será preferiblemente por gravedad, aceptando la opción de vacío solo en casos bien sustentados.

- Ámbito de aplicación del alcantarillado por vacío:

El sistema de alcantarillado por vacío se debe aplicar como última opción luego de haber evaluado técnicamente que no es posible la construcción del sistema de alcantarillado convencional (por gravedad o bombeo).

Consecuentemente, luego de descartar técnicamente que no sea posible aplicar un sistema de alcantarillado convencional (por gravedad o bombeo), el sistema de alcantarillado por vacío se debe aplicar, cuando el proyecto se encuentre ubicado en terrenos que presenten, cuando menos, alguna de las siguientes características:

a) Terrenos cuyo nivel freático sea alto, es decir que el nivel del agua se encuentre a una profundidad menor de 1.00 m, respecto del nivel del terreno.
b) Terrenos inundables, en los que la inundación se presenta con una duración mínima de tres (3) meses durante el año.

c) Terrenos rocosos, establecido así luego de realizado el estudio de suelos, y que además abarque un mínimo de 80% de la longitud total donde se instalarán las redes de alcantarillado.

d) Terrenos con pendiente negativa en una gran cantidad de tramos, que no permitan la instalación del alcantarillado por gravedad.

El uso de este sistema debe ser justificado con sustento técnico, económico, social y ambiental.

Los principales parámetros para el diseño del sistema por gravedad se muestran más abajo, requiriéndose que para la opción de vacío el sometimiento de los parámetros que no se reflejen en este documento al suplidor del sistema o proponente para aprobación, con la observación de que no se prefieren sensores de nivel con partes móviles en contacto con el agua residual.

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 será utilizada en otros usos no retornables 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 iníciales 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 (Qe)

Deben considerarse los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de techos y patios, Qe. 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 M^3/KM-DIA y para tuberías de hormigón (simple o armado) 50 M^3/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 ($Q_{máx/h}$)

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.

$Q_{máx/h} = F * Q_{med/d}$

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, $Q_{máx/h}$, los aportes por infiltraciones y conexiones erradas.

$Qdis = Q_{máx/h} + Q_{inf} + Q_e$

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 iníciales. 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
Velocidad mínima	= 0.30 m/s

Para las condiciones iníciales 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/m^2 (0,15 Kg/m^2) 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/m^2 (0.12 Kg/m^2).

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 o disminuir la formación de sulfuros depende de la demanda bioquímica de oxígeno. Estos valores se definen en la tabla siguiente:

TABLA 35. 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 el INAPA.

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 diámetros 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 36, Profundidad mínima de colectores [(57)]

Servidumbre	Profundidad a la clave del colector (m)
Vías peatonales o zonas verdes	0.80
Vías vehiculares	1.00

Para casos especiales como localidades con evidentes problemas de drenaje los valores anteriores pueden reducirse haciendo las previsiones 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 37. 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 90º.

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 DRENAJEY 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 del INAPA y del MOPC 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, es 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 guías de periodos de retorno o grado de protección.

TABLA 38. Periodos de retorno o grado de protección [44,57]

Características del área de drenaje	Mínimo (años)	Aceptable (años)	Recomendado (años)
Tramos iníciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha	5	5	5
Tramos iníciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 ha	5	10	10
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha	5	5	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha	5	10	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 incremente. Los valores de la tabla siguiente corresponden a factores de reducción para convertir la intensidad puntual en intensidad media espacial.

TABLA 39. 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 40. 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, Te

Existen varias fórmulas para estimar el tiempo de entrada. El diseñado 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 Kirpich recomendada para el sistema de drenaje de carretas por MOPC (se puede considerar adecuado hacer uso de la mayor cantidad de ecuaciones empíricas para calcular el tiempo de concentración de pequeñas cuencas, de tal forma que se reduzca la incertidumbre asociada, siendo posible eliminar aquellas ecuaciones que se encuentran por fuera del rango medio).

3.2.7.2. Tiempo de recorrido, Tt El tiempo de recorrido en un colector se puede calcular como:

$$Tt = \frac{Lc}{60\text{-}V}$$

Dado que Tt 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 Tt.
3. Calcular Te.
4. Obtener Tc.
5. Obtener i para este valor de Tc y el periodo de retorno adoptado.
6. Estimar Q con el método racional.
7. Con este valor de Q, estimar Tt real; si el valor de Tt 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 iníciales 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 iníciales 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/m^2 (0,3 Kg/m^2) para el caudal de diseño, y mayor o igual a 1.5 N/m^2 (0.15 Kg/m^2) 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 variaran, 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 DE BOMBEO AGUAS RESIDUALES

4.1. 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 u a otro 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.

4.2. Determinación de la ubicación

La determinación de la ubicación de la estación de bombeo es de suma importancia, tanto en áreas no desarrolladas, ya que ello determinará en muchos casos el desarrollo completo del área, como en áreas desarrolladas donde pudieran producirse quejas por algún mal manejo. La parte estética o arquitectónica también, debe ser considerada en la selección del sitio de tal forma que no afecte adversamente el área vecina así como la reducción o eliminación de malos olores. 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.
- Efectos ambientales y/o sociales

4.3. Diseño hidráulico del cárcamo (pozo de bombeo).

El pozo de bombeo 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 de mínimo 10 minutos, considerando el caudal máximo, y en función de los niveles de funcionamiento de las bombas, también para el caudal medio. 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 50 minutos para el menor de los caudales y también considerando los niveles de funcionamiento mencionados.

4.4. Profundidad del pozo de bombeo

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 afluente.
- Distancia entre niveles máximos y mínimos (típicamente podría ser del orden de 1.0 m a 2.0 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 0.50 m).
- 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 (dato a obtener del fabricante de la bomba).

4.5. Volumen del pozo de bombeo

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 bombeo.
- Para estaciones de bombeo que no sean de gran dimensión, el ciclo de operación de una bomba puede estar de 5 a 30 minutos.

Se justificarán los cálculos del dimensionamiento del pozo de bombeo, estableciendo los volúmenes del pozo necesarios y las dimensiones mínimas. El volumen total del pozo de bombeo es la suma del volumen útil y del volumen muerto condicionado por el nivel mínimo de parada de las bombas. El volumen útil es el volumen comprendido entre el nivel máximo de arranque de las bombas (justo debajo del tubo de entrada) y el mínimo de parada (generalmente en el tope de la carcasa de la bomba).

El cálculo del volumen útil necesario, puede hacerse de forma conservadora bajo la hipótesis de arranque y paro sucesivo de las bombas, suponiendo además que el caudal bombeado sea constante e igual para todas las bombas que integran la estación e independiente de la altura manométrica.

El volumen útil del pozo de bombeo se calculara por medio de la expresión siguiente, suponiendo el caudal bombeado constante e igual para todas las bombas:

$$V = (n - n_R) \cdot \frac{3.600 \cdot Qb}{N_A}$$

Donde:
V = volumen mínimo del depósito de bombeo (m^3). *n* = número de bombas instaladas. *nr* = número de bombas en reserva.
Qb = caudal unitario de cada bomba (m^3/s).
Na = número de arranques por hora, que se determina en función de la potencia nominal de los motores, según la siguiente tabla:

Potencia (Kw)	N° arranques/hora
0.5-7.5	10
7.5-11	8
11-37	6
37-110	6
>110	5

En la medida de la posible, el pozo se dimensionará de tal modo que se minimice la turbulencia y el arrastre de aire. Se hará de tal manera que el periodo máximo de retención de las aguas residuales en el pozo no supere los 50 minutos.

4.6. 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 de limpieza manual, limpieza mecánicas y dilaceradores. Se utilizara preferiblemente la primera por consideraciones de costos y mantenimiento,

previendo la segunda para instalaciones de envergadura y la última, cuando sea requerido, para ubicarla en la planta de tratamiento.

La reja es dispositivo formado por un conjunto de barras paralelas, cuya separación dependerá si es de limpieza manual o mecánica, 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. El diseño de un sistema de rejas pude encontrarse en el capítulo de pretratamiento de las aguas residuales, pero se recomienda para las estaciones de bomba normalizar la separación a 0.05 m (2 pulgadas) para rejillas de operación manual.

Adicional a la reja podrán utilizarse una cesta de desbaste con dimensiones o separación similar o menor a la de la reja. La cesta estará guiada por cables de acero inoxidable e instalado sobre un riel para ser ubicada en el eje de la canalización de llegada de las aguas residuales. Se recomienda que las barras también sean en acero inoxidable.

4.7. Capacidad de las Bombas

Los caudales de bombeo deben estar basados en los caudales de diseño iníciales, 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 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.

4.8. 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 afluente.
- 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.

Niveles de funcionamiento

- El nivel de las aguas residuales en el pozo debe permanecer siempre por encima del nivel del cuerpo de la bomba. No obstante, ese nivel debe siempre asegurar un NPSH (Altura Neta) disponible superior al NPSH requerido por el constructor de la bomba.
- La distancia vertical mínima entre dos arranques o dos paradas consecutivas de bombas deberá ser, por lo menos, igual a 100mm. En el caso del proyecto y para mayor seguridad, se fijará ese parámetro en 150mm.
- Altura de seguridad en el pozo. Se trata del nivel necesario para evitar todo accionamiento del colector de llegada de aguas residuales. La altura de seguridad será de 150mm En estas condiciones, el nivel más elevado de arranque de la bomba en el pozo será de 0,15m por debajo de la invertida de la canalización de llegada.
- Niveles de alarma. Están previstos dos niveles de alarma para las aguas en el pozo: un nivel máximo que corresponde al nivel de arranque de la última bomba aumentada en 0,15m y un nivel mínimo equivalente al nivel de parada de la primera bomba menos 0,15m. Al alcanzar esos niveles, se enviará una señal al centro de control.
- Todas las estaciones de bombeo estarán concebidas de manera que pueda retirarse una de las bombas manteniendo las otras en funcionamiento para no interrumpir el bombeo de aguas residuales.
- Geometría del pozo
- Forma del pozo para la instalación de las bombas Las estaciones con una capacidad inferior o igual a 75 l/s tendrán un pozo de tipo circular. Para los flujos superiores, el pozo será de forma rectangular

- Con el fin de limitar los depósitos de sedimentos sólidos en el fondo del pozo, se dispondrá una pendiente mínima de «1» vertical sobre «1» o «2» horizontal.

Bombas

Dimensionamiento

Para la elección de las bombas más adecuadas se considerarán como datos de partida el caudal punta en el año 2023, la altura geométrica y manomètrica de bombeo (curva resistente del sistema), el número de bombas a disponer y el número de arranques-paradas de las bombas.

La selección se realizará tomando en cuenta los condicionantes hidráulicos y económicos y de minimización de ruidos, vibraciones, olores, etc., adaptándose a las distintas alternativas comerciales existentes. Las bombas serán seleccionadas tomando en consideración un posible cambio de los caudales o de las cargas hidráulicas, incluso en el caso de un cambio de las características de las canalizaciones debido a su envejecimiento o a su deterioración.

Se analizará el punto de funcionamiento de las bombas en cada caso y se estudiarán los transitorios y golpe de ariete estableciendo los dispositivos anti-ariete que sean necesarios.

Número de unidades y capacidad de las bombas: La estación de bombeo que se debe prever deberá asegurar la evacuación del flujo máximo definido, con la disponibilidad permanente de una bomba de repuesto. El número mínimo de bombas en la estación será de 2 (una en funcionamiento más una en espera). Por razones prácticas de mantenimiento, el número máximo de bombas en una estación será de 5. Las bombas instaladas en la estación serán idénticas.

El número de bombas será elegido para obtener el rendimiento requerido, con un número mínimo de bombas. Al inicio del funcionamiento del sistema de alcantarillados o sea el caudal punto a 10 años, se puede elegir solo 2 o 3 bombas con un funcionamiento alterno. Se dejara 1 o 2 espacios en espera, de manera a poder adaptarse al caudal del año 2033, con 1 o 2 bombas adicionales. El diseño del pozo de bombeo considerara el funcionamiento presentido para el año 2033.

Tipo de bombas a utilizar

Se dará preferencia a las bombas de tipo sumergible para simplificar al máximo el funcionamiento y la explotación de las instalaciones (extracción de las bombas facilitado, menos válvulas), permitiendo además reducir las obras de infraestructura.

La fijación de las características de las instalaciones y la elección de sus dimensiones tomarán en consideración la necesidad de estandarización, para asegurar la optimización y facilitar posteriormente la tarea del operador. Dicha estandarización también cubrirá la estructura de las obras y los equipos que se deben prever (bombas, conductos, rejillas, y otros).

- Las bombas que se utilizarán serán del tipo centrífugo de flujo radial o mixto. El caudal de las bombas tipo radial será aplicado para todo tipo de caudal y carga, mientras que el caudal de las bombas tipo mixto podrá utilizarse en el marco de un caudal limitado a 150 l/s y una carga manométrica comprendida entre 7,5 y 15m.
- En general, las bombas serán de velocidad fija, a menos que una limitación específica obligue a la utilización de bombas de velocidad variable o sea sustentada.
- Deberá existir por lo menos una bomba en reserva (para estaciones grandes deberán ser más de una). El arranque de las bombas será determinado de manera a alternar las bombas, utilizando siempre los equipos en reserva.
- Rendimiento o eficiencia de las bombas las bombas, con las diversas instalaciones, serán elegidas de modo tal que se asegure un rendimiento óptimo para los flujos previstos. El rendimiento hidráulico será al menos del 80%, mientras que, el rendimiento global previsto será superior o igual a 70% considerando el rendimiento eléctrico de la instalación Sin embargo, y como medida de seguridad, para calcular la potencia del motor de la bomba se utilizará un rendimiento global de 65%.
- Velocidad de las bombas: La velocidad de las bombas seleccionadas no deberá superar las 1500 revoluciones/minuto. La limitación de la velocidad de las bombas es una medida esencial para aumentar la duración del ciclo de vida de la máquina.
- Los motores eléctricos que se deben elegir para la bomba sumergible serán de tipo asincrónico de tres fases, con un voltaje de baja tensión 220/380v y una frecuencia de 60 Hz, protegidos por un sonda de temperatura a definir según la potencia (PT100, PTC, TSH...). Los cables eléctricos no sumergidos del motor deben resistir una temperatura de 60° C, mientras

que la temperatura máxima prevista para las aguas residuales que pasan por la estación debe permanecer dentro del límite de los 40° C.

- Lucha contra la corrosión: Todas las partes de las bombas en contacto con las aguas residuales estarán constituidas de materiales resistentes al efecto corrosivo de ese medio durante el ciclo de vida del equipo. Todos los otros equipos previstos en el pozo y que se encuentren en contacto con las aguas también estarán constituidos de materiales resistentes al efecto corrosivo de las aguas residuales.

4.9 Equipos mecánicos de las estaciones de bombeo

4.9.1 Válvulas

La válvula de retención; Sistemáticamente, se instalará una válvula de retención o anti retorno a la salida de cada una de las bombas de las estaciones de bombeo. La válvula compuerta; está asociada directamente a la válvula de retención. Será del tipo compuerta, con el fin de asegurar el paso integral de las aguas residuales cargadas. Cámara de compuertas y pieza de desmontaje; El conjunto retención-compuerta estará equipado de una pieza de desmontaje.

4.9.2 Rebosadero

Salvo en caso excepcionales y previamente aprobados por la institución, no serán permitidos los Rebosaderos o by-pass de la estación de bombeo, que a pesar de la presencia de medios para asegurar un funcionamiento continuo de las bombas, se prevé en caso de situaciones de emergencia, pero que motiva la falta de preocupación operativa.

4.10 Alimentación eléctrica de la estación de bombeo

Todas las estaciones se alimentarán a través de la red de distribución eléctrica de la ciudad. Donde sea posible, y por razones de seguridad, se utilizarán dos fuentes de electricidad.

Continuidad de funcionamiento:

- En caso de corte de la corriente eléctrica, se asegurará la continuidad de funcionamiento de las bombas mediante la instalación de un grupo

electrógeno previsto en cada una de las estaciones, sin excepción (autonomía 24 horas).

Grupo electrógeno de emergencia:

- ❖ La utilización de un grupo electrógeno para la producción necesaria de energía para asegurar el funcionamiento de la estación en caso de corte de la alimentación eléctrica pública, es un principio de seguridad que se debe garantizar en cada una de las estaciones de bombeo.
- ❖ Un inversor de funcionamiento “normal-emergencia" conectará la instalación eléctrica al grupo electrógeno durante la interrupción de la alimentación de energía eléctrica de la red pública. El inversor volverá a conectar la alimentación de la estación a la red pública cuando esta esté de nuevo en servicio.
- ❖ El grupo electrógeno estará ubicado en un local cerrado. Se instalará un depósito de combustible con una capacidad tal que asegure el funcionamiento permanente de la estación durante un mínimo de 24 horas. El volumen del depósito se calculará sobre la base de un consumo normal de combustible del orden de los 0,3 L/kWh.
- ❖ El grupo electrógeno será dimensionado de modo que permita proveer energía para poder asegurar la capacidad enérgica de la totalidad de la estación.

Funcionamiento y control:

El nivel de agua dentro del pozo deberá controlar el funcionamiento de las bombas. Esto se asegurará por medio de un sensor o regulador de nivel. El nivel de las alarmas (nivel máximo y nivel mínimo) contará con el mismo mecanismo regulador. Una alarma suplementaria indicará un fallo de parada de la bomba.

Todas las estaciones de bombeo estarán equipadas para la transmisión de una señal de alarma y del estado de su funcionamiento hacia un centro de control.

El control del funcionamiento de las bombas comprenderá, entre otros aspectos:

- ✓ El arranque y la parada secuencial de las bombas en función del nivel de agua alcanzado dentro del pozo.

- ✓ El funcionamiento alterno de las bombas en paralelo en función del horometro (a cada arranque, se usará la bomba en espera, de tiempo de funcionamiento menor).
- ✓ El aislamiento después de la parada de la bomba que falló y el arranque de la bomba en espera prevista dentro del pozo. Esta acción será acompañada por la emisión de una señal luminosa en el Centro de Control.

No obstante, siempre será posible que el operador proceda manualmente al arranque y a la parada de las bombas, así como a la selección de la bomba que pondrá en funcionamiento o que reservará como bomba de emergencia.

Todos los equipos eléctricos de control en la estación serán ubicados adentro y por encima del nivel más alto de las aguas.

Armario eléctrico de comando:

La puerta del armario eléctrico estará equipada de, un cuadro sinóptico con diodos luminiscentes que indicarán el estado de funcionamiento de la instalación. El cuadro sinóptico estará protegido por una cubierta transparente hermética y con precinto de seguridad.

El interior del armario eléctrico comprenderá, como mínimo:

- ✓ Los disyuntores de calibre regulable.
- ✓ Los interruptores de potencia.
- ✓ La terminal de conexión de los auxiliares de comando.
- ✓ La barreta de tierra con multitomas.
- ✓ El circuito impreso.

4.11 Control de los olores

- ❖ Definición de la producción de sulfuros

La cinética de formación de sulfuros, en las tuberías de presión de aguas residuales podrá ser calculada con la fórmula de POMEROY (u otra similar correctamente sustentada);

$$dS = 0{,}001x\left[DBO_5\right]x1{,}07^{(T-20)}x\left(\frac{4}{D}+1{,}48\right)$$

Donde:

- dS = tipo de formación de los sulfuros, en mg/l/h
- [DB05]: concentración en mg/l
- T = temperatura en^{0} C
- D = diámetro interior de la tubería en metros

La concentración de sulfuros en las aguas residuales, a la salida en de las tuberías de bombeo, será calculada tomando en cuenta el tiempo de residencia en la tubería con la base del caudal medio horario.

La concentración máxima autorizada será de 1mg/l.
Si la concentración de sulfuros calculada sobrepasa 1 mg/l, se preverá un equipo de tratamiento por inyección de químico ($FeCI_3$, $Ca(N0_3)_2$).

- ❖ Dispositivos de protección

Los pozos de bombeo, así como las cámaras de desbaste, estarán equipados con un respiradero de 150 mm de diámetro como mínimo.

Se debe asegurar una ventilación mecánica para las estaciones cuyo flujo sea superior o igual a 180 l/s. Para flujos de aguas residuales superiores a 250 l/s, el aire liberado de las instalaciones será tratado. Se asegurará un cambio de aire cómo mínimo 12 veces/hora del volumen del pozo o del volumen de la cámara que se debe ventilar. En el caso de la aireación mecánica, la frecuencia de cambio del aire en el espacio a airear deberá ser de 30 veces/hora durante las visitas.

Los gases emitidos por las instalaciones de grandes dimensiones se dirigirán hacia una unidad de tratamiento antes de ser liberados salvo aprobación por parte de la institución luego de las evaluaciones correspondientes.

De manera a reducir la formación de sulfuros se podrá prever ventilaciones de la red en los registros (orificios en las tapas).

CAPITULO V
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO CONDOMINIAL

5.1. Conceptos Básicos

La búsqueda de alternativas de menor costo y de mayor efectividad ha llevado al desarrollo de diversas tecnologías apropiadas para resolver los problemas de saneamiento. Tal es el caso del Sistema de Alcantarillado Sanitario Condominial.

Una de las grandes ventajas de este sistema es que garantiza un índice de conectividad de los usuarios al sistema, cercano al 100%, situación inusual cuando se instalan solamente redes de alcantarillado convencional. Otra ventaja radica en que impulsa la implementación conjunta de la red colectora y de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, evitando el deterioro de los cuerpos receptores y consecuentemente del medio ambiente.

El modelo de Alcantarillado Sanitario Condominial promueve cambios en el trazado de redes, el diámetro y la profundidad, resultando en ahorros considerables con relación al Sistema de Alcantarillado Sanitario Convencional que permiten reducir los costos de inversión, operación y mantenimiento en esa infraestructura. Los recursos para la inversión de Sistemas de Alcantarillado Sanitario Condominiales representan entre el 30% y 60% del valor requerido para la construcción de los Sistemas de Alcantarillado Sanitario Convencionales.

Por otro lado, incluye un componente social en su implementación, haciendo a los usuarios partícipes desde la concepción de la infraestructura, su construcción, y mantenimiento, siendo el nivel de participación definido por el mismo poblador.

El Sistema de Alcantarillado Sanitario Condominial es una alternativa que se puede adoptar para disminuir el déficit de cobertura y consecuentemente, mejorar las condiciones de salud de las poblaciones menos favorecidas (proceso participativo de implementación).

El Sistema de Alcantarillado Sanitario Condominial está destinado a recolectar y transportar Aguas Residuales utilizando la concepción de microsistemas y teniendo el “condominio” (manzana o bloque) como unidad básica de atención, donde el sistema colector está compuesto de una red pública concebida para captar aguas residuales de los ramales condominiales en el punto más bajo de cada manzana.

5.2. Elementos del sistema

5.2.1. El condominio:

Unidad de intervención técnica y social. Conjunto de viviendas que definen <<una unidad>> y cuyas aguas residuales deben ser recogidas por un mismo ramal que conecte a los diferentes lotes. La recogida en cada condominio se realiza a través del denominado ramal condominial. El ramal condominial puede considerarse como una conexión del condominio al sistema público.

5.2.2. Microsistemas:

La concepción del microsistema está relacionado con el fraccionamiento del sistema para la recolección de las aguas residuales en pequeños subsistemas de recolección y tratamiento de aguas residuales. La constitución del sistema general a partir de microsistemas independientes permite atender de formar gradual y progresiva al municipio.

Un microsistema debe tener las siguientes características:

- Pertenece a la misma cuenca de drenaje;
- Cuenta con un sistema de recogida independiente
- Proporciona un tratamiento localizado;
- Pertenece a la misma fase de implantación;
- Debe estar relacionado con la tasa de ocupación de la zona;
- Si es relevante, debe considerar el tipo de ocupación.

5.2.3. Sistema Ciudad:

Constituido físicamente por el conjunto de microsistemas que forman la ciudad, o localidad, y en el ámbito político-institucional por los elementos de decisión política y de gestión y regulación de la prestación de los servicios de alcantarillado sanitario a nivel municipal.

5.3. Componentes del sistema

El sistema condominial se caracteriza por la combinación de un componente técnico a un componente social.

5.3.1. Componente Técnico:

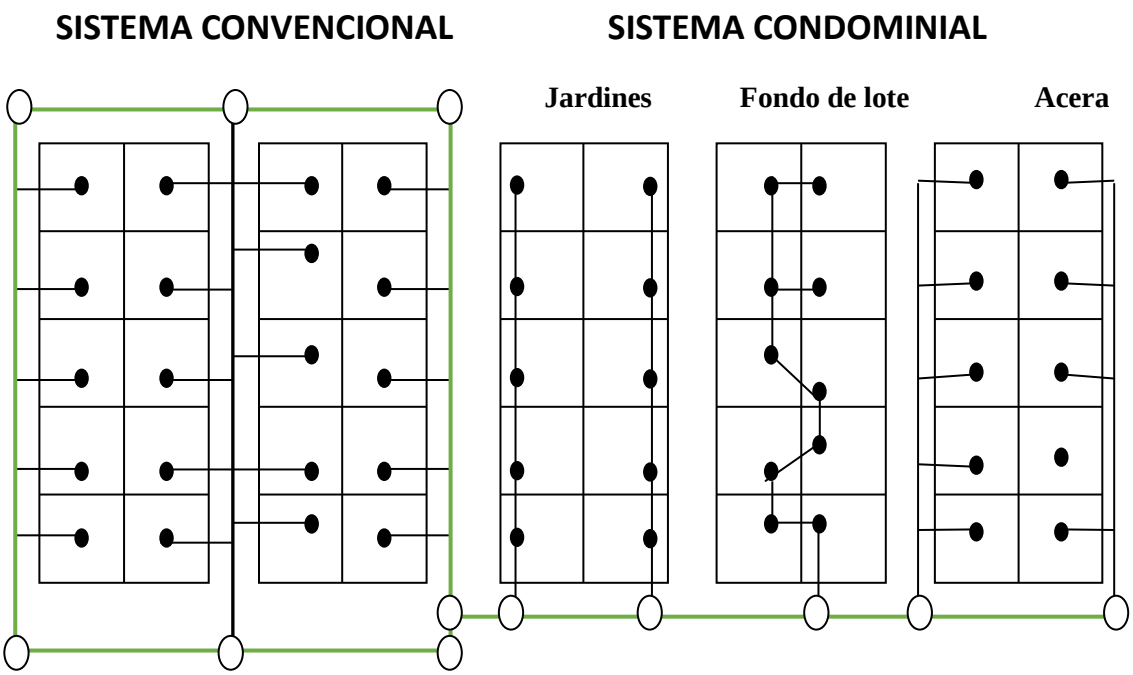
Técnicamente no hay diferencias en cuanto a los criterios y el dimensionamiento entre el sistema condominial y el convencional. Sin embargo, el diseño del sistema condominial, considera un conjunto de casas como una unidad de atención, ofrece un trazado más racional y económico. Las redes colectoras de aguas residuales del sistema condominial se dividen en red pública y ramales condominiales.

5.3.1.1. R**ed Pública:**

Dado que cada condominio tiene su propia red (el ramal condominial), la red pública es parte colectiva del sistema de recogida. Esta red no pasa por todas las calles para recibir conexiones, como en la red convencional, sino que basta con que pase cerca de los condominios, cruzando siempre, por la parte más baja de los mismos, es decir por el punto de concentración del desagüe natural de las aguas, para ofrecer las mejores condiciones de conexión al ramal condominial.

Esta red debe tener las siguientes características:

- Ofrecer por lo menos un punto de recogida por condominio
- Apenas roza el condominio, pasando por su parte más baja
- El trazado debe aprovechar el desagüe natural; del terreno
- Debe estar ubicado, siempre que sea posible, en áreas protegidas
- Debe tener una profundidad mínima, con el fin de atender a los ramales condominiales y tener el recubrimiento deseado
- La definición del emplazamiento de los colectores debe buscar la desconcentración de caudales, a fin de obtener diámetros más pequeños
- Utilización de elementos simplificados de inspección.
- Longitud máxima equivalente a un tercio de todo el sistema de recolección (red + ramal).



5.3.1.2. Ramal Condominial

Parte privada del sistema; cada condominio debe poseer el suyo. Su función es recoger y transportar las aguas residuales del condominio hasta un punto de la red pública.

El ramal es la parte más flexible del sistema, debe estar ubicado dentro del condominio, en un lugar que facilite la conexión de las instalaciones internas de los lotes.

La definición del tipo de ramal se deberá decidir en el condominio, que en una reunión comunitaria opta entre las alternativas técnicamente viables para la cuadra y elige la que prefiere.

Esta red debe tener las siguientes características:

- Atiende exclusivamente a un condominio;
- Cada condominio tiene, como mínimo, un ramal.
- El condominio es quien decide qué tipo de ramal será implantado;
- Tiene un trazado muy flexible;

- Se sitúa en la zona más favorable para las interconexiones de las instalaciones internas de los lotes.
- Tiene un punto de conexión para cada lote;
- Tiene la profundidad mínima para atender a las instalaciones del lota;
- Utiliza un diámetro mínimo de 100 mm;
- Se ubica siempre en áreas protegidas y con menos obstáculos;
- Tiene elementos de inspección simplificados;
- Cuenta con un ancho de zanja de unos 50 cm; regularmente.
- Su construcción es muy sencilla, generalmente manual, evitando dañar las instalaciones existentes en los lotes y las aceras.

5.3.2. Componente Social:

La participación comunitaria debe ser la base del sistema condominial. A través de dicha participación se materializan las propuestas formuladas por el nuevo modelo, las ideas y soluciones que conduzcan a la cobertura total. Su objetivo es promover la participación en el proceso de implementación del sistema y en su futura operación.

La movilización comunitaria se dará mediante un conjunto de acciones coordinadas en que el principal instrumento será la reunión de condominio, que se llevara a cabo en el seno de cada condómino, con el fin de promover su organización y tomar las decisiones de forma colectiva. La reunión de condominio será el momento de la participación, la negoción, la toma de decisión y promoción de la organización comunitaria.

5.4. Criterios técnicos para el diseño:

5.4.1. Colectores:

El dimensionamiento hidráulico de la red pública se llevara a cabo mediante los métodos aplicados a las redes convencionales, no así los criterios y parámetros generales.

Los colectores deben actuar como conductos libres, admitiendo que hay régimen constante y uniforme de desagüe. La tubería debe ser diseñada para funcionar con su sección parcialmente llena, nunca al completo. El caudal y la velocidad media se consideran constantes a lo largo del tramo.

• Caudal mínimo	Qmin = 1.50 lps
• Coeficientes:	C – coeficiente de retorno – 0.80 K1 – coeficiente de caudal máximo diario – 1.20 K2 – coeficiente de caudal máximo horario – 1.50
• Diámetros mínimos	Red pública; D_{min} = 150 mm Ramales condominiales; D_{min} = 100 mm
• Tensión tractiva • Infiltración superficial	τ – 1,0 Pa Qi = 0.05 a 1.00 lps/km (recommendable = 0.21)
• Lámina máxima:	50 % para tubos = 100 mm; 75 % para tubos ≥ 150 mm;
• Pendiente mínima:	Red pública: $S_{min} = 0{,}0055 \times Q_i^{-0,47}$ ó S_{min} = 0,0045 m/m para Qmin=1,5 l/s; Ramal condominial - S_{min} =0,005 m/m
• Pendiente máxima	La pendiente máxima admisible será aquella para la que se tenga una V = 5 m/s, para la red pública
• Velocidad	Chézi V = C $(R_h.S)^{1/2}$

5.4.2. Recubrimiento y profundidad mínima:

Tipo de Red	Profundidad mínima
• Ramal condominial de Acera	0.80 m
• Ramal condominial de jardín	0.50 m
• Ramal condominial de fondo de lote	0.50 m
• Red Publica en acera	0.80 m
• Red pública en la calle	1.10 m

5.4.3. Dispositivos de Inspección:

Las principales características de los dispositivos de inspección utilizados son:

Dispositivo de inspección	Profundidad	Material	Utilización
CI* - ϕ0,50 m ó (0.50m x 0.50m)	hasta 0,90 m	Mampostería	Ramal Condominial
CI- ϕ0,60 m ó (0.60m x 0.60m)	0,90 < h ≤ 1,50 m	Mampostería	Ramal Condominial
CI- ϕ0,60 m ó	hasta 1,50 m	Mampostería	Red Pública con diámetro hasta 200 mm, en acera.
CI- ϕ0,60 m ó	hasta 1,50 m	Hormigón armado	Red Pública hasta 200 mm en calle
RI** ϕ 0,80 m o	hasta 2.00 m	Hormigón armado	Red Pública hasta 300 mm
RI - ϕ1,0 m	mayor de 2m	Hormigón armado ó ladrillo	Red Pública con diámetro de red hasta 400 mm
RI - ϕ1,20m	mayor de 2m	Hormigón armado ó ladrillo	Red Pública con diámetro hasta 700 mm
RI construido en sitio		Hormigón armado	Red Pública con diámetro mayor de 700 mm

* CI – Caja de Inspección
**RI – Registro de Inspección
Distancia máxima entre los dispositivos de Inspección:

Ramales Condominiales= 50 m
Red pública < 100 m

Los ramales condominiales se dimensionan de forma simplificada, para atender a un condominio, considerándose un número limitado de 50 casas. La contribución de caudal de esos ramales a la red pública se hace por lo general en puntos concentrados.

TITULO V
SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO I
CARACTERIZACION 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 depuradora 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 = m^3/s y A = área de la sección transversal en m^2.
La fórmula de caudal es:

$Q = 4.20(x\ y^{1/2})\ y$

Dónde:
Q = Caudal (gasto), m^3/s
x = Lado horizontal superior variable del orificio, m
y = Carga sobre el vertedero, m

Para que "Q" sea proporcional a "**y**", xy½ 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:

$Q = K\ (Ha)^n$
En la cual:

Ha = Profundidad en relación con la cresta obtenida en el piezómetro situado a los 2/3 del largo A 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 41. 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 rectangulares y triangulares

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 escota dura en ángulo de 90º. 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 42. 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 43. 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.
e) 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 44. 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, Partículado Amoniacal Soluble Partícula do 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 45. Composición típica de las aguas residuales domésticas (20)

Contaminante	Concentración Débil	Concentración Media	Concentración Fuerte
Solidos totales (ST), mg/l	350	720	1200
Solidos Disueltos totales (SDT), mg/l	250	500	850
Sólidos en suspensión (SS), mg/l	100	220	350
SS Volátiles, mg/l	80	165	275
SS Fijos, mg/l	20	55	75
Solidos Sedimentables, mg/l	5	10	20
DBO5, mg/l	110	220	400
DQO, mg/l	250	500	1000
N-total, mg/l	20	40	85
N-Orgánico	8	15	35
N-NH3, mg/l (Amoniaco libre)	12	25	50
P-Total, mg/l	4	8	15
P-Orgánico, mg/l	1	3	5
Cloruros, mg/l	30	50	100
Sulfato, mg/l	20	30	50
Grasas, mg/l	50	100	150
Coliformes totales, n^{o}/100 ml	10^{6}-10^{7}	10^{7}-10^{8}	10^{7}-10^{9}

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 46. 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:

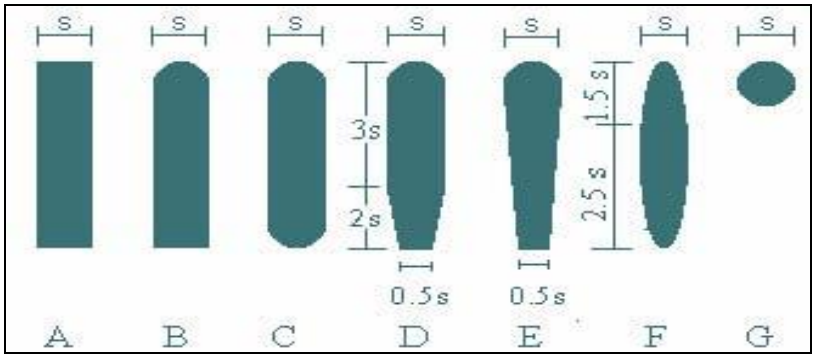
$K = \beta * (S/b)^{4/3} * Sen\alpha$

Dónde:
α, es el ángulo de inclinación medido con respecto a la horizontal
□□ debe obtenerse de la tabla siguiente, en conjunto con el grafico de las diferentes formas de rejillas.

TABLA 47. Coeficiente 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 perdidas 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/m^2.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.
- Para la selección del tamiz, el proyectista deberá indagar sobre las especificaciones concretas de los equipos que mejor se adapten a sus necesidades. Los parámetros básicos a conocer son: Caudal, dimensiones constructivas del equipo, tuberías de entrada y salida, abertura del tamiz, perdida de carga y cantidad de materias retenidas.

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 sumergencia 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 de 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 48. 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	1 : 1 - 5 : 1	1 : 1 - 5 : 1	

Ancho : Profundidad			
Diámetro (m)			
Cámara superior			1 - 7
Cámara inferior			1 - 2

TABLA 49. Información típica para el diseño de desarenadores de flujo horizontal [20]

Parámetro	Valores
Caudal de Diseño	Caudal Punta
Carga superficial	36 – 75 $m^3/m^2.h$
Tiempo de Retención Hidráulico	45 – 90 segundos
Velocidad Horizontal	0.20 – 0.40 m/s

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 100 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. Para que 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 grasas [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 entre190 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 preaireacion 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	NH3-N	Patógenos
Rejillas	Desp[1].	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	65-80	60-80	60-85	8-12	15-	8-15	

Unidades de tratamiento	Eficiencia en la remoción de constituyentes, porcentaje						
	DBO	**DQO**	**SS**	**P**	**N Org**	**NH3 -N**	**Patógenos**
Alta tasa, roca Supertasa, plástico	65-85	65-85	65-85	8-12	50 15-50	8-15	Desp.
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 Lagunas facultativas Lagunas de maduración	50-70 80-95 80-90 60-80	- - - -	20-60 85-95 63-75 85-95	- - 30 -	- - - -	- - - -	90-99.99 90-99.99 90-99.99 90-99.99
Ultravioleta	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	100

[1]Despreciable

3.3. Objetivos del tratamiento de las aguas residuales:

En la concepción, planeamiento y diseño del sistema de tratamiento deben considerarse objetivos diferentes, teniendo en cuenta la disponibilidad de recursos económicos y técnicos, así como los criterios establecidos para descarga de efluentes o eficiencias mínimas e impactos ambientales relacionados a la descarga.

En los sistemas de tratamiento se pueden considerar, como objetivos principales del tratamiento los siguientes parámetros:

- Remoción de materia orgánica (DBO y DQO).
- Remoción de Sólidos.
- Remoción de Patógenos.
- Remoción de Nutrientes (Nitrógeno y fosforo).

Eventualmente:

- Remoción de sustancias orgánicas refractarias como los detergentes, fenoles y pesticidas.
- Remoción de trazas de metales pesados.
- Remoción de sustancias inorgánicas disueltas.

La complejidad del sistema de tratamiento es por lo tanto, función de los objetivos propuestos.

Otro objetivo importante es tratar y acondicionar los lodos producidos en los procesos de depuración del agua, a fin de conseguir un producto que cumpla con la legislación vigente y con las condiciones exigidas dependiendo el tipo de uso final de éstos (vertedero, uso agrícola, compostaje, etc.). Por lo tanto todo diseño debe establecer un programa o guía donde se establezca el modo, frecuencia, tratamiento y manejo de los lodos.

3.4. Calidad de las aguas residuales requerida:

El tratamiento debe tener relación directa a las cargas contaminantes que es capaz de aceptar la fuente receptora. En caso de no contar con los estudios necesarios, el diseño del sistema de tratamiento debe efectuarse según los requerimientos de calidad del efluente establecidos por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MIMARENA), en la Norma Ambiental sobre el Control de Descargas a Aguas Superficiales, Alcantarillado Sanitario, Aguas Costeras y además Subsuelo, esto según el origen de las aguas residuales.

Nota: Ver Valores Máximos Permitidos por la Norma Vigente.

3.5. Procesos y/o operaciones unitarias involucradas en los Sistemas de Depuración de Aguas Residuales:

- Línea de Agua:

Dentro de la línea de agua se distinguen las siguientes etapas de tratamientos:

- Pretratamiento,
- Tratamiento Primario,
- Tratamiento Secundario y
- Tratamiento Terciario.

Los Procesos más importantes en cada etapa se recogen en la siguiente tabla:

TABLA 55.Procesos y/o operaciones unitarias involucradas en los Sistemas de Depuración de Aguas Residuales

PRETRATAMIENTOS	**Desbaste**			
	Desarenado y Desengrasado			
	Homogenización y Regulación de Caudales			
	Pre-aireación			
TRATAMIENTOS PRIMARIOS	Decantación Primaria			
	Flotación			
	Tratamiento Fisicoquímicos			
	Decantadores-Digestores (Tanques Sépticos, Imhoff, etc.)			
TRATAMIENTO SECUNDARIOS O BIOLOGICOS	Lodos Activados	Alta Carga		
		Media Carga (Convencional)		
		Aireación Prolongada		
		Contacto-Estabilización		
		Doble Etapa		
		Sistemas Secuenciales		
		Zanja o Carrusel de Oxidación		
	Procesos de Película Fija	Filtros Percoladores		
		Biodiscos		
		Biofiltros Aireados		
		Lechos Aireados Sumergidos		
		Sistemas de Biomasa Fija Sobre Lecho Móvil		
	Proceso Extensivos	Lagunaje	Lagunas Anaerobias	
			Lagunas Facultativas	
			Lagunas Aireadas	
			Lagunas Aerobias	
		Humedales Artificiales		
		Macrófitas en Flotación		
		Filtros Verdes		
		Lechos de Turba		
		Tratamiento sobre el suelo		
	Procesos Anaerobios	Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (UASB-RAFA)		
		Filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA)		
		Reactor Anaerobio a Pistón (RAP)		
TRATAMIENTOS SECUNDARIOS MAS RIGUROSO	Tratamientos con eliminación de Nutrientes (Nitrógeno y/o Fosforo)			
TRATAMIENTOS TERCIARIOS	Reducción de DBO5 y	Tratamiento Fisicoquímico		
		Filtración		

	Afino del efluente	Micro filtración
		Ultrafiltración
		Laguna de Maduración o Pulimento
	Desinfección	Cloro Gas
		Hipoclorito Sódico
		Ozono
		Rayos Ultravioletas
		Dióxido de Cloro

En el **Pretratamiento**, se eliminan las materias gruesas, que debido a su naturaleza o tamaño pueden originar problemas en los tratamientos posteriores.

El **Tratamiento Primario** se destina fundamentalmente a la eliminación de sólidos en suspensión y parte de la materia orgánica contenida en estos.

En el **Tratamiento Secundario** se elimina gran parte de la contaminación de índole orgánica.

Los **Tratamientos Secundarios más Rigorosos o Avanzados**, reducen además de la materia orgánica carbonada, los nutrientes (el nitrógeno y/o fosforo), utilizándose cuando el efluente se vierte a zonas sensibles (eutrofizadas o susceptibles de eutrofización) o destinadas a usos en los que debe limitarse el nitrógeno o el fosforo.

Los **Tratamientos Terciarios** se utilizaran para dos tipos de fines:

a) Obtener una mejora (“Afino”) del efluente depurado según exigencias del cuerpo receptor y
b) Mejorar el efluente de cara a su posterior reutilización. La finalidad fundamental es reducir los sólidos en suspensión, turbidez, sales y la DBO5.

- Línea de Lodos o Fangos:

Las operaciones y/o procesos de la línea de tratamiento de fangos tendrán los siguientes objetivos:

a) Reducir el contenido de agua y materia orgánica del lodo y
b) Acondicionarlo para su reutilización y evacuación final.

Los principales procesos se recogen en la siguiente tabla:

TABLA 56. Procesos de la línea de tratamiento de fangos

Espesamientos	**Espesamiento por gravedad**	
	Flotación	
	Mesas Espesadores	
Estabilización	Digestión Anaerobia	Mesófita
		Termófila
	Estabilización Aerobia	Mesófita
		Termófila
	Estabilización Química (Cal)	
Acondicionamiento	Químico	
	Térmico	
	Ultrasonidos	
Deshidratación	Centrifugas	
	Filtros Banda	
	Filtros Presa	
	Eras de Secado	
	Secado solar	
Secado	Secado Térmico	
Tratamientos Termoquímicos	Incineración (combustión completa)	
	Gasificación	
	Oxidación húmeda	
	Hidrolisis térmica	
Disposición Final del Fango	Vertedero	
	Uso Agrícola	
	Compostaje	

El **espesamiento** consigue un incremento de la concentración de los lodos por eliminación del agua, reduciendo así el volumen de los mismos y mejorando el rendimiento de los procesos posteriores.

La **estabilización** de lodos consiste en una eliminación o destrucción acelerada y controlada de una parte importante de la materia orgánica.

El **acondicionamiento** es una fase previa preparatoria para una mayor eficiencia de la fase de deshidratado. Mediante el acondicionamiento se rompe la estabilidad coloidal de los sólidos, lodos, por medio de reactivos químicos o por acondicionamiento térmico, lo que permite acelerar las pérdidas de agua y conseguir una más fácil deshidratación.

La **deshidratación** está encaminada a eliminar agua del lodo hasta convertirlo en una masa fácilmente manejable y transportable.

3.6. Tanque séptico

Son tanques generalmente subterráneos, sellados, diseñados y construidos para el saneamiento rural. En estos reactores anaerobios simples las bajas velocidades y los altos tiempos de detención hidráulica, permiten la sedimentación de la materia orgánica de las aguas residuales y la salida de un efluente clarificado. Estos sólidos retenidos sufren un proceso de digestión anaerobia que acaba mineralizando éste residuo, el cual debe ser extraído y 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 alcantarillados 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.

Consideraciones generales:

- Debe ubicarse en terrenos no inundables.
- Prever un tiempo de retención de las aguas residuales, en el tanque séptico, suficiente para la decantación de los sólidos y la acumulación de los lodos y espumas.
- Asegurar la ventilación de los gases.
- Debe estar ubicado en un sitio de fácil acceso para las labores de operación, control y mantenimiento.
- Deben ser depósitos impermeables (sin fugas ni filtraciones).
- Debe preverse la extracción y disposición de lodos.
- Deberán dejarse entradas para acceder e inspeccionar cada compartimiento.

Consideraciones de diseño:

- El caudal de diseño corresponde al caudal medio diario.
- En caso de adoptar dos (2) cámaras trabajando en serie, las divisiones de los compartimientos serán: la primera cámara igual al 66.66% del volumen o 2/3 de la longitud del tanque, asimismo la subsiguiente será el 33.33% del volumen o 1/3 de la longitud.
- Los pasos de un compartimiento a otro deben hacerse mediante orificios o dispositivos ubicados a una altura media (entre 30 y 40% de la profundidad efectiva, medida desde la superficie) para evitar el paso de lodos y flotantes entre cámaras.
- El diseño debe evitar la formación de zonas muertas y de cortocircuitos hidráulicos.
- Deberá dejarse un espacio libre (cámara de aire) entre el nivel superior de natas y superficie inferior de la losa de cubierta mayor a 0.30 m.
- El dimensionamiento interno del tanque séptico estará sujeto al criterio de cada diseñador, no obstante se recomienda que: La profundidad no sea superior a la longitud total del tanque y para un tanque de ancho W, la longitud del primer compartimiento debe situarse en el orden 2W y la del segundo W.

TABLA 57. 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

Cuando va asociado a un tratamiento secundario posterior y para poblaciones mayores a 100 habitantes, el tiempo de retención podrá reducirse pero nunca menos de 12 horas.

TABLA 58. 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

3.7. 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 59. 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**	32.40-47.72	
• **A caudal máximo**	81.60-122.16	101.76
3-Carga sobre el vertedero, $m^3/m/d$	123.84-494.40	247.68
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**	24.48-32.40	
• **A caudal máximo**	48.72-69.60	60.96
3-Carga sobre el vertedero, $m^3/m/d$	123.84-494.40	247.68
Parámetro	**Intervalo**	**Típico**
Dimensiones		
Rectangular:		
• **Longitud, m**	15 - 90	25 – 40
• **Anchura, m**	3 -25	5 - 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 biomasas 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 60. 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 oxigeno	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 Efluente secundario Efluente nitrificado	16-32 16-24	40-48 32-40

TABLA 61.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	123-172	245

lodos activados con oxigeno		
Sedimentación siguiendo un proceso de aireación extendida	25 -123	168
Sedimentación seguida por filtros percoladores	72-123	192
Sedimentación seguida por biodiscos Efluente secundario Efluente nitrificado	100 - 144 72 - 123	245 192

TABLA 62. 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 oxigeno	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 Efluente secundario Efluente nitrificado	3.0-3.6

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 dependerá 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 influencian 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:

$$V_r = \frac{\theta_c Q Y(S_o - S)}{X(1 + k_d \theta_c)}$$

Dónde:

Vr = 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
So = 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:

$$\frac{F}{M} = \frac{S_o}{\theta X}$$

Dónde:

F/M = alimento/microorganismos, d^{-1}
θ= Vr/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
Vr = volumen del tanque de aireación, m^3

TABLA 63. Parámetros empíricos de diseño para el proceso de lodos activados [20]

Tipo de Proceso	Carga orgánica kgDBO5/ KgSSVLM/ d (F/M)	Carga Volumétrica KgDBO5/m³/ 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	1500 - 5000	No aplica

TABLA 64. 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 65. Coeficientes cinéticos para procesos de lodos activados en aguas residuales domésticas [20]

Valores a 20 ºC			
Coeficiente	**Unidades**	**Rango**	**Típico**
K	d^{-1}	2 – 10	5
Ks	mg/L DBO5	25 – 100	60
Y	mg/L DQO5	15 – 70	40
Y	mgSSV/mgDBO5	0.4 – 0.8	0.6
kd	d^{-1}	0.025 – 0.075	0.06

TABLA 66. Rangos típicos de transferencia de oxígeno por tipo de aireador [20]

Tipo de aireador	**Estándar**	**Campo**
Aireadores mecánicos	**kg O2 / kW h**	**kg O2 / kW h**
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
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

TABLA 67. Parámetros de diseño para el proceso de lodos activados como post-tratamiento de efluentes de reactores anaerobios [63]

Ítem	Parámetro	Valor
Tanque de aireación	Edad de lodos Θ, día	6 - 10
	Relación F/M (kgDBO/kgSSVLM.d)	0.25 – 0.40
	Tiempo de detención, h	3 - 5
	Concentración SSVLM (mg/l)	1,100 – 1,5000
	SSLM concentración (mg/l)	1,500 - 2000
	Relación in el reactor (SSV/SS)	0.73 – 0.77
	Fracción biodegradable de los SSV (fb =SSb/VSS)	0.68 – 0.74
Sistema de aireación	O2 Requerido DBO (kgO2/kgDBO removida)	0.80 – 0.94
	O2 Requerido NTK (kgO2/kgNTK aplicado)	3.8 – 4.3
	O2 requerido – demanda de nitrógeno kgO2/kgN disponible)*	4.6
Producción de lodos	Concentración de SS en el lodo del tanque de aireación que retorna al UASB (mg/l)	3500 - 5000
	Producción de lodo anaerobio (kgSS/kgDBO aplicada en el UASB	0.28 – 0.36
	Producción total de lodos mezclados	0.40 – 0.60
Sedimentador Secundario	Carga hidráulica ($m^3/m^2.d$)	24 - 36
	Carga de solidos ($kgSS/m^2.d$)	100 - 140
	Altura efectiva	3.0 – 4.0
	Relación de recirculación (Qr/Q)	0.6 – 1.0
	Concentración de SS en el lodo recirculado al tanque de aireación (mg/l)	3,000 – 5,000

***N Nitrógeno aplicado = NTK afluente – N en lodo de exceso.**

3.7. Biodiscos

Los biodiscos son sistemas de tratamiento biológico secundario, para aguas residuales domesticas e industriales biodegradables. Es considerado un reactor de película fija o de crecimiento adherido, las lamas 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 m^3/m^2 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 68.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° 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 bacterial que descompone las aguas residuales a medida que éstas percolan hacia el fondo del

tanque. Después de cierto tiempo, la capa bacterial 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, sí 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 pasó 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 69.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 70.Propiedades físicas de medios de filtros percoladores [20]

Tiempo de medio	Tamaño Nominal, mm.mm	Densidad, kg/m3	Area superficial Relativa, m2/m3	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 71. Características de diseño para los diferentes tipos de filtros percoladores [20]

	Tasa baja	Tasa intermedia	Tasa alta	Súper alta tasa	Rugoso	Dos etapas
Medio filtrante	Roca, escoria	Roca, escoria	Roca	Plástico	Plástico, madera roja	Roca, plástico
Carga hidráulica, $m^3/(m^2 \cdot d)$	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, $kgDBO5/(m^3 \cdot d)$	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 DBO5, %	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.

Se conocen también como tanques de doble acción. Se dividen en tres cámaras que son:

1- La Sección Superior, que se conoce como cámara de sedimentación.
2- La sección inferior, que se conoce como cámara de digestión de lodos.
3- El respiradero y cámara de natas o áreas de ventilación del gas.

El tanque Imhoff generalmente se utiliza para poblaciones tributarias de 5,000 personas o menos. Pueden ser rectangulares o circulares.

Se recomienda los siguientes valores:

1. Compartimiento de Sedimentación
   Relación longitud a ancho, 2:1 a 5:1
   Pendiente, 1.25:1 a 1.75:1
   Abertura de las ranuras, 15 a 30 cm
   Proyección de las ranuras, 15 a 30 cm
   Bafle de espumas: encima de la superficie (40 a 60 cm), debajo de la superficie (15 cm)
2. Área superficial de ventilación del gas = (15 – 30) % del área total.
3. Cámara de digestión
   Tubería de recolección de lodos (200 – 300) mm
   Capacidad de almacenamiento de lodo = 6 meses

TABLA 72
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.

Es conocido también como:

- RAFA (Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente),
- UASB (Upflow Anaerobic Sludge Blanket Reactors = Reactor Anaerobio de flujo ascendente a través de un manto de lodo).
- PAMLA (Proceso Ascensional de Manto de Lodos Anaerobio).

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 °C.

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. Traslapo de pantallas

El traslapo 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 73. 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/m³·d) Lodo granular en UASB	
			Remoción de sst pobre	Remoción de SST significativa
> 2000	10 -30% 30 -60% 60 -100%	2 -4 2 -4 *	8 -12 8 -14 *	2 -4 2 -4 *
2000 – 6000	10 -30% 30 -60%	3 -5 4 -6	12 -18 12 -24 *	3 -5 2 -6

	60 -100%	4 -8		2 -6
6000 – 9000	10 -30% 30 -60% 60 -100%	4 -6 5 -7 6 -8	15 -20 15 -24 *	4 -6 3 -7 3 -8
9000 – 18000	10 -30% 30 -60% 60 -100%	5 -8 dudoso a SST>6 -8g/L *	15 -24 dudoso a SST>6 8g/L *	4 -6 3 -7 3 -7

TABLA 74. 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 75. 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 76. 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)	Área de influencia de cada distribuidor (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·dia	0.50 – 1.0 1.0 – 2.0 2.0 – 3.0
Lodo floculento espesado (20 - 40 kg SST/m^3)	1 - 2 a cargas < 1 - 2 kg DQO/m^3·dia 2 - 5 a cargas > 3 kg DQO/m^3 ·día	1.0– 2.0 2.0 – 5.0
Lodo granular	0.5 - 1 a cargas por encima de 2 kg DQO/m^3·dia 0.5 - 2 a cargas 2 - 4 kg DQO/m^3 ·día > 2 a cargas > 4 kg DQO/m^3·dia	0.50 – 1.0 0.5 – 2.0 > 2.0

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.

TABLA 77. Rangos de los principales criterios y parámetros hidráulicos para proyectos que generen aguas residuales de estricto origen doméstico (63):

Criterio/parámetro	Valores en función del Caudal		
	Qmed	Qmáx	Q pico(*)
Carga hidráulica volumétrica (m^3/m^3.d)	< 4.0	< 6.0	< 7
Tiempo de retención hidráulico (h)	6 - 9	4 - 6	< 3.5 -4
Velocidad ascendente (m/h)	0.5 – 0.7	0.9 – 1.1	< 1.5
Velocidad en las aberturas (decantador), m/h	2.0 – 2.3	< 4.0 – 4.2	< 5.5 -6.0
Tasa superficial en decantar (m/h)	0.60 – 0.80	< 1.2	< 1.6
Tiempo de Retención en decantador (h)	1.5-2.0	>1.0	> 0.60

*Picos de caudal con duración entre 2 a 4 horas.
**Para temperatura de aguas residual de 20ºC a 26ºC.

Criterio/parámetro	Valores
Distribuidor del afluente	
Área de influencia de cada punto de distribución fondo (m^2/p)	2 - 3
Colector de Biogás	
Tasa mínima de liberación de biogás ($m^3/m^2.h$)	1
Tasa máxima de liberación de biogás (m3/m2.h)	2.0– 5.0
Concentración de metano en biogás	60-80
Compartimiento de decantación	
Inclinación de las paredes del decantador	> 45
Profundidad de compartimiento de decantador	1 - 2
Producción de producción y muestreo del lodo	
Coeficiente de producción de solidos (kgSST/kgDQOapl)	0.10-0.20
Coeficiente producción de sólidos, en términos de DQO (kgDQOlodo/kgDQOapl).	0.11-0.23
Concentración esperada de lodo purgado (%)	2-5
Densidad de lodos ($kgSST/m^3$)	1020-1040
Diámetro tubular de descarga de lodo (mm)	100-200

Reactores RAP

El reactor RAP es un reactor anaerobio a pistón para temperaturas entre 15 y 20ºC, 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 ésta 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 78. Estándares de diseño del RAP (61)

Estándar	Temperatura (ºC)
Tiempo de retención hidráulico: a 15ºC a 20ºC	9 – 10 8
Velocidad en las cámaras de reacción, m/h	3
Velocidad de sedimentación en la cámara final, m/d	24
Profundidad, m	2.7

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 o equivalente no se requiere 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.

El medio recomendado es algún termoplástico, en PP por ejemplo, en el que se maximice la relación especio-superficie útil. Si se utiliza como medio de anclaje para los filtros anaerobios material granular, se recomienda la piedra triturada angulosa, o redonda (grava); sin finos, de tamaño entre 4 cm y 7 cm.

TABLA 79. 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, tmáx, td_1 y td_2. Donde el tiempo de diseño td es igual a (td_1 + td_2)/2. (horas)**				**Valores del coeficiente característico del substrato en digestión, K, para un substrato “típico” doméstico o municipal, correspondiente a los t expresados en la columna anterior**			
	tmin	td_1	td_2	t máx	Para tmin	Para td_1	Para td_2	Para tmáx
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

Nota: En caso de adoptar un filtro anaeróbico de medio diferente a la piedra (triturada angulosa o grava), deben sustentar los valores del parámetro que vayan a utilizar en su diseño.

TABLA 80. Criterios de Diseño para filtros anaeróbicos. (63)

Criterio/parámetro	Valores en función del empaque y a caudal medio	
	Piedra	Sintético
Altura del empaque	< 1.80	3.0 - 12
Carga hidráulica superficial (m/d)	6 - 10	12 - 70
Carga Orgánica Volumétrica en el empaque (kgDBO/m^3.d)	0.25 – 0.75	0.5 – 1.6
Porosidad	D (5-8 cm) 55% - 60%	Porosidad (90-97)%

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 él 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

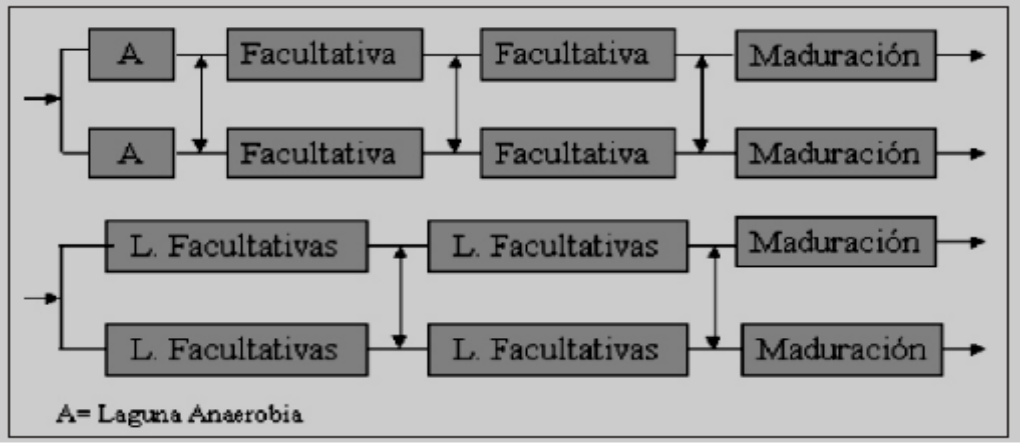
Un sistema de lagunas que descargue a aguas receptoras continentales y estuarios, no podrá tener menos de tres etapas en serie, sin perjuicio a la obligación de cumplir con los requisitos de calidad bacteriológica del efluente en función del uso de las aguas receptoras.

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, area de maniobras, calles, depósitos de natas, lodos y basuras, caseta de operador, laboratorio, etc.)

TABLA 81. Clasificación de las lagunas de estabilización (63)

Clasificación	Carga Superficial (Kg DBO_5/ha x días)	Profundidad (m)
Como lagunas primarias a) Aerobia b) Facultativa c) Anaerobia	 < 100 200 – 1 000 > 1 500	 < 1.5 1.3 >2.5
Como lagunas secundarias a) Aerobia b) Facultativa c) Anaerobia	 < 200 300 – 1 200 >1 800	 < 2 1.5 – 3 > 2.5
Como lagunas de maduración a) Aerobias b) Facultativas	 < 300 400 - 800	 < 2 1.5 – 2.5

3.12.3. Dimensionamiento de las Lagunas

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:

$$V = 7Q_a * (S_a / 200) * 1{,}085^{(35-T)}$$

Dónde:
V = Volumen de la laguna en m^3
Q_a = Aporte de aguas residuales a la laguna en m^3/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:

$$V = 2{,}8Q_a * (S_a/200) * 1{,}085^{(T-35)}$$

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:

$$N_n = \frac{N_o}{(K R_1 + 1)(K R_2 + 1)...(K R_n + 1)}$$

Dónde:

Nn = Índice coliforme en el efluente de la laguna enésima.
No = Índice coliforme en el afluente del sistema.

K = Factor de proporcionalidad que tiene valor de 2,0 día-1
Ri = 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:

$$P = \frac{P_o}{6\,R(\frac{P}{P_o})^{4,8}+1}$$

Dónde:

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 82. Relación entre la temperatura, período de retención y eficiencia en lagunas anaeróbicas (63)

Temperatura ° C	Tiempo de retención, d	Remoción de DBO5, %
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:

$$P = \frac{P_o}{K R + 1}$$

Dónde:

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= Ks Ct Co Ctox

Dónde:

Ks = 0,056 día-1, constante de proporcionalidad bajo condiciones normalizadas a temperatura de 20ºC, 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.
Ct = Qt-20, factor de corrección por temperatura.
Q = 1,036
t = Temperatura media de la laguna en el mes más frío, º C
Co = 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 Ct0x 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:

$$P = \frac{P_o\, 4\, a e^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$$

Dónde:

P, Po, 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:

$$P_i = P_a\, P_b \sqrt{\frac{1 + tg^2\alpha}{P_b^2 + P_a^2\, tg^2\alpha}}$$

Dónde:

P_i = Calidad del efluente de una laguna, cuyo eje longitudinal encierra un ángulo a 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.

Pa = Calidad del efluente de la laguna calculada según la hipótesis de la mezcla total y continua, en mg/l de DBO.

Pb = 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 83. 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/m^3 y las facultativas menos de 5 vatios/m^3.

Las lagunas facultativas tendrán profundidad superior a 3.5 m para promover la formación de una zona anaerobia de sedimentación.

TABLA 84. 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 85. 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:

$$P = \frac{P_o}{K\ R + 1}$$

Dónde:

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:

$$K = K_{20}\ \theta^{t-20}$$

Dónde:

K_{20} = 0,4
θ = 1,06
t = Temperatura, °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:

$$TDO = 3,6 \times q \times DBO \times n$$

Dónde:

TDO = Tasa de demanda de oxígeno, kg O_2/hora
q = Gasto máximo horario, m^3/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/m^3. 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:

$$CTA = \frac{CTN\ (C_5 - C')\ 1.024^{t-20}\ \alpha}{9.17}$$

Dónde:

CTA = Capacidad de Transferencia Ajustada, kg O_2/HP x hora.
CTN = Capacidad de Transferencia Normal, kg O_2/HP x hora.
1.024= Factor de corrección debido a temperatura, para la constante de transferencia del equipo.
T = Temperatura del agua ºC.
α = Factor de corrección de transferencia para aguas cloacales, corrientemente 0.85.
9.17 = Concentración de saturación del OD a nivel del mar a 20º C, mg/l.
C_5 = 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:

$$C_5 = C \frac{b-p}{750-p} \beta$$

Dónde:
C_5 = 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 del 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. Aun 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 bacterial 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 86. 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:

$$K_T = K_{20} \cdot 1.07^{T-20}$$

TABLA 87. Rangos de eficiencia de remoción de patógenos e indicadores, en los sistemas de lagunas de estabilización (63)

Eficiencia de Remoción (% o unidades de remoción logarítmicas) (*)					
Parámetro	**Facultativa**	**Anaerobia-facultativa**	**Facultativa-maduración**	**Anaerobia-facultativa-maduración**	**Reactor UASB-laguna de pulimento**
Coliformes	1 – 2 log	1 – 2 log	3 – 6 log	3 – 6 log	3 – 6 log
Bacterias patogénicas	1 – 2 log	1 – 2 log	3 – 6 log	3 – 6 log	3 – 6 log
Viruses	≤ 1 log	≈ 1 log	2 – 4 log	2 – 4 log	2 – 4 log
Quistes Protozoarios	≈ 100 %	≈ 100 %	100 %	100 %	100 %
Huevos de Helmintos	≈ 100 %	≈ 100 %	100 %	100 %	100 %

(*) 1 log = 90%; 2 log = 99%; 3 log = 99.9%; 4 log = 99.99%; 6 log = 99.9999%

TABLA 88. Manejo de lodos en las lagunas de estabilización [63]

Parámetro	Anaerobia	Primaria Facultativa	Secundaria Facultativa	Maduración
Tasa de acumulación (m^3/hab .año)	0.02 – 0.10	0.03 – 0.09	0.03 – 0.05	-
Frecuencia de remoción (años)	< 7	> 15	> 20	> 20
Concentración de solidos totales en el lodo (% ST)	> 10 % (*)	> 10 % (*)	> 10 % (*)	-

(*) Cuando el lodo se remueve por bombeo, la concentración puede disminuir a valores de 5–7%.

3.13. Humedales Artificiales:

Los humedales, naturales o artificiales, son sistemas de tratamiento en los cuales se utilizan plantas acuáticas emergentes (juncos, eneas y espadañas) para tratamiento de aguas residuales, dichas plantas proporcionan una superficie para el crecimiento de los microorganismos y permiten la filtración y adsorción de los contaminantes presentes en el agua residual, además de inhibir el crecimiento de las algas y favorecer la formación de zonas aerobias alrededor de las raíces debido a las características de estas plantas de trastocar el oxígeno desde las hojas hasta las raíces.

Existen dos tipos de humedales artificiales:

- Humedales con flujo libre o flujo superficial (con espejo de agua). (FL)

Los humedales con flujo libre son estanques o canales en los que la superficie del agua se encuentra expuesta a la atmósfera y las plantas emergentes están enraizadas sobre una capa de suelo generalmente impermeabilizado, para evitar la infiltración al manto freático. Las aguas residuales aplicadas a estos sistemas usualmente son pretratadas y la depuración de las mismas se logra al circular el agua a través de los tallos y raíces de las plantas.

- Humedales con flujo subsuperficial. (FSS)

Los humedales con flujo subsuperficial son estanques o canales con el fondo generalmente impermeable sobre el cual se coloca un medio poroso que puede ser suelo, arena o grava en el que se siembra las plantas emergentes. Las aguas

residuales aplicadas a estos sistemas son generalmente pretratadas. Este tipo de humedales puede ser construidos con flujo horizontal subsuperficial, en el que el medio poroso se mantiene saturado por el agua, o con flujo vertical en el que el medio poroso no se encuentra saturado debido a que el agua se aplica usualmente sobre la superficie del lecho a intervalos de tiempo, lo que permite que el agua percole a través del medio, de forma similar a lo que sucede en un filtro de arena intermitente.

Tabla 89. Criterios de diseño típico de los humedales con flujo libre [61]

Parámetro	Unidad	Valor
Tiempo de Retención	d	2 – 5 (remoción DBO) 7 – 14 (remoción N)
Carga orgánica de DBO	Kg/ha.d	< 112
Carga hidráulica para remoción de Nitrógeno	mm/d	7.5 – 62.50
Profundidad del agua	cm	10 - 60
Tamaño mínimo	(m^2/m^3/d)	5 - 11
Relación longitud/ancho		2:1 a 4:1
Control de mosquitos		Requerido
Intervalo de cosecha	años	3 - 5
Calidad del efluente esperado		
DBO esperado del efluente	mg/l	< 20
SST esperado del efluente	mg/l	< 20
NT esperado del efluente	mg/l	< 10
PT esperado del efluente	mg/l	< 5

Tabla 90. Criterios de diseño típico de los humedales con flujo subsuperficial [61]

Parámetro	Unidad	Valor
Tiempo de Retención	d	3 – 4 (remoción DBO) 6 – 10 (remoción N)
Carga hidráulica superficial	m3/ha.d	470 – 1,870
Carga orgánica de DBO	kg/ha.d	< 112
Carga SST	kg/ha.d	390
Profundidad del agua	cm	30 - 60
Profundidad del medio	cm	45 - 60
Control de mosquitos	-	No Requerido
Programa de cosecha	-	No Requerido

Calidad del efluente esperado		
DBO esperado del efluente	mg/l	< 20
SST esperado del efluente	mg/l	< 20
NT esperado del efluente	mg/l	< 10
PT esperado del efluente	mg/l	< 5

Tabla 91. Características de los medios empleados en los sistemas con flujo subsuperficial (61)

Medio	Tamaño Efectivo (mm)	Porosidad	Conductividad Hidráulica
Arena media	1	0.30	500
Arena Gruesa	2	0.32	1,000
Arena y grava	8	0.35	5,000
Grava Media	32	0.40	10,000
Grava Gruesa	128	0.45	100,000

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 92. 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 93.Dosis típicas recomendadas para sistemas ultravioletas [20]

Microorganismos	Dosis requerida para inactivación en un 90%, (mW*s/cm²)
Bacteria Aeromonas hydrophila	1.54
Bacillus anthracis	4.5
Bacillus anthracis spores	54.5
Bacillus subtilus spores	12
Capylobacter jejuni	1.05
Clostridium tetani	12
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
Microorganismos	**Dosis requerida para inactivación en un 90%, (mW*s/cm²)**
Mycobacterium tuberculosis	6
Pseudomonas aeruginosa	5.5
Pseudomonas aeruginosa	5.5
Salmonella enteris	4
Salmonella enteretidis	4
Salmonella paratyphi	3.2
Salmonella typhi	2.26

Salmonella typhi	2.1
Salmonella typhi	2.5
Salmonella typhimurium	8
Shigella dysentariae	2.2
Shigella dysentariae	0.885
Shigella dysentariae	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
Hepatítis A	7.3
Hepatítis A	3.7
Influenza virus	3.6
Poliovirus	7.5
Poliovirus 1	5
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 máximas 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 94. Generación típica de lodos por tratamiento [20]

Proceso de tratamiento	Sólidos secos, g/103Litros 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[a]
Lagunas Aireadas (Lodo de desecho)	84-120	96[a]
Filtración	12-24	18

[a] Suponiendo que no hay tratamiento primario.

TABLA 95. 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 96. 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 97. Parámetros en digestores aerobios [20]

Parámetro	Valor
Tiempo de retención hidráulico a 20º 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/M^3 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/m^3	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 subsecuentes 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 es 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: convencionales de arena, pavimentados, de medio artificial y 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 m^2/hab
- Carga de sólidos seco: 134 kg/m^2.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. Manejo de residuos del pretratamiento y desarenado:

Para facilitar su transporte, los residuos retirados en el pretratamiento deben escurrirse, compactarse y almacenarse.

La arena extraída en forma manual de los canales de desarenado, no es reutilizable; por esta razón, debe ser enviada a un relleno sanitario junto con los residuos deshidratados del pretratamiento.

Para el caso de desarenadores aireados y desarenadores-desengrasadores, cuya extracción de arenas se realiza por bombeo continuo, el extraído debe llevarse a depósitos de poca profundidad en donde la arena se deposita en el fondo y el agua se extrae por rebose y es regresada a la entrada del desarenador nuevamente. Otra opción es el retiro mediante un tornillo de Arquímedes, el cual permite la extracción de la arena en seco o, también, a través de un hidrociclón equipado de un tornillo sinfín.

La arena y los residuos del pretratamiento deben ser llevados a unos contenedores (separados, uno para cada residuo) para su posterior disposición.

a) Manejo de Gases:

Otro subproducto de importancia en el tratamiento de las aguas residuales son los gases. Para el tratamiento aerobio, este es primordialmente CO_2 gas inocuo, que sale de la reacción de la materia orgánica con el Oxígeno.

En el Tratamiento anaerobio aparecen como subproductos el Metano, el CO_2, y aunque no como producto de la metanogénesis, el gas Sulfhídrico o H_2S, gas altamente oloroso, que es producto de los sulfatos presentes en el agua residual. El H_2S es soluble en el agua, y no se volatiliza con facilidad, sino con turbulencia, por lo que se siente su olor en caídas y mezclas. Más aun el H_2S se produce fácilmente en todo ambiente reductor (anaeróbico) disuelto en el agua siempre que el pH sea neutro. El metano y el CO_2, son generados por las bacterias anaerobias estrictas durante la fase metanogénica, por lo cual se desprenden del proceso.

Lo anterior significa que el manejo de gases es de gran importancia en el tratamiento anaeróbico, más no en el aerobio. Además es claro que hay corrientes de gases metanogénicos y sulfurosos, también llamados superficiales pues se desprenden, con turbulencias de la superficie del agua. Ambas corrientes reciben tratamientos diferentes.

b) Disposición final de gases:

- Aguas Residuales Diluidas:

Cuando se traten de gases provenientes de aguas residuales con cargas contaminantes consideradas como bajas o diluidas, donde se pronostica una baja producción de biogás y por tanto un despreciable potencial para ser aprovechado, se dispondrá a la atmosfera de forma tal que su liberación no moleste su entorno.

- Para Gases Superficiales:

Los gases superficiales o sulfuroso son aquellos que no contienen una concentración importante de CH_4, y se producen donde quiera que haya ambiente anaerobio y el pH sea neutro. Esto ocurre en el propio alcantarillado, en las estructuras de llegada (vertedores de exceso, desarenadores, etc.) pero sobre todo en tanques de homogenización; igualamiento y acidificación, y en el sedimentador secundario. En el tratamiento anaerobio, estos tanques deben ser cubiertos y sometidos a presión negativa (vacío) para ser evacuados.

El tratamiento se efectuará:

- En biofiltros, que son filtros con medio poroso tales como el compost, que sirven de medio de adherencia a las bacterias sulfo-oxidantes. El medio filtrante también puede ser viruta de hierro, y la corriente sulfurosa debe ser rica en aire.

- y/o en tanque de oxidación húmeda.

- Para Gases Metanogénicos:

Los Gases Metanogenicos se producen en reactores anaerobios propiamente dicho, junto con el CO_2 y el H_2S. El gas debe ser recolectado y almacenado, para posterior:

- Quemado, después de medirlo para evaluar la actividad metanogénica. El quemador debe tener trampa de llamas y demás protecciones.
- Deben ser tratados y/o aprovechados.

3.16. 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.

3.17. Tratamiento de Olores o gases

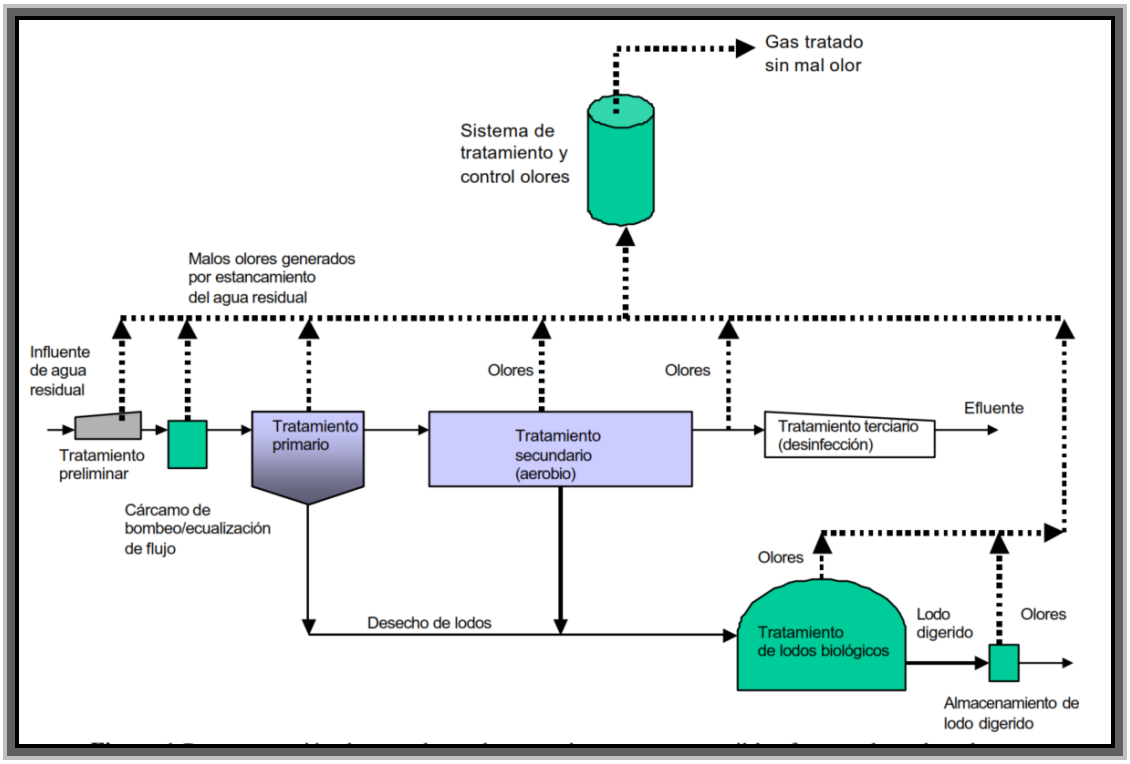
Uno de los problemas más importantes o tal vez el más importante relacionado con el rechazo de la población a la instalación de tratamiento o manejo de aguas residuales, residuales y que en algunos casos ha sido determinante para clausurar o evitar su instalación, es la generación de olores. Es por ello que el conocimiento de las fuentes de olores y de las tecnologías existentes para su control adquiere suma importancia para proponer soluciones y facilitar la instalación de estos sistemas de tratamiento básico.

La fuente de malos olores está asociada con la generación y tratamiento de residuos sólidos como el lodo biológico o químico, así como con el manejo del agua residual misma y con la degradación de la materia orgánica. El manejo y control de olores tanto dentro de las plantas de tratamiento de aguas residuales como en las instalaciones de llegada o estaciones de bombeo ha adquirido gran importancia debido al crecimiento de la población y la proximidad de estas instalaciones a esta.

Una de los compuestos que contribuye en gran medida a la generación de malos olores es el sulfuro de hidrógeno (H2S) que es un producto natural de la descomposición anaerobia de la materia orgánica, muy frecuentemente encontrado en drenajes y en plantas de tratamiento de aguas residuales y de lodos de desecho. Para el tratamiento de malos olores existen tecnologías de tipo fisicoquímico y biotecnológico. Sin embargo, es claro que, si se sigue y favorece una política nacional para proteger el medio ambiente basada en principios de sustentabilidad, se verán favorecidos los procesos biotecnológicos sobre los fisicoquímicos debido a su bajo costo de operación, al bajo requerimiento de insumos (energía y reactivos), a la baja producción de desechos y a su alta

eficacia de tratamiento.

Aunque algunas causas de la generación de malos olores pueden ser evitadas en el diseño, otras por la naturaleza misma del tratamiento y del agua residual, son difícilmente controlables si no se considera un sistema de control de malos olores. El control de malos olores en una planta de tratamiento de aguas residuales hace viable su instalación prácticamente en cualquier lugar pues es esto, junto con el ruido y la contaminación visual en menor grado, uno de los problemas más importantes asociados con el rechazo de la población a estos sistemas de saneamiento básico. En la imagen se muestra un esquema de tratamiento de agua donde se señalan las posibles fuentes de mal olor y su tratamiento. En un proyecto de alcantarillado sanitario, se espera una generación importante de malos olores a la llega de la estación de bombeo debido a los altos tiempos de residencia de las aguas residuales en la red de colectores de gran longitud, o en diferentes procesos de la planta de tratamiento dependiendo de la tecnología utilizada.



Fuentes posible de malos olores tratamiento de aguas residuales

Las concentraciones de H2S manejadas en plantas de tratamiento puede variar considerablemente dependiendo del tipo de planta y del tipo de agua residual que éstas traten. En este sentido, Rands et al., (1981), trabajaron con biofiltros a partir de composta con los cuales se daba tratamiento al gas con concentraciones de H2S entre 45 y 537 ppm. Estos autores reportan concentraciones hasta de 1000 ppm de H2S en el biogás producido por reactores anaerobios. Por otro lado, Pomeroy (1982) y Lang y Jager, (1992) reportan concentraciones de H2S entre 0.6 y 1 ppm y 0.1 a 0.3 ppm respectivamente, ambos en plantas de tratamiento de aguas residuales municipales. En este mismo sentido, Webster et al., (1996) reportan concentraciones de H2S en una planta de tratamiento de aguas residuales municipales entre 1 y 10 ppm.

Los sistemas de tratamiento para la eliminación de H2S y en general para compuestos que generen malos olores pueden ser clasificados como tratamientos fisicoquímicos o biológicos.

Dentro de los sistemas de tratamiento fisicoquímicos más importantes orientados al control de olores se encuentran la absorción, la adsorción, la oxidación térmica, química o catalítica, la centrifugación que eliminan partículas y/o aerosoles, la filtración y electrofiltración etc. Eventualmente, se han utilizado agentes enmascaradores como son las fragancias de perfumes para ocultar un olor desagradable, pero obviamente, esto tiene una aplicación muy limitada como sistema de tratamiento de gases.

Muchos investigadores coinciden en afirmar que los tratamientos fisicoquímicos son más costosos que los biológicos y cuando se trata de gases con bajas concentraciones de compuestos que producen mal olor y altos flujos de gas, esta diferencia se ve incrementada (Leson y Winner, 1991; Bohn, 1992; Utkin et al., 1992; Van Groenestijn y Hesselink, 1993; Webster y Devinny, 1996; Chou y Huang, 1997; Leson y Smith, 1997 y Sorial et al., 1997). Es por ello, básicamente que se favorecen los procesos biológicos sobre los procesos fisicoquímicos. Una de las ventajas más importantes de los tratamientos biológicos para el aire sobre los procesos fisicoquímicos es que pueden llevarse a cabo a temperaturas del medio ambiente (10-40°C) y a presiones atmosféricas. En general, las ventajas de los procesos biotecnológicos son que transforman los

contaminantes a sustancias no peligrosas sin acumulación de subproductos o desechos de difícil manejo, tienen costos de operación bajos debidos principalmente a las condiciones suaves de operación (T, P, pH, etc.) además de poseer un balance energético adecuado (Revah y Noyola, 1996).

Para el tratamiento biológico de gases existen básicamente tres procesos de tratamiento, es decir, la biofiltración, los biolavadores y los biofiltros percoladores. El proyectista podrá, mediante un análisis de opciones, recomendar el más adecuado. En caso que el proyecto fuera a pasar a ser operado por el INAPA, se deberá inclinar por los sistemas de más bajo costo operativo.

3.18. 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 el MINISTERIO 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
REDUCCION DE RIESGOS Y SOSTENIBILIDAD AMBIENTAL

INTRODUCCION

La República Dominicana ha sufrido desde épocas pasadas las consecuencias de eventos naturales, climatológicos y sismológicos, los primeros con mayor regularidad, ocasionando serios daños a la infraestructura sanitaria nacional.

Entre las afectaciones recientes más importantes, ocurridas a nivel nacional, se registran las ocasionadas por el Huracán George en 1998, tormenta Olga, Noel Sandy e Isaac que dejó sistemas de agua parcial o totalmente dañados, destrucción de la casi totalidad del sistema de colectores sanitarios, ubicados en las cercanías de cursos de agua, y de otras ciudades urbanas, así como la destrucción de letrinas.

La vulnerabilidad del sector de agua y saneamiento, ante este tipo de amenazas, ha sido evidenciada no solamente en eventos de gran magnitud y de largos o medianos períodos de retorno, ya que con una periodicidad casi anual se reportan estos tipos de afectaciones por diferentes partes del país, aún con eventos climatológicos de menor intensidad.

Del análisis de daños, quedó evidenciado que el deterioro de la calidad del agua fue mayor en aquellas cuencas con procesos severos de degradación ambiental, impactando sus efectos negativos, además de la calidad de las aguas crudas que en algunos casos obligan a la paralización temporal de plantas potabilizadoras, en la estabilidad de los suelos, ocasionando acumulaciones de sedimentos en los embalses de almacenamiento de agua, así como daños en la infraestructura sanitaria construida en las mismas.

Los componentes de los sistemas de agua que resultaron más afectados fueron las estructuras de captación, tanto las construidas sobre cursos de aguas superficiales, como pozos y galerías de infiltración para el aprovechamiento de aguas subterráneas. De igual forma resultaron frecuentemente afectadas las obras desarenadoras y de conducción y con mayor significancia en aquellos acueductos con deficiencias de planeación, diseño, inadecuados procesos constructivos o con un nulo o deficiente mantenimiento preventivo, evidenciando vulnerabilidades de naturaleza física, operativa y administrativa.

En los aspectos operativos, la falta de agua en las poblaciones fue menos dramática cuando se tuvo la posibilidad de practicar interconexiones entre subredes de presión, previstas a ser operadas bajo situaciones de emergencia,

solución viable con mayor facilidad en acueductos metropolitanos o de ciudades mayores, o cuando los sistemas de agua tenían la posibilidad de ser abastecidos con más de una fuente de suministro.

En la generalidad de los casos las Instituciones u Organizaciones responsables de la prestación de los servicios no tenían ningún o mayores conocimientos de la gestión de los riesgos en sus sistemas, y como consecuencia, carecían de instrumentos necesarios para la apropiada administración de los mismos, como ser:

Información documentada de los sistemas, directorios de proveedores y de instituciones de cooperación, identificación de puntos críticos (mapas de riesgos, estudios de vulnerabilidad), planes de mitigación y de respuesta. Quedó evidenciado que para similares condiciones de intensidad de los eventos, instalaciones correctamente diseñadas, construidas y que recibieron un mantenimiento apropiado, resultaron menos afectadas, pero además, que el restablecimiento de servicios se facilitó en aquellos casos en que las organizaciones responsables por los mismos estaban mejor preparadas y cuando estas mantenían vínculos fortalecidos con las autoridades locales y con las organizaciones cooperantes presentes en sus zonas de trabajo, en tales casos las tareas de respuesta, rehabilitación y reconstrucción fueron mejor coordinadas con resultados positivos en beneficio de la población.

En cuanto a los sistemas de saneamiento, se ha mencionado los severos daños ocurridos en el alcantarillado sanitario de la ciudades urbanas, principalmente en los componente de tuberías colectoras y de unidades de depuración, ya que es práctica generalizada ubicarlos en las propias márgenes de los cauces superficiales, así como también las letrinas y las fosas sépticas, en las que las cifras de daños reportan cantidades importantes por ser soluciones muy usadas en aquellas ciudades metropolitanas, urbanas y rurales que carecen de sistemas de alcantarillado sanitario.

El manejo de los residuos sólidos, que incidió en gran medida en la afectación de los sistemas de alcantarillados sanitarios y principalmente pluviales, es otro componente de saneamiento básico que debe ser mejorado con la participación conjunta de autoridades, cooperantes y la sociedad.

Son numerosas y variadas las causas de las fallas mencionadas, entre ellas es importante destacar:

- La propia ubicación de poblaciones en zonas de riesgos (laderas y proximidades a cursos de agua), sin las protecciones de las obras civiles necesarias, producto de una falta de ordenamiento territorial y control en la planificación del desarrollo urbano, que implican la construcción de componentes con igual magnitud de riesgos.

- Los procesos de degradación ambiental potenciados por inadecuadas intervenciones humanas que inducen mayores riesgos por deslizamientos, inundaciones y sequías.
- Debilidad en las diferentes fases del ciclo de los proyectos, principalmente en el de la planeación, proceso en muchos casos, tratado superficialmente y confiado en técnicos sin la suficiente capacitación y experiencia.
- La cooperación técnica que reciben las organizaciones prestadoras (Juntas de Agua y Alcaldías, ONG), por parte de las entidades nacionales responsables de prestar esta asistencia, se ha visto disminuida producto de la falta de recursos logísticos y financieros, debilitándose la gestión de los servicios en los aspectos administrativos, operativos y estructurales.
- Debilidad en el mantenimiento preventivo y oportuno de los componentes de los sistemas, en algunos casos debida a la aplicación de tarifas que no permiten la recuperación de costos, incluyendo los necesarios para estas tareas preventivas.
- Debilidad gerencial por parte de los prestadores de servicios, en habilidades y destrezas administrativas y técnicas necesarias, incluyendo el manejo del riesgo (prevención y preparativos) de las infraestructuras a su cargo.
- Carencia de políticas públicas de agua y saneamiento, normativa nacional y debilidad en la normativa institucional en aspectos de reducción de vulnerabilidad.
- Falta de instrumentos metodológicos que apoyen a los prestadores a realizar estudios de vulnerabilidad, planes de mitigación y preparativos ante emergencias y desastres.
- Reconstrucción de sistemas de agua y saneamiento, sin visión de reducción de vulnerabilidad, reincidiendo en prácticas que han resultado ineficientes,

tanto en la planeación, selección de soluciones tecnológicas, criterios de diseño, elección y uso de materiales, procesos constructivos, etc.

Marco Legal Vigente

Es importante mencionar que se han alcanzado logros significativos en el sector de Agua y Saneamiento (APS), actualmente el sector está mejor organizado y fortalecido, se ha trabajado para desarrollar un mayor grado de conciencia en la población, mejores niveles de conocimientos y personal capacitado en nuevas tecnologías y un marco legal que aunque debe completarse con políticas públicas de agua y saneamiento y de normativa que incluya la incorporación de la reducción de riesgos, potencia las acciones necesarias para reducir la vulnerabilidad.

La Visión de País 2010 – 2020 y la Estrategia Nacional de Desarrollo, Plan estratégico de INAPA, la Estrategia Nacional de Saneamiento, y decreto de la Mesa de Coordinación del sector agua aprobados recientemente, en 2016, establecen entre sus postulados el desafío de disminuir la vulnerabilidad ambiental y su impacto en la pobreza, reconociendo que existe una asociación intrínseca entre deterioro ambiental, altos índices de pobreza y aumento de la vulnerabilidad frente a la ocurrencia de desastres naturales, contemplando entre sus objetivos y metas, el fortalecimiento de la gestión ambiental y la gestión de riesgos, en aspectos legales, institucionales, de planificación, así como la aplicación de instrumentos para mejorar la función coordinadora y normativa de las instituciones vinculadas a la gestión ambiental y a la mitigación del riesgo.

Establece que será especialmente importante contar con un marco de desarrollo sostenible basado en el ordenamiento territorial y el manejo de cuencas y micro cuencas hidrográficas, con enfoque de desconcentración, descentralización y la amplia participación local, para evitar la pérdida recurrente de bienes materiales y vidas ocasionados por la mala ubicación de asentamientos humanos, actividades productivas, vivienda e infraestructura en general.

Otro instrumento de importante apoyo al anteproyecto de Ley General de Aguas, Ley de APS, que tiene entre sus objetivos establecer la normativa sobre protección, conservación y aprovechamiento del recurso hídrico, con el propósito de conservar o incrementar los niveles de calidad y cantidad del agua, ante el efecto destructivo de los fenómenos naturales y las acciones humanas de degradación y contaminación del recurso. Establece que en los instrumentos del

ordenamiento territorial, de la planificación hídrica y en los planes reguladores municipales se identificarán zonas, que por comportamiento cíclico o eventual, se produzcan daños de origen hídrico que amenazan la vida de las personas o perjudican recursos naturales e infraestructura para

establecer prohibiciones y limitaciones de uso de tales suelos, así como las acciones de prevención y mitigación que deban aplicarse y que el aprovechamiento de las aguas subterráneas estará sujeto a estudios e investigaciones, planes reguladores y mapas de zonificación hídricos a efecto de mantener el adecuado balance hídrico y la calidad de acuíferos.

Será de alto significado para el Sector APS, la promulgación de la Ley Marco del Sector Agua Potable y Saneamiento, que establece entre sus objetivos: asegurar la calidad del agua y su potabilidad, fortalecer el ordenamiento y la gobernabilidad en la gestión de los servicios de agua potable y saneamiento, mediante una adecuada asignación de funciones, competencias y responsabilidades, propiciando la participación ciudadana, establecer las condiciones de regulación y control técnico de la actividad de quienes construyen u operan sistemas de agua potable y saneamiento y promover la operación eficiente de los sistemas de agua potable y saneamiento.

Indica que los prestadores de servicio asumirán las obligaciones establecidas en las leyes y normas vigentes, relacionadas con la calidad de la prestación de los servicios, incluyendo planes de emergencia.

En el Reglamento de esta Ley se remarca la obligación de los prestadores a: garantizar la calidad y continuidad en la prestación de los servicios; la correcta ejecución de las obras, el cumplimiento de las normas de diseño y construcción, la calidad de los materiales y equipos, la adecuada operación y mantenimiento en todas las unidades de los sistemas, así como a responder por los daños y perjuicios que se deriven de fallas de diseño, errores constructivos, deficiencias de los materiales y equipos o de la insuficiente supervisión de las obras realizadas directamente por el prestador o contratadas con terceros.

Establece que el prestador para proteger el medio ambiente y preservar los recursos naturales debe disponer conforme a normas técnicas sanitarias y ambientales, los sólidos generados en los procesos de tratamientos, las aguas de lavado de filtros y limpiezas e implementar un sistema permanente de inspección y

mantenimiento preventivo de redes de alcantarillado, que minimice el riesgo de inundaciones y presencia de sustancias tóxicas.

Otro documento importante del Sector APS, es realizar un Reglamento de Juntas Administradoras de Agua, cuyo propósito es normar y regular la creación, organización y funcionamiento, que es el administrador del mayor número de los sistemas de agua del país, con objeto de: aplicar la regulación y control de la prestación de los servicios por parte de las Juntas; precisar los papeles de las instituciones sectoriales, establecidas en la Ley, en relación con el desempeño de las Juntas; propiciar el entendimiento y aplicación de los principios sobre calidad de prestación, tarifas, participación ciudadana, protección ambiental, derechos / obligaciones de usuarios y Juntas de Agua y facilitar el cumplimiento de la Ley Marco y de su Reglamento General.

Todo este marco legal que promueve el mejoramiento de la calidad de vida, la salud y la protección del ambiente, sociedad e infraestructura, adquiere mayor fortaleza cuando en es promulgada en la Ley 147-02 del Sistema Nacional Prevención, Mitigación y Respuesta de Gestión de Riesgos (SNPMR), a través de la comisión nacional de emergencia, que reúne el conjunto sistémico, participativo y de articulación armónica de todas las instituciones del Estado, empresa privada y organizaciones de la sociedad civil del país, que establece entre sus Principios Orientadores según la ley 247-12

- Seguridad y responsabilidad. Derecho de todas las personas naturales y jurídicas a la protección de su integridad personal como a la de las estructura físicas y el entorno ambiental frente a la reconstrucción de escenarios de riesgos.
- Reducción de riesgos como proceso social. Obligatoriedad del gobierno central y gobiernos locales a emitir disposiciones de cumplimiento obligatorio relacionadas con la reducción del riesgo, así como acciones para reducir posibles daños y lograr con ello la reducción continúa de la vulnerabilidad de la sociedad.
- Coordinación. Principio y función fundamental para alcanzar la reducción de riesgos.
- Participación ciudadana. En la definición, planificación y ejecución de las acciones multidisciplinarias y multisectoriales.

- Incorporación del componente de gestión de riesgo como parte del desarrollo nacional.

La Gestión de Riesgos es una política de Estado de carácter permanente, todas las entidades miembros del SNPMR, del Sector Gubernamental y No Gubernamental deben incorporar en sus planes, programas y estrategias institucionales y territoriales, acciones concretas de gestión de riesgos. Los planes de reconstrucción deben contemplar obligatoriamente las medidas de reducción de riesgo, con la idea central de evitar en el futuro nuevos daños por similares causas.
Como lo establece otro de sus principios orientadores, El SNPRM no sustituye las funciones y responsabilidades de las instituciones u organizaciones, las refuerza, coordina, complementa y dirige hacia la reducción de riesgos.

Objeto Documentación de la Guía

En este contexto, para contribuir al logro de los propósitos citados en el marco legal revisado, se ha elaborado esta Guía de disminución de riesgos en los SAS, en el marco del Programa Conjunto en Agua y Saneamiento) Instituto Nacional de Aguas Potable y alcantarillados , aprobará por el Consejo Directivo de INAPA

El INAPA tiene entre sus objetivos:

i) Apoyar el diseño, la adecuación e implementación de políticas sectoriales,

ii) El fortalecimiento de los mecanismos de inversión en infraestructura en ciudades menores, barrios marginales y en las zonas rurales.

iii) El fortalecimiento de las capacidades nacionales, a través del apoyo a las instituciones del sector, tanto a nivel nacional como local.

La presente título no constituye una normativa, tampoco un código de diseño o de construcción, sino una herramienta de apoyo técnico, para incorporar criterios de reducción de riesgos en las etapas de planeación, diseño, construcción y operación de los sistemas de agua y saneamiento, con el fin de contar con infraestructura sanitaria más segura, que pueda continuar prestando los servicios esperados, o ser recuperables en menores tiempos, a costos razonables y con los mínimos impactos negativos posibles, después de eventos naturales, o antrópicos de causas predecibles.

CAPITULO I
LOS FENÓMENOS NATURALES Y SUS EFECTOS EN LOS SISTEMAS DE AGUA Y SANEAMIENTO

Debido a la morfología y a la ubicación geográfica que ocupa el territorio Republica Dominicana, el país ha sido históricamente afectado por una serie de eventos naturales entre los que figuran huracanes, sequías, movimientos sísmicos, inundaciones y deslizamientos (derrumbes o deslaves), que han provocado además de miles de pérdidas de vida, serios daños en la infraestructura del país atrasando consecuentemente su desarrollo.

Especial mención merecen las inundaciones que en más de un centenar de veces han provocado serios daños a la infraestructura nacional, principalmente en las zonas de mayor vulnerabilidad, en las que se ha asentado un alto porcentaje de la población nacional. Es necesario reconocer que los daños por la materialización de amenazas naturales se han potenciado e incrementado por la inadecuada intervención humana sobre el ambiente, traducida en procesos acelerados de degradación ambiental, así como por la falta de políticas y un marco legal apropiado para la gestión de riesgos, del cual se carecía hasta hace muy poco, por la débil aplicación de las leyes vigentes y la falta de desarrollo de infraestructura con incorporación de criterios de reducción de riesgos.

Los desastres pueden ser originados;
i). Por la manifestación de un fenómeno natural,
ii).Provocado por la actividad humana,
iii). Como consecuencia de la interacción de ambas variables, o bien,
iv). Por una falla de carácter tecnológico en los sistemas productivos.

Las amenazas son caracterizadas como:
i). Naturales, como la ocurrencia de terremotos, inundaciones, sequías, deslizamientos (derrumbes), marejadas, tormentas eléctricas, tornados, etc., y,
ii). Antrópicas, que son las provocadas por la actividad humana, como la contaminación de fuentes con agroquímicos, plaguicidas, derrames industriales, tala de bosques, etc.

Algunos desastres ocasionados por fenómenos de origen natural, corresponden a amenazas que no pueden ser neutralizadas debido a que sus mecanismos de origen, tal es el caso de terremotos, erupciones volcánicas, tsunamis o maremotos y huracanes, mientras que inundaciones, sequías y deslizamientos o deslaves

pueden llegar a controlarse o mitigarse con obras civiles, estabilización de suelos y atención preventiva de las comunidades en riesgos.

Caracterización de Riesgos en el Territorio Nacional

La República Dominicana ocupa unas dos terceras partes de la isla de La Española (Hispaniola), en las Antillas Mayores, con una extensión de unos 48.670 km² de los 77.914 km² que tiene la isla. Los otros 29.472 km², en la parte Oeste, corresponden a la República de Haití. Por su extensión, la isla de La Española es la segunda en tamaño de las Antillas Mayores, luego de Cuba que cuenta con 114.500 km2. Circundan sus costas 4 islas menores: Isla de la Gonaïve, Isla Tortuga, Isla Saona e Isla Beata, siendo las dos últimas de jurisdicción dominicana, así como una serie de cayos e islotes en la proximidad de las costas. El litoral de la República Dominicana supera los 1.500 km de longitud. Los límites naturales son: al norte el Océano Atlántico, al sur el Mar Caribe, al este el Canal de la Mona y al oeste la República de Haití. Sus dimensiones máximas son: 390 Km. de Punta de Agua a Las Lajas (E-O) y 265 Km. de Cabo Isabela a Cabo Beata (N-S). La línea fronteriza con Haití es convencional, mide cerca de 383 km de longitud, y se trazó desde la desembocadura del río Dajabón –también llamado Masacre– en el noroeste de la isla, hasta la desembocadura del río Pedernales, al suroeste.

Como se ha dicho anteriormente, en el país suceden emergencias y situaciones de desastres, con recurrencia de corto plazo, originadas por fenómenos naturales que se potencian con factores hidrológicos, geodinámicos, morfológicos y la vulnerabilidad ambiental y de la infraestructura nacional.

Entre los eventos con potencial de ocurrencia y de causar daños, se tienen:
a). Desde el punto de vista hídrico:

i). Por exceso de precipitación, se presentan, huracanes, tormentas tropicales, depresiones tropicales y frentes fríos que históricamente han provocado inundaciones con severos daños a la infraestructura de agua y saneamiento, y
ii). Por defecto, se presentan sequías con daños al sector productivo, a la agricultura de subsistencia y escasez de agua con severos programas de racionamientos en la dotación de agua para consumo humano.

b). Desde el punto de vista geodinámico, se presentan movimientos de tierra, principalmente deslizamientos o deslaves y en menor escala temblores y sismos, ocasionando los primeros daños recurrentes en los sectores de infraestructura

vial, edificaciones, eléctrico, de agua y saneamiento, en diferentes partes del territorio nacional.

La deforestación ocasionada por el gran número de incendios naturales y provocados, tala de bosques y prácticas inadecuadas de agricultura, aunada a la ocupación poblacional de riveras fluviales, introduce un alto nivel de riesgos a las poblaciones e infraestructura ubicada en las cuencas medias y bajas de la red hidrológica nacional. A los riesgos antropogénicos anteriores se suman los impactos por otras actividades como ser el mal manejo de los residuos sólidos, induciendo riesgos a la salud pública.

A). Eventos Climatológicos

Los climas principales en República Dominicana, según la clasificación de Köppen son: Clima Tropical, clima seco, clima templado, Clima continental,

Estos climas se ven modificados por la acción de fenómenos propios de temporadas como ser:

Huracanes, tormentas tropicales, frentes fríos y por fenómenos globales como el Cambio Climático, El Niño y La Niña. El fenómeno del Niño ocasiona una época seca en el norte, y sur del país, que es acentuado por las alteraciones en la masa boscosa.

1). Estación Seca

Es originada por un conjunto complejo de elementos hidrometeorológicos, que actúan en la superficie terrestre y en la atmósfera y puede presentarse como leve, moderada o severa, la estación o período seco comienza en enero y finaliza en abril, pero por el impacto de los cambios climáticos estos períodos varían frecuentemente, prolongándose en ocasiones a los meses de mayo y junio. Las zonas más afectadas por las sequías, o prolongaciones de la estación seca, son las zonas sur y norte del país.

Impacto de la Sequía en los Sistemas de Agua Potable

a) Reducciones de caudales y en oportunidades hasta pérdida total de las fuentes de producción de agua, principalmente cuando se trata de pozos someros o excavados, captaciones de manantiales, etc.

b) Reducción en los caudales de explotación o aprovechamiento de las fuentes subterráneas al profundizarse los niveles estáticos y dinámicos.

c) Pérdida de calidad del servicio de abastecimiento de agua, por la discontinuidad del servicio y la implantación de severos programas de racionamiento.

d) Pérdida de bosque por incendios forestales y tala, causando además de deterioro ambiental de las cuencas, la producción de sedimentos y acortamiento de la vida útil en embalses de agua.

e) Crisis energética por racionamientos en la producción de energía eléctrica, que a su vez, impacta el funcionamiento de los sistemas de agua que requieren de este servicio.

f) Riesgos a la salud por la manipulación del agua, cuando esta se acarrea a través de camión cisternas, por el aprovechamiento de fuentes desconocidas en su calidad usadas para el suministro de agua a la población o por el propio manejo del agua en el domicilio.

Impacto de la Sequía en los Sistemas de Saneamiento

a) Obstrucciones de colectores, de diferentes niveles de importancia (primarios, secundarios, etc.) por la acumulación de sedimentos depositados debido a la reducción de caudales, con impactos negativos en las velocidades mínimas de auto limpieza.

b) Incremento de costos de operación y mantenimiento por la necesidad de un mayor número de personal y equipo para trabajos de limpiezas manuales y mecánicas.

c) Reducción de la capacidad del cuerpo receptor de asimilación de cargas orgánicas.

2) Estación Lluviosa

El período de precipitaciones es una consecuencia directa e indirecta de los fenómenos conocidos como Zona de Convergencia, vaguadas, ondas tropicales, sistemas de baja presión atmosférica en altura y superficie, brisas de valle y montaña, frentes fríos y ciclones tropicales.

El período de lluvia comienza en el mes de **Abril y termina en noviembre**, cuando la
Intensidad de las lluvias es considerable, todo el territorio resulta afectado, recibiendo los mayores impactos las zonas norte, litoral atlántica, zona Este, centro, y el sur por sus múltiples cursos de agua que la atraviesan en todas

direcciones, asociados a los problemas de falta de planificación urbana e inadecuado manejo de residuos sólidos.

Entre los principales impacto de las inundaciones en los sistemas de agua, se tienen:

a) Destrucción total o parcial de obras de captaciones y desarenadores ubicados en ríos y quebradas, incluyendo las galerías de infiltración que hayan quedado muy expuestas a las corrientes superficiales.

b) Erosión y socavación en los estribos de las obras de toma y fundaciones de las mismas

c) Aumento del depósito de tierras, limo o arena o Asolvamiento prematuro de embalses y obstrucciones en las obras de captación.

d) Pérdida de captación por cambios en los cursos de los ríos y quebradas.

e) Daños a estaciones de bombeo ubicadas en las proximidades de los cauces y riberas de fuentes superficiales.

f) Contaminación de la calidad del agua en los pozos y pérdidas de equipamientos

g) Anegamientos de bodegas, con pérdidas de equipos, herramientas y materiales.

h) Inundación y asolvamiento de plantas de tratamiento de agua potable ubicadas en zonas expuestas.

i) Asolvamiento de bocatomas, desarenadores y canales de conducción.

j) Alta turbidez causada por los sedimentos producto de la erosión de suelos aluviales, y/o por deslizamientos o derrumbes en las cuencas altas y medias, que en oportunidades obligan a la paralización de las plantas de tratamiento, por la mala calidad del agua cruda.

k) Daños estructurales y no estructurales en los diferentes componentes de los sistemas (colapso de tuberías, accesorios, estructuras especiales (anclajes, cámaras de válvulas, cámaras distribuidoras, etc.), pérdida de estabilidad de taludes, fracturas y fisuras de elementos estructurales, socavación de estructuras de soporte de cruces aéreos y anclajes, etc.).

l) Desabastecimiento eléctrico, daños de vías de acceso e interrupción de los medios de comunicaciones que impactan en la prestación de los servicios de agua.

Impacto de las crecidas en los Sistemas de Alcantarillado

Las afectaciones principales son: el deterioro parcial o el daño total de redes colectoras (con mayor frecuencia los más expuestos), las estaciones de bombeo y las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Dada la práctica generalizada de conectar las aguas lluvias que se colectan en los domicilios a los sistemas de alcantarillado sanitario, lo cual es incorrecto e ilegal porque (en el país) los criterios de diseño de estas estructuras no consideran dichos aportes y porque está prohibido por la reglamentación que regula estos servicios, es muy común que bajo condiciones de lluvia los aportes pluviales ilícitos y por influjos, afecten la capacidad de colectores y plantas de tratamiento de aguas residuales, ocasionando que el sistema trabaje a presión, impida la entrada de las descargas y favorezca estancamientos e inundaciones.
Además de algunos de los problemas apuntados para los sistemas de agua, pueden ocurrir en los alcantarillados sanitarios, los siguientes:

a) Destrucción total o parcial de las obras ubicadas en las proximidades de los cauces de las diferentes fuentes de agua.

b) Obstrucciones de los pozos (de visita o inspección y caída) con derrames de aguas residuales en las vías públicas.

c) Inundaciones ocasionadas por el remanso o estancamiento de las aguas residuales que no pueden evacuarse por la sumergencia de los sitios de descarga final o por asolvamientos de tramos de redes y colectores.

d) Desborde de aguas residuales en las estaciones de bombeo y en los sistemas de tratamiento.

e) Inundación y pérdidas de letrinas, fosas sépticas y otras estructuras de disposición de aguas residuales, en aquellos casos que cuentan con soluciones in situ.

B). Eventos Geodinámicos

Por eventos ocurridos en el territorio nacional, así como por los impactos de esta naturaleza en los países vecinos de Haití en 2010, se tiene que la amenaza sísmica nacional de mayor importancia, corresponde a las zonas sur, norte litoral atlántico, representando para cada una de ellas, diferentes niveles de peligrosidad o riesgo.

Los principales daños ocasionados por los terremotos a los sistemas de agua y alcantarillados son los siguientes:

a) Destrucción total o parcial de estructuras de captación, tanto en fuentes superficiales como en aprovechamientos de aguas subterráneas (represas, cajas de captaciones para manantiales, galerías de infiltración, pozos perforados, etc.), líneas de conducción y distribución, conexiones domiciliarias, tanques de almacenamiento y distribución, plantas de tratamiento y estaciones de bombeo.

b) Cambios del sitio de alumbramiento de las aguas subterráneas, en algunos casos desaparecimiento o disminución de la producción de los acuíferos, y deterioro de la calidad del agua.

c) Variación del caudal de producción (generalmente disminución) de las fuentes superficiales, debida a reacomodación de acuíferos aportadores, infiltraciones (pérdidas) de aguas superficiales, modificación morfológica de cauces y acumulación de sedimentos y desperdicios.

d) Roturas y desacoples de tuberías por daños en las uniones o juntas entre tuberías y en los sistemas de anclajes de líneas de conducción y/o distribución.

e) Fracturas en paredes y losas de pisos y techos de los tanques de distribución, estaciones de bombeo, plantas de tratamiento y estructuras de suministro de energía eléctrica.

f) Daños en las unidades de floculación, sedimentación y filtración de las plantas de tratamiento de agua, por el desacoples o roturas de sus elementos componentes.

g) Daños en los componentes de los sistemas ubicados en las cercanías a las costas (redes de distribución, estaciones de bombeo y conexiones domiciliarias), por inundaciones provocadas por maremotos o tsunamis como consecuencia de sismos ocurridos en las profundidades marinas.

h) Alteraciones de la calidad del agua producidas en fuentes superficiales y subterráneas.

i) Daños en equipos electromecánicos, paneles eléctricos, líneas de trasmisión eléctrica y transformadores, propios del sistema de agua.

j) Ocurrencia eventual de incendios, como efectos del sismo, con pérdidas de equipos y Sistemas de información, catastros de usuarios y de obras estructurales y no estructurales.

k) Interrupciones del fluido eléctrico, de las comunicaciones y de las vías de acceso, por vulnerabilidades en la infraestructura de estos sectores, que prestan servicios Complementarios al sector de agua y saneamiento.

En los sistemas de alcantarillados sanitarios, los riesgos por daños ante la ocurrencia de sismos son similares a los que están expuestos los sistemas de agua, como son:

i) Fracturas en las obras civiles y edificaciones sanitarias (oficinas, bodegas, plantas de tratamiento), cabezales de descargas, pozos de inspección y caídas, sifones, etc.; ii). Roturas, desacoples y cambios de alineamiento horizontales y verticales de tuberías (redes colectoras), daños en los sistemas de bombeo (estaciones elevadoras, equipos, tuberías y sistemas de protección);

ii) Derrames de aguas residuales en las vías públicas, con los consecuentes riesgos a la salud por exposición a contaminaciones, etc.

Impacto de los Deslizamientos en los Sistemas de Agua Potable y Saneamiento

Como consecuencia estrechamente asociada a las precipitaciones, inundaciones y eventos sísmicos, se presentan los derrumbes y deslizamientos, que son desplazamientos de masas de suelos o rocas, en forma súbita o lenta, cuya ocurrencia depende, entre otras causas, por:

i).Alteración de los ángulos de reposo de los taludes, según el tipo de suelos, por malas prácticas
de construcción o falta de mantenimiento;

ii). Procesos de erosión naturales y/o provocados;

iii). Actividad sísmica y características geológicas de la zona;

iv). Infiltraciones de aguas lluvias, manejo inadecuado de escorrentías superficiales y del subsuelo;

v). Actividad antropogénica tanto en lo cotidiano como en la construcción de obras de infraestructura (malas prácticas de conservación de suelos, cortes en ladera, falta de canalización de aguas, etc.).

Los deslizamientos representan mayores riesgos de ocurrencia en las zonas montañosas descubiertas de cobertura vegetal, con naturaleza geológica inestable o en laderas de pendiente pronunciada, pueden ser inducidos por inadecuadas intervenciones en la construcción de obras de desarrollo, por ejemplo, vías de acceso, carreteras, prácticas inadecuadas en agricultura de laderas y la propia construcción de las obras de agua y saneamiento, cabe decir que muchos de los deslizamientos pueden evitarse con obras de mitigación y prácticas correctas de intervenciones en las cuencas.

Los principales impactos de los deslizamientos en los sistemas de abastecimiento de agua, son:
a) Daños parciales o totales en obras de captación, unidades de desarenación, tanques de almacenamiento, plantas de tratamiento, líneas de conducción y de distribución ubicadas en zonas geológicamente inestables.
b) Variación en la producción de las fuentes de aguas superficiales por disminución o desaparecimiento de los alumbramientos de aguas subterráneas.
c) Modificaciones de la calidad de las propiedades físicas y/o químicas del agua, generando mayores costos en el tratamiento de la misma.
d) Daños en los sistemas de abastecimiento eléctrico que repercute en aquellos componentes del sistema de agua potable que requieren de este servicio, como ser: plantas de tratamiento, estaciones de bombeo, etc.
e) Daños parciales o totales en las vías de acceso a obras de toma, tanques de almacenamiento, plantas de tratamiento, estaciones de bombeo y otros componentes de los acueductos.
f) Daños estructurales en obras de captación (represas, diques de derivación, embalses, galerías de infiltración, pozos, etc.), tanques de almacenamiento, plantas de tratamiento líneas de conducción, distribución y redes de distribución.

En los sistemas de alcantarillados sanitarios ocasionan problemas de:
a) Obstrucciones en los puntos de descargas por acumulación de lodos y sedimentos, causando estancamientos y remansos de aguas residuales, desbordamiento de aguas residuales en los pozos ubicados aguas arriba y hasta inundaciones en zonas bajas.
b) Impactos como los identificados en el párrafo anterior, en las tuberías de la red de colectores, estaciones de bombeo y plantas de tratamiento de las aguas residuales.
c) Interrupción de los servicios por daños en vías de acceso, suministro de energía y sistemas de comunicaciones, por las fallas de estos otros servicios de apoyo, que son prestados por sectores que de igual forma resultan con daños en su infraestructura, producto de situaciones de emergencias y desastres.

C). Amenazas Antropogénicas
El impacto de la actividad humana en el ambiente es directo, de tal forma que cuando existe una falta de conciencia ambiental y las intervenciones carecen de un enfoque de preservación y conservación, sus consecuencias no se hacen esperar, y quedan evidenciadas ante la presencia de fenómenos naturales.

En el Sector APS, si a lo anterior se suma la vulnerabilidad que se presenta en el desarrollo de la infraestructura sanitaria, por causas ya enunciadas con anterioridad, entre ellas la falta de aplicación de una normativa con incorporación de reducción de riesgos, la limitada asignación de recursos económicos y financieros en el diseño y construcción de las obras, y posteriormente, cuando los sistemas están en operación, la falta de un mantenimiento preventivo, muchas veces por causa de aplicación de tarifas insuficientes y una débil gestión gerencial, los impactos negativos ante la ocurrencia de eventos naturales son mayores.

Los principales impactos negativos de este tipo de amenazas en los sistemas de agua, son:

a) Contaminación de las fuentes de aguas superficiales por derrames accidentales, por negligencia y hasta deliberados o intencionales, de sustancias tóxicas (agroquímicos, plaguicidas, etc.), orgánicas (descargas de heces y aguas residuales) o hidrocarburos (gas, diesel, etc.).
b) Disposición de residuos sólidos en los cursos de aguas superficiales o en las cuencas, en las proximidades de obras de captación.
c) Contaminación de acuíferos por productos lixiviados.
d) Actos de vandalismo contra las propias instalaciones de los sistemas de agua y saneamiento, o contra la infraestructura de los sectores que prestan servicios complementarios, como ser el suministro de energía eléctrica, las comunicaciones y las vías de acceso.
e) Interrupción del servicio por reacciones sociales expresadas a través de tomas temporales de las instalaciones o huelgas, que imposibilitan la prestación o acceso a los servicios, o por este mismo tipo de hechos, en contra de otros sectores que brindan servicios al sector APS.
f) Pérdida de cobertura vegetal ocasionada por tala de bosques e incendios provocados que deterioran el estado de las cuencas, la producción y la calidad del agua y eventualmente los materiales en líneas de conducción y distribución.
g) Explosiones de transformadores, incendio de equipos, fugas de cloro gas y derrames de insumos químicos destinados al tratamiento de las aguas, que ponen en riesgo la salud de las personas y ocasionan pérdidas de equipos y afectaciones estructurales.
h) Ocupación por terceros de terrenos destinados para las servidumbres de paso de las tuberías, imposibilitando posteriormente el mantenimiento de dichas obras.
En los sistemas de alcantarillado sanitario, además de algunos de los daños antes enunciados, pueden ocurrir:

a) Afectación de los procesos biológicos de tratamiento de las aguas residuales, producto de descargas de sustancias inadmisibles, principalmente de naturaleza química.
b) Derrames de aguas residuales por sobre cargas del sistema sanitario con aguas lluvias conectadas en forma ilícita, o por el asolvamiento de pozos y tuberías ocasionados por el mal manejo de los residuos sólidos.

c) Acortamiento de la vida útil de las tuberías colectoras y obras de tratamiento, por
Descargas de sustancias corrosivas o incrustantes,

CAPITULO II
CRITERIOS PARA LA REDUCCIÓN DE VULNERABILIDAD EN LA GESTIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA DE ACUERDO AL CICLO DE PROYECTO

En este capítulo se incluyen recomendaciones que ayuden a prevenir, eliminar o mitigar, los daños que con mayor frecuencia han sido observados en las obras de los sistemas de agua potable.

En todas las fases del ciclo del proyecto debe considerarse la reducción de vulnerabilidades, iniciándose en la etapa de preparación de estudios y diseños preliminares, en la cual es de suma importancia prestar la mayor atención al emplazamiento de los diferentes componentes del sistema, tomando en cuenta aspectos económicos, técnicos, sociales y de evaluación de riesgos, considerando las variables topográficas, geológicas, climatológicas, hidrológicas, amenazas naturales predominantes y el conocimiento de las actividades antropogénicas propias de la zona.

Por otro lado, cabe mencionar que dado que varios elementos, como ser: tuberías, válvulas, cajas de válvulas, tapaderas sanitarias, consideraciones para reboses y tuberías de limpieza, criterios para la ubicación de obras, aspectos de seguridad de las instalaciones, acceso alterno a las mismas, rutas de evacuación, etc., son comunes a usarse en diferentes componentes de los sistemas, las recomendaciones para la reducción de riesgos se describen con mayor detalle solamente en algunos casos, dando por asumido que de requerirse su uso en otros componentes, o incluso, en las diferentes fases del ciclo de proyecto, pueden completarse las recomendaciones, con una visión general de todo el contenido de este Documento.

A continuación, las recomendaciones o sugerencias en las diferentes fases o etapas del ciclo de proyectos de agua:

III.1 FASE DE ESTUDIO
Aspectos Generales

- Realizar las evaluaciones ambientales, que demanda el cumplimiento de la ley, con visión integral de reducción de riesgos y no solamente de afectaciones al ambiente.
- Revisar la información geológica, hidrológica e hidrogeológica, disponible en las

Instituciones gubernamentales responsables de gestionarla, colegios profesionales,

Universidades y otras fuentes en el nivel central, y a nivel local con las autoridades y actores presentes.

- Consultar a la población local sobre los fenómenos que más frecuentemente se presentan en la zona.
- Informarse del comportamiento hidrológico registrado históricamente, en los sitios en donde se ubicarán los componentes del sistema, y en la comunidad en general, considerando períodos de retorno en función del nivel de riesgos aceptables.
- Cuando la información disponible sea insuficiente y la importancia de las obras o componente del sistema lo requiera, realizar estudios geológicos para localizar fallas superficiales y reducir riesgos de licuefacción de suelos ante eventuales sismos.
- Identificar en esta fase, la necesidad de hacer estudios especiales o más profundos para la solución de problemas específicos, como ser, procedimientos constructivos en intervenciones en zonas con riesgos a movimientos de tierra (derrumbes, deslizamientos, etc.), cruces de cuerpos de agua de gran magnitud, etc., que deberán atenderse durante las fases de diseño y construcción, y/o monitorearse en la etapa de la operación de las obras.
- Proponer la ejecución del proyecto previendo facilidades de ampliaciones futuras de algunos de sus componentes, especialmente plantas de tratamiento, estaciones de bombeo y tanques de almacenaje.
- Realizar análisis cuidadosos en la determinación de los parámetros básicos de diseño, principalmente en los que inciden en el crecimiento población, factores de variación y dotación para una correcta estimación de las demandas esperadas en la vida útil de las obras.
- Para garantizar el acceso a las estructuras componentes del sistema, principalmente de aquellos que por su importancia así lo requieran (plantas de tratamiento, estaciones de bombeo, tanques de almacenamiento), deberán preverse las rutas alternas ante la eventualidad de fallas de las vías principales.
- Cuando la magnitud de las obras lo justifiquen, realizar estudios beneficio/costo, para la selección de la alternativa más conveniente, en los diferentes componentes y en el sistema en su conjunto.

Obras de toma.

- Estudiar la opción de la obra de captación (tomas directas, represas de derivación con captación central o lateral, cajas laterales, cajas para captación de manantiales, galerías de infiltración, etc.), que mejor se adapte a las condiciones existentes, considerando factores: morfológicos, geológicos, hidrogeológicos, amenazas potenciales, etc., es decir, ubicar estas estructuras, que resultan altamente vulnerables, aplicando criterios de reducción de riesgos de una manera integral y no solamente los relacionados con los aspectos estructurales.
- Tomar en cuenta medidas de protección en la cuenca, por ejemplo: control de sedimentos, estabilización de taludes con obras de bio-ingeniería, etc., y en el entorno a la captación, mediante cercos perimetrales que eviten el acceso directo a animales y a personas ajenas a la operación del acueducto.
- Identificar la frecuencia, y los niveles máximos y mínimos de inundaciones y períodos de sequía, tomando en cuenta el conocimiento de las personas de la zona.
- Para ubicar apropiadamente las obras realizar la revisión de la información técnica disponible en las diferentes fuentes.
- Con el fin de contar con un inventario que pueda ser utilizado en casos de emergencias, identificar las fuentes alternas de abastecimiento de agua, incluyendo las de personas particulares o privadas, realizando mediciones para determinar la producción y la calidad del agua disponible.

Líneas de conducción, distribución y redes.

- Definir los materiales a usar en función de lo previsto en la normativa nacional, las prácticas generalmente usadas, y principalmente la idoneidad de comportamiento ante las condiciones y características topográficas, de los suelos y de la calidad del agua a conducir, así como de la disponibilidad en el mercado nacional.
- En casos de preverse trabajos en zonas cuyos suelos representen riesgos a movimientos, productos de fallas geológicas, materiales sueltos, etc., además de considerar las medidas de protección necesarias para su estabilización, deberá recomendarse la utilización de juntas flexibles, de igual forma en aquellos elementos sujetos a este tipo de riesgos, como ser cruces en puentes colgantes u otros similares.

Estaciones de Bombeo

- Considerar en la ubicación de estas estructuras, la amenaza por inundación, revisando los niveles históricos o haciendo simulaciones de crecidas en función del tamaño e importancia de las obras, principalmente en la que se proyecte aledaña a cursos de agua, o en terrenos muy bajos, para ubicarla fuera del alcance de los niveles de inundación previstos o buscar otro sitio seguro para su construcción.
- Para no interrumpir el servicio en situaciones de emergencias y desastres, considerar la instalación de plantas generadoras de energía eléctrica, incluyendo los depósitos para el almacenamiento de combustible (preferiblemente diesel), con capacidad mayor al 30 % de la potencia necesaria.
- Prever el uso de conexiones flexibles en el acoplamiento de los equipos de bombeo con las tuberías y válvulas.
- Considerar la protección de las instalaciones en función de las amenazas sociales particulares de la zona, incluyendo cercos perimetrales con puertas o portones con candado, para impedir el acceso a personas extrañas, y de ser necesario contar con personal de vigilancia, deberán dotarse instalaciones con las facilidades sanitarias y de seguridad para dicho personal.

Plantas de tratamiento y sistemas de desinfección

- Para la ubicación de la planta debe hacerse una evaluación exhaustiva de las amenazas y sus probables impactos, debiendo tomar decisiones que minimicen los eventuales efectos adversos. Cuando las obras deban quedar necesariamente próximas a cursos de agua, es de primordial importancia conocer con exactitud los niveles de las crecidas máximas registradas históricamente, y alejarse a distancias suficientemente seguras.
- Las plantas de tratamiento, tanto en los aspectos estructurales, como en los relacionados con los procesos unitarios, deben ser diseñadas por personas calificadas para tales fines, considerando la sostenibilidad tecnológica y financiera, en las propuestas de diseño. Los procesos unitarios deben corresponder a la caracterización de las aguas a tratar, por tanto, deben realizarse los estudios correspondientes con estos fines.
- Cuando resulte necesario, considerar la protección de los reactores o unidades de tratamiento mediante techos de cubierta.
- Considerar drenajes pluviales perimetrales, protección de las instalaciones en aspectos de seguridad y rutas de acceso, observando las

recomendaciones enlistadas en los párrafos siguientes dedicados a los tanques de almacenamiento de agua.

- Identificar los sitios para la disposición segura de las aguas de lavado y para la disposición de los lodos provenientes de las unidades de tratamiento.

Tanques de Almacenamiento

- Seleccionar el o los sitios necesarios para la ubicación de estas estructuras, considerando la estabilidad natural de los terrenos disponibles y/o las medidas necesarias para su estabilización.
- Con el propósito de facilitar la operación y mantenimiento del sistema, cuando el proyecto sea de tamaño considerable y las condiciones lo permitan, se proyectará más de un tanque para el almacenamiento de agua. Cuando no sea posible garantizar lo anterior, se proyectará el tanque con dos cámaras independientes.
- Considerar cunetas de drenajes pluviales perimetrales a los tanques, especialmente cuando los taludes que los rodean representen riesgos de inestabilidad o conducción de cantidades importantes de aguas lluvias.
- Considerar la protección de las instalaciones, en cuanto a aspectos de seguridad, según recomendado en párrafos anteriores.
- Al efecto de reducir riesgos de socavaciones en los alrededores del tanque y problemas en las propiedades colindantes, identificar los sitios de disposición segura para las aguas de reboses y limpiezas, ya que por la falta de planificación de estos elementos se observan con bastante frecuencia este tipo de problemas.
- Identificar rutas de acceso para el traslado de los materiales, en condiciones de seguridad, y a costo razonable, durante la etapa de construcción de las obras.

III.2 FASE DE DISEÑO

Aspectos Generales

- Identificar el coeficiente sísmico para los sitios de interés, de no existir información local, utilizar los registros de instituciones internacionales, dedicadas al estudio y monitoreo de este tipo de fenómenos.
- Diseñar incorporando criterios que faciliten realizar ampliaciones futuras de algunos componentes, como ser: plantas de tratamiento, estaciones de bombeo y tanques de almacenaje.
- Considerar la aplicación de la normativa nacional, o en su defecto internacional, de diseño estructural sismo resistente, tanto para las

estructuras de los edificios, como de las obras hidráulicas, especialmente aquellas que requieren de hermeticidad.

- Contemplar rutas alternas para el acceso a las instalaciones y rutas de evacuación para el personal, en casos de emergencias o desastres.
- Definir especificaciones técnicas, claras y precisas para los diferentes conceptos de obra, para la selección y uso de los materiales, así como para los procedimientos constructivos que deban observarse en los componentes del proyecto, especialmente cuando se trate de zonas vulnerables.
- Para facilitar las actividades de operación y mantenimiento del sistema, considerar la dotación de equipos de comunicación (radio y teléfono) en los componentes estratégicos, como ser: obras de captación, estaciones de bombeo o rebombeo, plantas de tratamiento y centros de almacenaje.
- Además de las capacitaciones técnicas necesarias para las propias actividades de administración, operación y mantenimiento del acueducto, recomendar la capacitación a los operarios, en aspectos de salud y seguridad laboral, y en prevención, mitigación y preparación ante emergencias y desastres.
- Recomendar la adquisición del lote de materiales y/o repuestos, necesarios para
  situaciones de emergencias, principalmente de aquellos elementos expuestos a mayores probabilidades de falla.
- Según haya quedado recomendado en la fase de planeación o estudios preliminares, dotar las instalaciones de las condiciones de seguridad necesarias, en función de las particularidades de la zona, importancia y nivel de riesgos a que estarán expuestos los componentes del sistema.

Obras de toma

- Diseñar las captaciones disponiendo en función de su tamaño, importancia y grado de complejidad de estudios geológicos, geotécnicos, hidrológicos y topográficos, a fin de seleccionar la alternativa más apropiada a las condiciones particulares de la zona.
- A nivel de cuenca y en el curso del cuerpo de agua, diseñar obras de protección a las estructuras de captación de la fuente de abastecimiento de agua, mediante el control de sedimentos, estabilización de taludes, arrastre de rocas, prefiltros para el mejoramiento de la calidad del agua, derivaciones de aguas superficiales para protección de taludes o manejo de aguas contaminadas que deben ser interceptadas antes de su descarga en la fuente.

- Inventario de fuentes alternas incluyendo su aforo y calidad del agua, con fines de eventuales aprovechamientos en casos de emergencias.
- Evitar la ejecución de trabajos en zonas geológicamente inestables para el emplazamiento de las obras de captación y estructuras desarenadoras, y de ser necesario, formular los diseños con las soluciones tecnológicas más convenientes y para las condiciones críticas de tránsito de avenidas y los comportamientos estructurales ante las solicitaciones más desfavorables.
- Para dar protección a la calidad del agua, debe evitarse el acceso directo de animales y practicarse el control de actividades humanas en las proximidades de las obras, principalmente aguas arriba de la toma.
- Asegurarse que los niveles de desplante de las obras corresponden a zonas de terreno firme y sano y no a zonas de materiales de relleno que en un futuro presenten filtraciones o vulnerabilidad por socavaciones.
- Es importante asegurar que los emplantillados aguas arriba y aguas abajo de la represa y muros laterales de protección de las obras de captación, se prolonguen en una longitud que no ocasionen socavaciones que representen riesgos de volcamiento de los muros de contención.
- Asegurar que los vertederos de demasía cuenten con el área hidráulica necesaria para evacuar las crecidas máximas sin que existan riesgos que sean desbordados y las aguas escurran en contacto con los estribos de empotramiento de las obras.
- Todas las obras en donde se almacene agua, deben quedar dotadas de sus tapas sanitarias con candado, para evitar la entrada de contaminaciones o el manipuleo por parte de personas ajenas a la operación del sistema.
- En caso de fuentes productoras de cantidades excesivas de arena, deben estudiarse opciones de tomas que faciliten el arrastre de materiales en lugar de promover su acumulación, por ejemplo, cajas laterales con vertederos de arrastres de alta velocidad que promuevan la autolimpieza, y equipamiento con válvulas o preferiblemente compuertas de fondo con los medios para operarlas bajo condiciones de seguridad.
- Para el caso de aprovechamiento de aguas subterráneas a través de pozos profundos, es necesario conocer en función de la importancia y magnitud de las obras y de la disponibilidad de presupuesto: La geología e hidrología de la zona, mediante reconocimientos físicos, mediciones y estudios de campo e investigaciones en fuentes secundarias.
- Los perfiles litológicos a través de estudios de prospección geofísica, perforaciones de pequeño diámetro en calidad de prueba, e informaciones de proyectos realizados en la zona de interés.

- Pruebas de bombeo en estructuras existentes, medición de niveles de agua en el subsuelo (freáticos) y comportamiento de los mismos a lo largo del año.
- Evaluación de la calidad del agua.
- Evaluar las amenazas naturales y por actividades humanas en las proximidades de la obra.
- Dotar de todos los elementos sanitarios y estructurales necesarios según el tipo de estructuras de captación de aguas subterráneas (pozos, cajas de manantiales, galerías de infiltración, etc.), asegurando:
  i). la reducción de los riesgos de contaminación de las aguas.
  ii). La reducción de la vulnerabilidad de los acuíferos.
  iii). Las medidas de protección a los aspectos cuantitativos y cualitativos de su uso racional y seguro.
- Evaluar la potencialidad de los acuíferos y recomendaciones para aprovechamientos sostenibles.

Líneas de conducción, distribución y redes.

- Deben evitarse trazos de tuberías por zonas geológicamente inestables, inundables o pantanosas, asegurando, de ser posible, el acceso a las líneas en todo momento. Cuando no haya forma de evitar la instalación de tuberías en dichas zonas, es recomendable proyectar anclajes (pilotes) en zonas firmes y seleccionar materiales cuyo comportamiento permita mayor flexibilidad a los movimientos o pequeños desplazamientos como el polietileno de alta densidad (HDP).
- Cuando se proyecten pasos elevados sobre cursos de agua o depresiones topográficas, debe garantizarse una sección hidráulica suficiente para el tránsito de avenidas de largos períodos de retorno, hacer uso de los materiales apropiados para las solicitaciones, usar los pilotes o columnas de soporte con secciones triangulares o trapezoidales, con el vértice opuesto a la corriente de agua y sistemas de sujeción seguros entre columna de soporte y tuberías.
- Considerar el equipamiento de las líneas y redes con las válvulas de admisión / expulsión de aire y de seccionamiento para la correcta operación y mantenimiento del sistema, en los tamaños y ubicación estratégica que la correcta práctica de la ingeniería recomienda.
- En zonas sísmicas o terrenos inestables, utilizar tipos de juntas de unión entre tuberías y de estas con los accesorios que permitan flexibilidad de pequeños movimientos, también al conectarse en elementos rígidos, como, cajas de válvulas, tanques de almacenamiento u otros.

- Deben evitarse materiales con poca tolerancia a las deformaciones.
- Diseñar respetando la profundidad mínima de relleno, según las recomendaciones técnicas normativas o en su defecto de las recomendaciones de los fabricantes de las tuberías en función de las características de las mismas, profundizando aún más en aquellos tramos considerados críticos, expuestos a flujos erosivos.
- Cuando no sea posible enterrar las tuberías, porque los terrenos son rocosos y los costos de instalación resulten onerosos, seleccionar materiales resistentes a trabajar expuestos, por ejemplo, hierro galvanizado, e instalarlo sobre la superficie, usando anclajes cuando resulte necesario. Si no se dispone de este tipo de materiales, colocar las tuberías (por ejemplo, PVC), sobre la superficie, construir un encajonamiento longitudinal a lo largo de todo el tramo en riesgo, usando roca suelta (piedra), y rellenarlo con tierra para dar la protección necesaria a la tubería plástica, que de otra forma quedaría expuesta a daños por impactos o a ser quemada en caso de incendios, si la zona fuera boscosa y/o expuesta a incendios forestales.
- En las redes de distribución:

  i). Se dejarán previstos sitios para habilitar puestos públicos de distribución de agua en caso de emergencias, como ser: llaves públicas y llenadores para el aprovisionamiento de vehículos cisternas comerciales y particulares.

  ii). Colocar válvulas estratégicamente localizadas, de manera que las áreas más dañadas puedan ser fácilmente aisladas, así como para facilitar los trabajos de limpieza por el deterioro de la calidad del agua ante eventuales ingresos de aguas contaminadas a las redes por roturas parciales.
- Diseñar las estructuras de cajas para válvulas, tanques rompecarga y cámaras de distribución de caudales, alejadas de zonas inundables, expuestas a derrumbes y deslizamientos e inaccesibles a personas ajenas a la operación del sistema.
- Colocar los reboses de tanques rompecarga y cámaras distribuidoras de caudales, en forma segura para evitar socavaciones.
- Para casos de emergencias es muy importante disponer en las redes de distribución, de tuberías que interconecten circuitos de distribución o redes que son abastecidas con diferentes tanques de almacenamiento, los cuales podrían ser operados bajo recomendaciones técnicas precisas por personal autorizado, en situaciones calificadas. Al adoptar este tipo de soluciones

deben preverse e instalarse los elementos hidráulicos necesarios para su correcta operación.

- En los tendidos de las tuberías de agua potable, debe asegurarse la separación física, tanto en el plano horizontal como vertical, de las redes de alcantarillas sanitarias, de acuerdo a lo establecido por la normativa institucional aplicable o las recomendaciones de la práctica de la ingeniería sanitaria aceptadas internacionalmente. Cuando no sea posible cumplir con estos requerimientos, deberán aplicarse medidas que garanticen mayores seguridades de aislamiento para evitar que fugas en el sistema de alcantarillado sanitario pudieran penetrar en los sistemas de agua potable, como ser: materiales y juntas más impermeables, aislamiento físico a través de losas o geotextiles (principalmente en las áreas donde se localizan las juntas), extensiones más largas de tuberías para reducir el número de juntas, etc.

Estaciones de Bombeo

- Diseñar las instalaciones de los equipos de bombeo de forma que puedan desmontarse fácilmente, especialmente en aquellas estaciones que necesariamente deban ser ubicadas en áreas propensas a inundaciones, así como los mecanismos y equipamientos necesarios para su fácil desmontaje y carga para la transportación.
- Diseñar la ubicación de los equipos electromecánicos en una cota superior a la cota de inundación histórica máxima, o de la previsible según lo determinen los cálculos hidrológicos, implementando las obras de protección que sean necesarias.
- Asegurar que los anclajes de los equipos de bombeo responderán satisfactoriamente a las solicitaciones que caracterizan la amenaza o el análisis multi-amenazas, considerando por ejemplo: juntas flexibles, protecciones eléctricas, anclajes, accesos permanentes, etc.
- Dotar las instalaciones eléctricas de la protección necesaria contra descargas eventuales, como ser, tormentas eléctricas, y de los dispositivos de conexión a tierra.
- En función del nivel de importancia de la estación de bombeo y del nivel de riesgos que se prevea para la misma, contemplar la instalación de grupos electrógenos de respaldo y la redundancia de equipos.
- Al efecto de brindar protección a los equipos, dotar las estaciones con dispositivos de seguridad (guarda niveles o electrodos), que actúen automáticamente mediante sensores de nivel en el apagado y encendido de los equipos en función del control de niveles mínimos y máximos de agua

en los cárcamos de bombeo. Asimismo de sistemas de alarmas sonoras o luminosas que apoyen al operador en la detección de reboses de agua, o fallas de los equipos.

Plantas de tratamiento y sistemas de desinfección

- Los diseños deben corresponder a la caracterización de las aguas a tratar, es decir, deben realizarse en base a estudios laboratoriales de la calidad del agua cruda en sus condiciones más críticas.
- Cuando existan condiciones para la proliferación de algas en las unidades de tratamiento, proteger los reactores o unidades con cubiertas de techo para evitar la entrada de luz solar
- Considerar estructuras de fijación y de anclaje seguro, para los equipos de cloración, depósitos de cloro, cristalería de laboratorio y demás aparatos o equipos móviles.
- Diseñar accesos seguros para transitar en cualquier época del año, tanto en el espacio exterior (vía de acceso a la planta), como en el interior de la planta de tratamiento (acceso a bodegas de químicos, laboratorio, taller, etc.).
- En los pasillos y voladizos, colocar barandales de protección contra accidentes. Asimismo colocar tapaderas sanitarias que eviten las infiltraciones de aguas contaminadas, principalmente en aquellas zonas donde se manejen aguas que ya fueron filtradas o desinfectadas.
- Se debe poner especial atención a la disposición sanitaria y segura de las aguas de lavado de la planta, así como de los lodos producidos por los procesos unitarios.
- Considerar la señalización de la ruta de evacuación en caso de emergencia.
- Deberá considerarse elementos de seguridad para la atención del personal de operación y mantenimiento, ante eventuales fugas de cloro, como ser: alarmas sonoras, torres de absorción de cloro, lavamanos y duchas, botiquines de emergencias y sensores para la medición de gases tóxicos.

Tanques de Almacenamiento

- Diseñar drenajes pluviales perimetrales, en el área de ubicación de los tanques de almacenamiento, en especial en zonas elevadas, terrenos inestables, pendientes fuertes, superficies sin protección vegetal, etc.
- Diseñar obras de rebose, disipadores de energía, drenaje o limpieza, de forma tal que las aguas no corran libremente a velocidades que representen riesgos de provocar socavaciones.

- Toda vez que sea posible considerar más de un tanque para el almacenamiento de agua en un sistema de agua potable. Para facilitar la operación del sistema tanto en situaciones de emergencia como en forma cotidiana, siempre se preferirá diseñar dos cámaras independientes de almacenaje en lugar de una sola.
- Para identificar eventuales fugas o infiltraciones por daños en la losa de piso, principalmente en zonas inestables, es apropiado diseñar un sistema de recolección, usando tuberías ubicadas debajo de la losa de piso con descarga a cajas o pozos perimetrales que permitan monitorear la situación en todo momento.
- Diseñar los elementos estructurales con criterios sismo resistente, asegurando en las estructuras que almacenan agua, un comportamiento sin fisuras o grietas, ante el evento en consideración.
- Diseñar los accesos al interior de los tanques usando bocas de entrada, ubicadas de tal forma que permitan el ingreso seguro, al personal que realizará operaciones de mantenimiento. De igual forma las escaleras exteriores e interiores deberán cumplir con este requerimiento de seguridad y durabilidad.
- Las tapaderas de los accesos deberán ser sanitarias, es decir, que no permitan entradas de aguas lluvias encharcadas en las losas de techos.
- Los respiraderos deberán protegerse contra el ingreso de insectos y de igual forma las tuberías de reboses, que además deberían dotarse de trampas hidráulicas si quedarán expuestas a accesos de insectos o materiales extraños.
- Considerar la seguridad de las instalaciones mediante el diseño de cercos perimetrales y condiciones de acceso restringido.

III.3 FASE DE CONSTRUCCIÓN

Aspectos Generales

- Debe asegurarse que la construcción de las obras se realice, conforme a planos y especificaciones técnicas, documentando las modificaciones que se hicieren durante el proceso de construcción en memorias, bitácoras y planos “tal como construido” (as built) o finales de construcción.
- Debe de dotarse de los equipos de generación de energía eléctrica de respaldo, definidos en la fase de diseño en componentes estratégicos para la continuidad de la prestación de servicios en caso de emergencias.
- El constructor deberá respetar las medidas ambientales, establecidas por la SERNA en el contrato de medidas de mitigación, de acuerdo al estudio de

evaluación de impacto ambiental realizado como requisito para la aprobación del proyecto.

- Manejar apropiadamente la disposición de los escombros y desperdicios de materiales producto del proceso constructivo, considerando de ser posible el rehuso en otros componentes del mismo proyecto.
- No depositar escombros ni desperdicios de materiales en cuerpos de agua, en zonas aledañas a los mismos o en depresiones topográficas no autorizadas por las autoridades locales para tal fin.
- Deberá establecerse medidas de seguridad, higiene y salud ocupacional para el personal que participe en el proceso constructivo, según lo estipulado en la legislación vigente.
- Es necesario e importante para la seguridad tanto de las personas que trabajan en el proyecto como de las que eventualmente lo visitan, que todas las obras estén debidamente señalizadas, advirtiendo los peligros, la limitación de accesos temporales y las rutas alternas para la circulación segura.
- Mantener los caminos de acceso a las obras en buen estado para minimizar los riegos de accidentes.
- Considerar la implantación de medidas de información y capacitación tanto a la
  ciudadanía en general, pero principalmente a las organizaciones que serán responsables de la administración de los sistemas en aspectos de: promoción de la salud, protección de los cuerpos de agua, gestión adecuada de los residuos sólidos, mantenimiento sostenible de los sistemas de agua y saneamiento.
- Construir las obras respetando en la medida de lo posible, la topografía natural, evitando grandes cortes o rellenos que generen riesgos potenciales, conservando el paisaje natural, usando técnicas seguras y apropiadas a la localidad en particular y haciendo uso de materiales de buena calidad y de fácil reposición por su existencia en el mercado local o regional.
- Obtener previo a la construcción de las obras, los derechos de propiedad o servidumbre de los sitios en donde se colocarán los diferentes componentes del proyecto, a fin de garantizar su legitimidad y evitar retrasos en el proceso constructivo o problemas durante la operación de los mismos.

Obras de toma.

- Cuando el caso lo amerite, construir aguas arriba de los sitios de implantación de obras de captación, estructuras de protección para el control de inundaciones y retención de sedimentos, que durante las crecidas actúen como disipadores de energía.
- Evitar la construcción de obras de captación en zonas cercanas a derrumbes, susceptibles a deslizamientos o en secciones del río en donde el curso de agua tienda a producir socavaciones, dejar depósitos de sedimentos o a cambiar de dirección durante el tránsito de avenidas.
- No ubicar obras de captación de aguas destinadas al consumo humano, aguas abajo o muy cercanas a descargas de aguas contaminadas por aguas residuales, aguas excedentes producto de riego agrícola, rellenos sanitarios y otras que se identifiquen como potencialmente peligrosas para la salud.

Líneas de conducción, distribución y redes.

- Respetar la profundidad de soterramiento de acuerdo al tipo y tamaño de las tuberías y condiciones de los sitios en donde serán instaladas, respetando lo previsto en la normativa, especificaciones del proyecto o en su defecto de las recomendaciones mínimas del fabricante, asegurando una mayor profundidad en los tramos críticos o expuestos a flujos erosivos.
- Cuando los terrenos sean inestables (por ejemplo, arenosos), o la colocación de la tubería se haya previsto muy profunda, las zanjas para la instalación de las tuberías deberán construirse usando ya sea taludes o terrazas para evitar derrumbes y riesgo de accidentes durante el proceso constructivo.
- Para brindar una mayor protección a la estabilización de suelos y seguridad a las tuberías, en las áreas críticas, una vez que se haya completado el relleno de las zanjas se deben proteger con grama u otro material vegetal.
- En los tramos de tuberías de líneas de conducción y líneas y redes de distribución, que deban pasar por depresiones topográficas (cruces de cursos de agua, puentes, etc.), terrenos geológicamente inestables o con pendientes demasiado pronunciadas, se deberá tomar las precauciones necesarias, seleccionando el tipo de tubería más apropiado, anclar debidamente las tuberías, colocar ya sea juntas flexibles en algunos casos y en otros de cerrojo (mecanismos de seguridad), para garantizar la estabilidad de las mismas ante la materialización de la amenaza o amenazas con probabilidad de ocurrencia en la zona.

- Cuando en las redes de distribución se hayan dispuesto tramos de interconexión entre circuitos que son abastecidos por tanques de almacenamiento diferentes, para ser operados en situaciones calificadas (emergencias por fallas eventuales, necesidades de mantenimiento, desastres naturales, racionamiento, etc.), estos deberán quedar con las protecciones hidráulicas necesarias para evitar sobre presiones que pudieren ocasionar daños en las tuberías y/o fugas, así mismo deberán quedar inaccesibles a ser operados por personas ajenas al organismo operador.
- Implantar los registros o indicadores de gestión necesarios en apoyo a la toma de decisiones basado en los puntos críticos, determinación de fugas físicas a través de mediciones y estimaciones de caudales mínimos nocturnos, estado físico y funcional de hidrantes, válvulas de seccionamiento u otros dispositivos de control de presiones, control de zonas con mayor incidencia de fugas y demandas de trabajos, número de reparaciones en función de longitud de tubería, clase de materiales y tamaños de diámetros, mapeo de dichas estadísticas, etc.

Estaciones de Bombeo

- Las instalaciones deben proveerse con medidas de seguridad, es decir, cercadas perimetralmente y permanecer con puertas de acceso y ventanales inaccesibles a personas ajenas a la operación de dichas unidades. De igual forma se deben dotar de medios que eviten el ingreso de animales.
- Asegurar que los equipamientos electromecánicos cuenten con las debidas protecciones eléctricas ante tormentas eléctricas, pérdidas de fase y asegurar que no están accesibles a personas ajenas a su operación.
- Anclar adecuadamente los equipos de bombeo, para evitar desacoples, y colocar las juntas flexibles necesarias para evitar la trasmisión de vibraciones y eventuales roturas y desacoplamientos, según la eventual amenaza o amenazas.
- Ubicar los equipos electromecánicos sobre la cota de inundación crítica registrada históricamente, implementar las obras de protección apropiadas, considerando los drenajes necesarios para evitar que ante una rotura de tubería, la estación pudiera sufrir inundación.
- En casos de estaciones de bombeo cuyo almacenamiento de agua este por debajo del nivel de piso (pozos de agua, cisternas, etc.) se usarán mecanismos de cierre hermético y medidas sanitarias para evitar que aguas contaminadas drenen al interior de las mismas.

- Las edificaciones deben mantenerse limpias, bien ventiladas e iluminadas y libres de obstáculos que dificulten el libre tránsito de sus operadores, cumpliendo los principios y normativas de seguridad ocupacional e industrial.
- La estación debe estar dotada de mecanismos y espacios suficientes que faciliten el desmontaje y traslado de los equipos de bombeo cuando estos deban ser removidos para operaciones de mantenimiento.
- Cuando se haya previsto que en estas unidades se aplique la desinfección o se refuerce la misma para mantener los estándares exigidos para el control y vigilancia de la calidad del agua, los productos químicos deberán ser almacenados en una bodega separada del ambiente donde se alojan los equipos de bombeo, paneles eléctricos y salas de operadores. La estación de bombeo no debe ser vista como una bodega para almacenaje de materiales, productos químicos o peligrosos (combustibles).
- Las instalaciones deben quedar dotadas con un Plan de Seguridad ante eventuales emergencias, con los equipos de seguridad mínimos necesarios para los operadores. Los extintores deben seleccionarse de acuerdo al tipo de incendio probable (A, B, C o D), estar ubicados en las zonas de riesgos potenciales y el personal debidamente capacitado para dar respuesta a situaciones de emergencias.

Plantas de tratamiento y sistemas de desinfección

- Las plantas de tratamiento deben ser construidas por profesionales calificados para tal fin, usando los principios de una sana práctica de la ingeniería.
- Ante riesgos de asentamientos diferenciales a las que están sometidas las estructuras de plantas de tratamiento, tanques de almacenamiento y cárcamos de bombeo, que traen como consecuencias fugas, muchas veces imperceptibles al inicio, es muy importante prestar atención a los estudios de suelos y de geotecnia, principalmente cuando los estudios de suelos no han sido suficientes en la etapa del diseño, cuando se han hecho modificaciones en los sitios de implantación de obras o cuando se han encontrado situaciones diferentes a las definidas en los planos, establecidas.
    - Relacionado con los riesgos anteriores, en estructuras hidrosanitarias es muy importante asegurarse del uso correcto de las juntas de construcción, sub-drenaje de las cimentaciones, drenaje exterior perimetral, manejo de las aguas de escurrimientos superficiales en las partes altas de los taludes, como ser las cunetas de coronación, la

ubicación de las tuberías de descargas de reboses y limpiezas y aquellos otros elementos que resulten aplicables según las condiciones propias de los sitios a intervenir.

- Construir obras de protección contra los potenciales daños de la escorrentía de aguas superficiales, mediante:

  i). El uso de zanjas o cunetas que intercepten y deriven los flujos en las áreas perimetrales, ubicadas en las partes altas de los taludes.

  ii). Construcción de enchapes o estabilización de taludes con materia vegetal, principalmente en terrenos inestables.

- Anclar apropiadamente los equipos de cloración y todos aquellos equipos movibles sujetos a caer o desplazarse por los efectos de temblores o sismos.
- Observar las recomendaciones anotadas para las estructuras de almacenamiento que resulten aplicables a obras de tratamiento.

Tanques de Almacenamiento

- Deben construirse cercos perimetrales, con puertas de acceso y mantenerse con candado, para evitar el acceso de personas ajenas a la operación del tanque. Los cercos también deben evitar el ingreso de animales.
- Construir obras de protección contra los potenciales daños de la escorrentía de aguas superficiales, mediante el uso de zanjas de derivación que intercepten los flujos en las áreas perimetrales ubicadas en las partes altas, construcción de enchapes o estabilización de taludes con materia vegetal, principalmente en terrenos inestables.
- Instalar las tuberías de rebose y limpieza, asegurando que durante las operaciones de mantenimiento la descarga de agua no represente riesgo de socavaciones de la propia infraestructura.
- En zonas sísmicas es muy importante asegurar que los sistemas de anclaje, tanto en las plantas de tratamiento como en tanques de almacenamiento, evitarán los desacoples o roturas de tuberías, ya sea rigidizándolos en algunos casos o mediante el uso de juntas flexibles en otros.
- De igual manera prever el uso de juntas de construcción y juntas de estanqueidad en tanques de almacenamiento, plantas de tratamiento y cárcamos de estaciones de bombeo.
- Construcción de vías de acceso a los tanques de almacenamiento y a las plantas de tratamiento seguro en todo tiempo, es decir, que las vías no se

construyan sólo para la propia construcción de las obras, sino para la operación del sistema.

III.4 ETAPA DE OPERACIÓN

Aspectos Generales

Bajo el enfoque de reducción de riesgos en el Sector APS, se pretende que en cada uno de los sistemas de agua a nivel nacional, se cuente con el Análisis de Vulnerabilidad, el Plan de Mitigación y el Plan de Emergencia, herramientas de gestión gerencial que deben elaborarse en forma participativa, y mantenerse actualizadas para el mejoramiento continuo, tanto de los aspectos organizativos de la institución prestadora del servicio, como de los aspectos funcionales y estructurales del sistema, permitiendo contar con prestadores fortalecidos e infraestructura sanitaria más segura en caso de emergencias y desastres.

A continuación se enlistan algunos aspectos generales que favorecen el proceso de reducción de riesgos y el mejoramiento de la gestión de los servicios APS en el nivel local:

- Promover en el ámbito municipal, la aplicación del marco nacional de las políticas sobre prevención, preparación y respuesta ante emergencias, mediante ordenanzas que establezcan la obligatoriedad de incorporar criterios de reducción de riesgos en el desarrollo de infraestructura sanitaria y en la gestión de los servicios por parte de los prestadores.
- Contar con información suficiente y segura, a ser proporcionada por las instituciones del sector, autoridades locales, la organización prestadora del servicio y la propia población, sobre la(s) amenaza(s) predominante(s) en la zona en consideración, y en función de ello, las vulnerabilidades y riesgos en el desarrollo de la infraestructura sanitaria prevista.
- Disponer de mapas de riesgos de la zona.
- Contar con los planos actualizados del sistema, planos tal como construida (as built), incluyendo todas las incorporación de las mejoras, modificaciones y ampliaciones realizadas en la fase de operación.
- Elaborar el análisis de vulnerabilidad de los componentes de los sistemas en función de los diferentes escenarios de riesgos potenciales y, en consonancia de lo anterior, los planes de mitigación y emergencias, priorizando sitios estratégicos de atención, por su importancia en la situación de la emergencia o por la concentración poblacional, como ser: unidades de salud, sitios de albergues, cárceles, mercados, etc.

- Fortalecer las capacidades técnicas locales, mediante la capacitación del recurso humano local de las organizaciones gubernamentales, municipalidades, juntas administradoras de agua, ONGs y otras de la sociedad civil, para incorporar la gestión de riesgos en los diferentes proyectos de agua y saneamiento que se ejecuten y operen en la jurisdicción municipal y local.
- Establecer las bases para la participación comunitaria efectiva, en las diferentes fases del ciclo de los proyectos.
- Ampliar y fortalecer las redes de estaciones pluviométricas e hidrométricas en las cuencas, y de ser aplicable, las estaciones telemétricas con fines de alerta temprana y de gestión de los servicios de agua, en proyectos de gran magnitud.
- Conocer, divulgar y promover el uso de tecnologías apropiadas (producción de energía limpia, uso de ruedas hidráulicas, ecosaneamiento, etc.), y el aprovechamiento de fuentes de aguas meteóricas o lluvias, para reducir riesgos en zonas secas.
- Promover el mejoramiento de la gestión gerencial de prestadores mediante la implantación y monitoreo de indicadores de gestión, como ser: (registros de quejas de clientes o abonados, determinación de índice de agua no contabilizada, facturación/cobranza, morosidad, etc.).
- Garantizar existencias en bodega de materiales, insumos y repuestos, con mayores posibilidades de rotación o demanda en situaciones de emergencias.

Obras de toma.

- Elaboración de inventarios de cuerpos de agua superficiales y/o subterráneos para ser usadas eventualmente en casos de emergencias o para su preservación para el desarrollo de nuevos proyectos.
- Ampliar y fortalecer la red de estaciones pluviométricas e hidrométricas en las cuencas, con especial atención a las estaciones telemétricas tanto con fines de alarma temprana como de gestión de los servicios de agua.
- Utilización de tecnologías apropiadas, producción de energía limpia y uso de fuentes de aguas lluvias, para reducir riesgos en zonas secas.
- Una medida de reducción de riesgos que por economía no siempre es posible implantar, es contar con más de una fuente de aprovisionamiento de agua. Cuando no se tenga limitaciones, será conveniente implantar esta medida.
- Proporcionar el mantenimiento preventivo y correctivo necesario, de todos los componentes del sistema, y en el caso de obras de toma superficiales

actuar en medidas de prevención y mitigación a nivel de cuenca, como ser: acciones de control de sedimentos, preservación de la cubierta vegetal, control de inundaciones y en los cursos de agua, construcción de obras disipadoras de energía.

- Mantener cercada e inaccesible a personas ajenas las obras de captación de aguas (superficiales y subterráneas)
- Mantener una vigilancia periódica de las actividades antropológicas en la cuenca y caracterizar en las aguas los parámetros de riesgos según las actividades encontradas, por ejemplo, si en la cuenca existen actividades agrícolas de hortalizas, verificar periódicamente agroquímicos y plaguicidas.
- Si la fuente de agua es subterránea y la obra de captación es un pozo, mantener registros del comportamiento de los niveles freáticos y de los niveles dinámicos a lo largo del año, verificar la profundidad de colocación de la bomba (asegurar el cumplimiento del NPSH), verificación del comportamiento de los guarda niveles o eléctrodos, protección contra el ingreso de contaminaciones directas, reposición del empaque de grava desde la superficie a través de tubos engravadores, etc.
- Incorporar criterios de compensación por servicios ambientales para la protección de la cuenca.

Líneas de conducción, distribución y redes.

- Actualizar periódicamente, el catastro técnico de todos los componentes que comprende el proyecto, principalmente de aquellos que son sujetos a cambios o modificaciones más frecuentes como ser las redes de distribución y conexiones domiciliarias.
- Dividir o zonificar la red de distribución operacionalmente mediante la instalación estratégica de las válvulas de seccionamiento necesarias para facilitar las reparaciones o aislamientos parciales en labores de rutina y en casos de emergencias, sin provocar grandes zonas de desabastecimiento.
- Asegurar la protección de tuberías, accesorios y válvulas, mediante el soterramiento, grama u otro material vegetal.
- En caso de cruces de tuberías bajo corrientes de agua asegurar la protección suficiente, en cuanto a la longitud (largo del cruce en función de crecidas máximas), medio de sujeción de la tubería al terreno firme (que no quede apoyada en materiales de relleno), y protección sobre la corona del tubo (viga de concreto, enchapes de piedra, etc.), para evitar que las crecidas máximas los destruyan. La tubería y accesorios deberá ser de Hierro Galvanizado, Hierro Fundido Dúctil u otros materiales resistentes, a este tipo de solicitaciones.

- En caso de zonas inestables en donde las tuberías queden susceptibles a ser socavadas por las corrientes de aguas superficiales:
  a). Construir muros de retención que favorezcan la acumulación de sedimentos a lo largo de los tramos vulnerables.
  b). Anclar la tubería con muertos o macizos de piedra o concreto.
  c). Reponer las tuberías y sistemas de acoplamientos rígidos por sistemas flexibles que soporten mayores niveles de deformaciones, según lo que resulte más apropiado.
- En caso de taludes inestables o socavación de terrenos en donde se han implantado o están muy próximos a las líneas o redes de distribución, es necesario dar protección a los suelos mediante la reposición de la cobertura vegetal con especies de la zona o de adaptabilidad ya conocida, siembra de barreras vivas para dar protección a los elementos del sistema de agua, construir obras de mejoramiento de los drenajes de las aguas pluviales o bien la reducción del peso de los taludes mediante la construcción de bermas o terrazas.

Estaciones de Bombeo

- Mantener las instalaciones cercadas e inaccesibles a personas ajenas.
- Mantener en buenas condiciones los equipos de medición de caudales, medidores de presión (manómetros), etc.
- Dotar las instalaciones de dispositivos de seguridad o alarmas en casos de fallas.
- Dotar planta generadora de energía eléctrica, con capacidad mayor al 30 % de la necesaria, para la atención de emergencias, teniendo en cuenta de dimensionar el depósito de combustible en función del nivel de riesgos del sistema de suministro de energía eléctrica. La planta generadora y su depósito de almacenaje de combustible, deberán instalarse cumplimiento con los requisitos de seguridad, funcionabilidad operacional y accesibilidad para ser abastecido, reparado o removido en caso de ser necesario.
- Capacitar en forma continua a los trabajadores tanto en la correcta operación de los equipos, en procedimientos en casos de emergencia y en el uso de equipos de seguridad, dotándolos de manuales de operación, insumos y equipos necesarios.
- Implantar los registros necesarios (medición de caudales, presiones de trabajo, tiempos de trabajo de los diferentes equipos, cambios de aceite, reparaciones realizadas, consumos de energía, etc.), para administrar eficientemente las estaciones de bombeo.

- Mantener limpias y ordenadas las instalaciones y no permitir que se conviertan en bodegas improvisadas de materiales y chatarra.
- Dotar la estación con extintor tipo ABC para incendios clase A, B y C, capacitando al personal en su uso.
- Realizar pruebas periódicas para verificar el estado físico y funcional del equipamiento dotado para situaciones de emergencia, incluyendo al equipo humano, evaluar los resultados de la respuesta de los equipos en su conjunto y reforzar con las medidas necesarias.

Plantas de tratamiento y sistemas de desinfección

- Muchas de las recomendaciones enunciadas para las estaciones de bombeo y los tanques de almacenamiento son aplicables para las plantas de tratamiento ya que se trata de obras civiles y equipos que deben mantenerse y operarse en condiciones de seguridad para las personas y para la calidad del producto, o sea, para garantizar el suministro seguro, continuo y suficiente de agua potable a la población.
- Implantar los sistemas de registros para el control y monitoreo de operación necesarios, por ejemplo: caudales tratados, calidad del agua cruda, dosis usadas para las diferentes sustancias químicas, calidad del agua tratada, costos de operación desglosados en sus principales rubros (personal, energía, químicos), etc.
- Tomar previsiones para instalar mecanismos que operen automáticamente evitando el ingreso de aguas a las estaciones de bombeo, plantas de tratamiento o tanques de almacenaje cuando no existan plantas de tratamiento, ante el deterioro de la calidad del agua, mientras dura el tránsito de la avenida.

Tanques de almacenamiento

- Mantener las instalaciones cercadas e inaccesibles a personas ajenas.
- Dotar las instalaciones de dispositivos de seguridad o alarmas en casos de fallas, como derrames de agua por daños en flotadores.
- Instalar y usar los medios de sujeción (cadenas, bandas de seguridad, anclaje de anaqueles en bodegas, etc.) para los equipos movibles, recipientes de cloro y otros que pudieran caer en caso de sismos.
- Capacitar y mantener actualizado al personal responsable de dar mantenimiento preventivo y correctivo de los componentes presentes en el tanque de almacenamiento (válvulas, caudalímetros, hipocloradores, sistemas de cloración con gas, detectores de fugas de gas, medidores de cloro residual, etc.)

- Dotar las instalaciones con el o los manuales para la correcta operación del tanque de almacenamiento y de los equipos de cloración, incorporando en su contenido las medidas de seguridad personal y los procedimientos en casos de emergencias.
- Proporcionar los insumos y equipos necesarios para la seguridad personal.
- Si en el área del tanque se alojarán materiales, equipos o insumos de tratamiento, disponer del espacio de bodega en forma separada para el manejo seguro de los mismos.
- En el caso de estaciones de cloración con gas y también cuando se usen hipocloradores, asegurar un almacenaje suficiente de acuerdo a la valoración de vulnerabilidad del sistema de aprovisionamiento de químicos en caso de una emergencia.
- En áreas donde se alojan estructuras sanitarias, con terrenos naturales inestables o taludes muy pronunciados que pudieran sufrir erosiones por lluvias, proteger la misma con grama u otro material vegetal y proporcionar el mantenimiento eficiente de los sistemas de drenajes pluviales perimetrales.
- Mantener en buen estado el sistema eléctrico de iluminación interior y exterior, así como el de tomas o enchufes.
- Para la atención de situaciones de emergencia, en las cuales con frecuencia suceden interrupciones del servicio de agua por daños parciales en las redes de distribución, resulta de mucha utilidad la habilitación de sitios llenadores, para el despacho de agua en bloque (acarreada) a través de carros-cisternas. Uno de los aspectos muy importantes para el eficiente desempeño de los sistemas de agua y saneamiento en su fase de operación, es el que tiene que ver con la reducción de la vulnerabilidad administrativa, que implica la implantación de medidas correctivas o acciones de mejoramiento, como las siguientes:
- Capacitar a los operadores con los conocimientos legales, administrativos, económico financieros, técnicos y sociales para el cumplimiento de sus funciones.
- Capacitar a todo el personal de la organización prestadora con los conocimientos necesarios sobre la gestión de riesgos a fin de sean ellos mismos los que liderados por el equipo gerencial en las empresas o Juntas de Agua en las organizaciones comunitarias, realicen los análisis de vulnerabilidad y los planes de mitigación y de emergencia de los sistemas de agua y saneamiento.
- Contar con una oficina en donde funcione la organización prestadora del servicio y que esta a su vez cuente con una bodega integrada a la oficina o

en forma separada a la misma, para el almacenamiento seguro de materiales, equipos, insumos y herramientas.

- Adquirir oportunamente los materiales, insumos y herramientas para el adecuado mantenimiento de los sistemas, incluyendo equipos para operaciones en situaciones de emergencia como ser: plantas generadoras portátiles, cables eléctricos y lámparas reflectoras para trabajos nocturnos.
- Aplicar y mantener saneados los indicadores de gestión administrativo-financiero, que la empresa u organización haya acordado implantar, como ser: Facturación, Recaudación, Morosidad, Agua No Contabilizada, Liquidez, etc.
- Establecimiento de un fondo especial para situaciones de emergencia y elaboración del reglamento para su uso.
- Implementar campañas de uso racional del agua y promoción de la salud en alianza con otros actores locales y estratégicos.
- Mantener en buen estado los sistemas de comunicación que usa la organización para la operación de los acueductos.
- Cumplimiento de la legislación aplicable en los procesos de adquisiciones de bienes y servicios.

III.5 INCORPORACIÓN DE CRITERIOS PARA LA REDUCCIÓN DE VULNERABILIDAD EN LA GESTIÓN DE LOS SISTEMAS DE SANEAMIENTO

Aunque en el país tradicionalmente se han construido sistemas de alcantarillados convencionales, existen experiencias de construcción de sistemas alternativos de diámetro pequeño (sin arrastre de sólidos), alcantarillados simplificados y de sistemas condominiales.

En el sector rural la solución generalizada para el manejo de excretas ha sido la letrina en sus diferentes tipos: sanitaria, ventilada, hidráulica (lavable) y en menor escala la letrina abonera, pero también, los fosos o pozos sépticos, que en muchos de los casos no reúnen las características sanitarias necesarias para ser consideradas como fosas sépticas, ya que carecen de las medidas de hermeticidad y de disposición de residuos líquidos.

En cuanto al tratamiento de las aguas residuales, además de las fosas sépticas, en el ambiente municipal se ha generalizado el uso de lagunas de estabilización en sus diferentes tipos: anaeróbicas, facultativas y aeróbicas, pero también se cuentan en el país con experiencias en el uso de tanques Imhoff, filtros percoladores, biofiltros, humedales y lodos activados.

Las lecciones aprendidas de daños históricos en sistemas de alcantarillados sanitarios ocasionados como consecuencias de inundaciones han sido severas, como ejemplo, la ciudad de Tegucigalpa perdió más del 50% de sus sistema de colectores sanitarios cuando ocurrió el huracán Mitch, lecciones que en la reconstrucción de algunos de estos tramos fueron capitalizadas en el mejoramiento de los trazos de rutas.

Con el propósito de que este instrumento no resulte repetitivo, se abordan a continuación, las recomendaciones de mayor importancia para la reducción de vulnerabilidades en los sistemas de alcantarillados sanitarios, en tal sentido, la complementariedad de las medidas y los criterios para la reducción de riesgos en sus diferentes componentes debe alcanzarse con la revisión de aquellos aspectos que resulten aplicables de los tratados en el Capítulo III, correspondiente para los sistemas de agua.

IV.1 FASE DE ESTUDIO

Aspectos Generales

- Asegurar en la estimación de los caudales de diseño que las contribuciones parciales por los diferentes aportes (doméstico, comercial, industrial, etc.), principalmente las ocasionadas por influjos, infiltraciones y conexiones ilícitas correspondan a las condiciones propias de la zona o a la normativa nacional y no a parámetros de referentes foráneos con distintas características.
- Para casos de emergencias por eventuales inundaciones, considerar de ser posible el alivio de caudales extraordinarios a zonas en donde no se afecte a poblaciones, el menor daño ambiental posible, la factibilidad de usar obras de amortiguamiento que permitan el control de los caudales antes de su alivio, evaluando la capacidad del cuerpo receptor.
- Proyectar la localización de las plantas de depuración de aguas residuales, en zonas topográficamente bajas (con protección contra inundación), de tal manera que los derrames por eventuales fisuras en las obras o desbordamientos por caudales extraordinarios, fluyan hacia áreas que no generen contaminación de fuentes de abastecimiento de agua, ni provoquen riesgos para la salud, daños económicos o daños ambientales evitables.
- Considerar las características del cuerpo receptor, entre otras, caudales, pendiente, capacidad de autodepuración, para determinar el nivel de tratamiento que la planta requiere según la normativa vigente.

- Considerar los sistemas de alimentación de energía, previendo los equipos y protecciones de emergencias necesarias, ante eventuales cortes del servicio, caídas de voltaje u otros imprevistos.
- En el caso de saneamiento básico (letrinas, fosas sépticas, pozos de absorción, zanjas de oxidación…etc.), su ubicación deberá realizarse conforme a lineamientos sanitarios ambientales, con el fin de evitar las contaminación.
- Tomar en cuenta rutas alternas para el acceso a las estructuras de los sistemas de alcantarillado sanitario (colectoras, aducción, tratamiento, disposición final).

IV.2 FASE DE DISEÑO

Aspectos Generales

- Incluir en el diseño rutas alternas para el acceso a las tuberías de aducción.
- Para el caso de estaciones de bombeo, sifones invertidos y plantas de tratamiento de aguas residuales, considerar diseños modulares, para dar mayor flexibilidad a la operación y mantenimiento de los mismos, ante imprevistos, accidentes o condiciones de emergencias.
- Respetar la normativa en cuanto a valores de pendientes máximas permitidas. Tener en cuenta que en los casos de instalación de tuberías bajo condiciones de pendientes muy pronunciadas, se debe proporcionar el sistema de anclaje que asegure la estabilidad de las redes, pudiendo ser mediante tuberías con cerrojos de seguridad en sus uniones, anclaje sobre pilotes o en zanjas con las debidas protecciones o de obras hidráulicas que eviten altas velocidades de los cursos de aguas superficiales.
- En zonas que exista la amenaza de sequía los proyectos deben formularse estimando con mucho esmero los caudales mínimos, principalmente en los primeros años de funcionamiento, a fin de garantizar que se usarán diámetros y pendientes que aún en esas condiciones aseguren las velocidades mínimas de autolimpieza y que a su vez trabajen bajo la normativa esperada ante las máximas solicitaciones.
- El trazo de rutas debe diseñarse evitando al máximo los cauces de los ríos en cotas potencialmente inundables en períodos de retorno suficientemente largos, ya que es muy frecuente que ante inundaciones los sistemas de alcantarillado sanitario colapsen por sedimentación, desacople o destrucción ocasionada por el tránsito de avenidas.
- En zonas costeras considerar la posibilidad de usar válvulas de **anti retorno** para evitar contra flujos o reflujos en zonas inundables de la red **colectora.**

- En las zonas de alto riesgo de desastre por deslizamientos, deben diseñarse estructuras de protección de las tuberías y sistemas de tratamiento, a fin de contener al máximo los flujos de lodos.
- Diseñar obras de rebose y de derivación en las plantas depuradoras de aguas residuales asegurando una disposición adecuada sanitariamente y ambientalmente.
- Diseñar las instalaciones de los equipos de bombeo considerando su fácil remoción, de forma tal que puedan desmontarse sin mayores contratiempos. No olvidar, incluir los mecanismos y equipamientos necesarios para el desmontaje y carga para la transportación de los equipos.
- Diseñar la ubicación de los equipos electromecánicos en una cota superior a la cota de inundación histórica máxima, o de la previsible según lo determinen los cálculos hidrológicos, implementando las obras de protección que sean necesarias.
- Tomar en consideración en los equipos electromecánicos la dotación de unidades antichispa, para evitar la posibilidad de explosiones como consecuencia de ambientes con presencia de gases producto de las aguas residuales.
- Asegurar que los anclajes de los equipos de bombeo responderán satisfactoriamente a las solicitaciones propias de la amenaza o amenazas analizadas, considerando por ejemplo: juntas flexibles, protecciones eléctricas, anclajes, accesos permanentes, etc.
- Las plantas de tratamiento de aguas residuales deben ser diseñadas por profesionales calificados, considerando la sostenibilidad económica, social, tecnológica y ambiental.
- Para asegurar el cumplimiento de objetivos ambientales, es importante caracterizar el agua de los cuerpos receptores, asimismo su variación de caudales a lo largo del año y los usos potenciales del curso aguas abajo. Esta caracterización y conocimiento del cuerpo receptor proporcionará información valiosa en caso de operaciones de emergencia.
- Realizar diseños considerando como parte integral de la planta, las facilidades mínimas necesarias para realizar las pruebas de laboratorio que garanticen el control del tratamiento, permita dar seguimiento a la calidad del agua tratada y aporte información para realizar ajustes al tratamiento de las aguas.
- Considerar los sistemas de anclaje necesarios para los equipos, cristalería de laboratorio y los diferentes aparatos o equipos móviles**, reactivos**, que pudieran caer en caso de sismos.

- Diseñar accesos seguros tanto exteriormente como en el interior de las instalaciones.
- Diseñar sistemas de drenajes de químicos y componentes de neutralización de purgas y vertidos.
- En las áreas de la planta que así lo ameriten, colocar barandales de protección contra eventuales accidentes de operadores o visitantes.
- Diseñar sistemas de drenaje para obras en laderas así como los diseños de estabilización de taludes.
- Diseñar rutas de evacuación en casos de emergencia.

IV.3 FASE DE CONSTRUCCIÓN

Aspectos Generales

- Usar tuberías de materiales aprobados por las normativas institucionales del SANAA y el FHIS, siguiendo las recomendaciones técnicas determinadas por los fabricantes, en cuanto a limitaciones de presiones internas y externas, así como las condiciones de intemperie.
- Aplicar las recomendaciones apuntadas en los numerales que anteceden y que resultan aplicables a la instalación de tuberías, construcción de obras civiles (pozos de visita, pozos de caída, estaciones de bombeo, plantas de tratamiento de aguas residuales y cabezales de descarga) y equipamientos. La instalación de tuberías de drenaje sanitario siempre se deberá realizar por debajo de la tubería de agua potable, respetando las normativas que rijan el diseño o las recomendaciones sanitarias aceptadas internacionalmente.
- Cuando sea posible, los pozos de inspección y de caída, no deberán permitir el influjo de aguas lluvias y deberán permanecer tapados con tapas que en la medida de lo posible no puedan ser removidas por actos vandálicos.

IV.4 ETAPA DE OPERACIÓN

Aspectos Generales

- Las empresas operadoras deben dotar a sus empleados de los implementos de bioseguridad necesarios para garantizar el desarrollo de sus actividades en condiciones de seguridad a su salud personal y a las de sus familias, así como de las herramientas apropiadas para realizar los trabajos en condiciones de funcionabilidad, seguridad y eficiencia.
- Establecer mecanismos de control para asegurar que no se realicen conexiones de aguas lluvias a los sistemas sanitarios, pues estos aportes

no son previstos en el dimensionamiento de las redes y ocasionan sobrecargas y obstrucciones.

- En áreas con terreno natural expuesto, establecer zanjas de desviación en sitios topográficos críticos.
- Para una operación y mantenimiento eficaz se debe mantener un almacenaje mínimo de equipos, herramientas y repuestos que permitan resolver los problemas con mayores posibilidades de ocurrencia, estos insumos deberán dotarse como parte de la construcción misma de los proyectos.
- Mantener un inventario actualizado de materiales y repuestos y un control de los daños más frecuentes en el sistema.
- Los sistemas de tratamiento de aguas residuales, que cuentan con diseños modulares, ofrecen la flexibilidad de recargar las unidades en operación, mientras se repara el módulo dañado.
- No olvidar que es necesario tener control del dragado del cuerpo receptor, así como el establecer controles para evitar el vertido de residuos sólidos en el mismo.
- Brindar capacitación, guías de primeros auxilios y seguridad ocupacional al personal.
- Efectuar simulacros rutinarios de emergencia.

A. REFERENCIAS

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 DEVELOPMENTIN THE BRITISH VIRGIN ISLANDS (DRAFT), Town and Country Planning Departament, 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 Ávila. 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. 2° 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 Philadelfia. 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 SANEAMINTO 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. TABLA DE DATOS DE MACROMEDICION Y MICROMEDICION PROYECTOS COMPLEJO TURISTICO PUNTA CANA. Grupo Punta Cana. 2008.
61. TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, por Jairo Romero Rojas. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. 1999.
62. ZANJAS Y SISTEMAS DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION, por Sergio Rolim Mendonca. Mc Graw Hill. 2000.
63. Código de Salud. Decreto Número 65-91 del Poder Legislativo con fecha 28 de mayo de 1991,
64. publicado en la Gaceta No.26509 del 6 de agosto de 1991.
65. Emergencias y Desastres en Sistemas de Agua Potable y Saneamiento, Guía para una Respuesta Eficaz, Organización Panamericana de la Salud, oficina Regional de la Organización Mundial de la Salud, 2001.
66. Gestión de Residuos Sólidos en Situaciones de Desastre, Washington, D.C. OPS, 2003.
67. Guía Técnica para la Reducción de la Vulnerabilidad en los Sistemas de Abastecimiento de
68. Agua Potable y Alcantarillado Sanitario. Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA). Nicaragua. Abril 2004
69. Guías Técnicas para la Incorporación de Medidas de Mitigación de Desastres en el Diseño y
70. Construcción de Sistemas de Agua y Saneamiento. SANAA 2004.
71. Guías Técnicas para la Reducción de la Vulnerabilidad en los Sistemas de Agua Potable y
72. Saneamiento. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. República de El Ecuador.
73. Ley de Municipalidades y su Reglamento. Decreto No. 134-90 del Poder Legislativo con fecha 29 de octubre de 1990 con vigencia el 1 de enero de 1991 y reformada según Decreto No. 48-
74. Reglamento General de la Ley Municipalidades. Acuerdo No. 018-93 del Poder Ejecutivo con fecha 1 de febrero de 1993.
75. Ley de Ordenamiento Territorial. Decreto No. 180-2003 del Poder Legislativo con fecha 30 de
76. octubre de 2003, publicado en La Gaceta 30277 del 30 de diciembre de 2003.
77. Ley del SINAGER
78. Ley General de Aguas Decreto 181-2009, del Poder Legislativo 24 de agosto de 2009,
79. publicado en La Gaceta No. 32088 el 14 de diciembre de 2009.

80. Ley General del Ambiente. Decreto No. 104-93 del Poder Legislativo con fecha 27 de mayo de 1993.
81. Ley Marco del Sector de Agua Potable y Saneamiento, Decreto 118-2003 del Poder Legislativo, 20 de agosto de 2003, publicado en La Gaceta No. 30207 el 8 de octubre de 2003, con vigencia a partir del 28 de octubre de 2003.
82. Manual para la Mitigación de Desastres Naturales en Sistemas Rurales de Agua Potable.
83. Organización Panamericana de la Salud, Oficina Regional de la Organización Mundial de la Salud, 1998.
84. Mitigación de Desastres en las instalaciones de Salud: Aspectos de Ingeniería, OPS 1993.
85. Mitigación de Desastres Naturales en Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario: Organización Panamericana de la Salud, Oficina Regional de la Organización Mundial de la Salud, Guías para el Análisis de Vulnerabilidad, 1998.
86. Norma Técnica Nacional para la Calidad del Agua Potable. Acuerdo No. 084 de la Secretaría de Salud Pública con fecha 31 de julio de 1995, con vigencia el 4 de octubre de 1995.
87. Normas Técnicas de las Descargas de Aguas Residuales a Cuerpos Receptores y Alcantarillado Sanitario. Acuerdo No.058 de la Secretaría de Salud Pública, publicada el 9 de abril de 1996 con vigencia desde el 13 de diciembre de 1997.
88. Reglamento de Juntas Administradoras de Agua, aprobado en junio de 2006 y publicado en la Gaceta No. 31092 de fecha 29 de agosto de 2006.
89. Reglamento General de la Ley Marco del Sector de Agua Potable y Saneamiento. Acuerdo No. 006 de la Secretaría de Salud del 3 de febrero de 2004, publicado en La Gaceta No. 30384 del 8 de mayo del 2004 con vigencia a partir del día de su publicación en La Gaceta.
90. Reglamento General de Salud Ambiental. Acuerdo No. 0094 de la Secretaría de Salud Pública con fecha 11 de junio 1997, publicado en La Gaceta Número 28593 del 20 de junio de 1998.
91. República de Honduras. Visión de País 2010-2038 y Plan de Nación 2010-2022. Enero 2010
92. Guía Técnica Y Protocolos Para La Reducción De Riesgos En La Gestión De Los Servicios De Agua Y Saneamiento; Programa Conjunto en Agua y Saneamiento Honduras Organización Panamericana De La Salud (OPS/OMS

B. ABREVIATURAS Y ACRONIMOS

A	Área
ACI	Instituto Americano del Concreto
Al	Aluminio
Al_2O_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 del	Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias 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	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 oxigeno
DBO_5	Demanda bioquímica de oxígeno a los 5 días
DBOS	Demanda bioquímica de oxigeno soluble
DBOT	Demanda bioquímica de oxigeno total
DIN	Instituto Alemán de Normalización
DQO	Demanda química de oxigeno

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_2O	Agua
hab	Habitante
ha	Hectárea
HCO3-	Bicarbonatos
HP	Caballo de fuerzo
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	Óxido Nítrico
NO_2	Dióxido de nitrógeno
H_2	Hidrogeno
H_2S	Sulfuro de hidrogeno
OD	Oxígeno 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
MIMARENA	Ministerio 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

C. 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
Coeficiente de consumo máximo diario k1
TABLA6
Coeficiente de consumo máximo horario, k2
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 bloques Leopold
TABLA 26
Espesor y tamaño de cada capa en filtros con bloques Leopold especiales
TABLA 27
Espesor y tamaño de cada capa en filtros con vigas prefabricadas
TABLA 28
Características de filtros con lecho doble de antracita y arena
TABLA 29
Características de filtros con lecho doble de antracita y arena en filtración directa
TABLA 30
Características de filtros de flujo descendente con lecho doble de antracita y arena
TABLA 31
Características generales de los diferentes tipos de módulos de membrana de OI
TABLA 32
Concentración de lodos en el tratamiento de aguas
TABLA 33
Concentración de lodos sedimentados
TABLA 34
El coeficiente n de rugosidad de Manning
TABLA 35
Velocidad mínima de aguas residuales industriales
TABLA 36
Profundidad mínima de colectores
TABLA 37
Dimensiones recomendables de zanja
TABLA 38
Periodos de retorno o grado de protección
TABLA 39
Factor de reducción
TABLA 40
Coeficiente de escorrentía o impermeabilidad

TABLA 41
Valores de K y n en el medidor Parshall
TABLA 42
Caudal o gasto por metro lineal en vertedero rectangular
TABLA 43
Caudal o gasto en vertedero triangular (escotadura 90°)
TABLA 44
Parámetros a requeridos en aguas residuales
TABLA 45
Aportes per cápita para aguas residuales domésticas
TABLA 46
Información típica para el diseño de rejillas de barras
TABLA 47
Coeficiente de pérdida para rejillas
TABLA 48
Geometría para desarenadores
TABLA 49
Información típica para el diseño de desarenadores de flujo horizontal
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
Procesos y/o operaciones unitarias involucradas en los Sistemas de Depuración de Aguas Residuales
TABLA 56
Procesos de la línea de tratamiento de fangos
TABLA 57
Información típica para el diseño de tanques sépticos
TABLA 58
Valores de profundidad útil
TABLA 59
Información típica para el diseño de tanques de sedimentación primaria
TABLA 60
Tasa de desbordamiento superficial

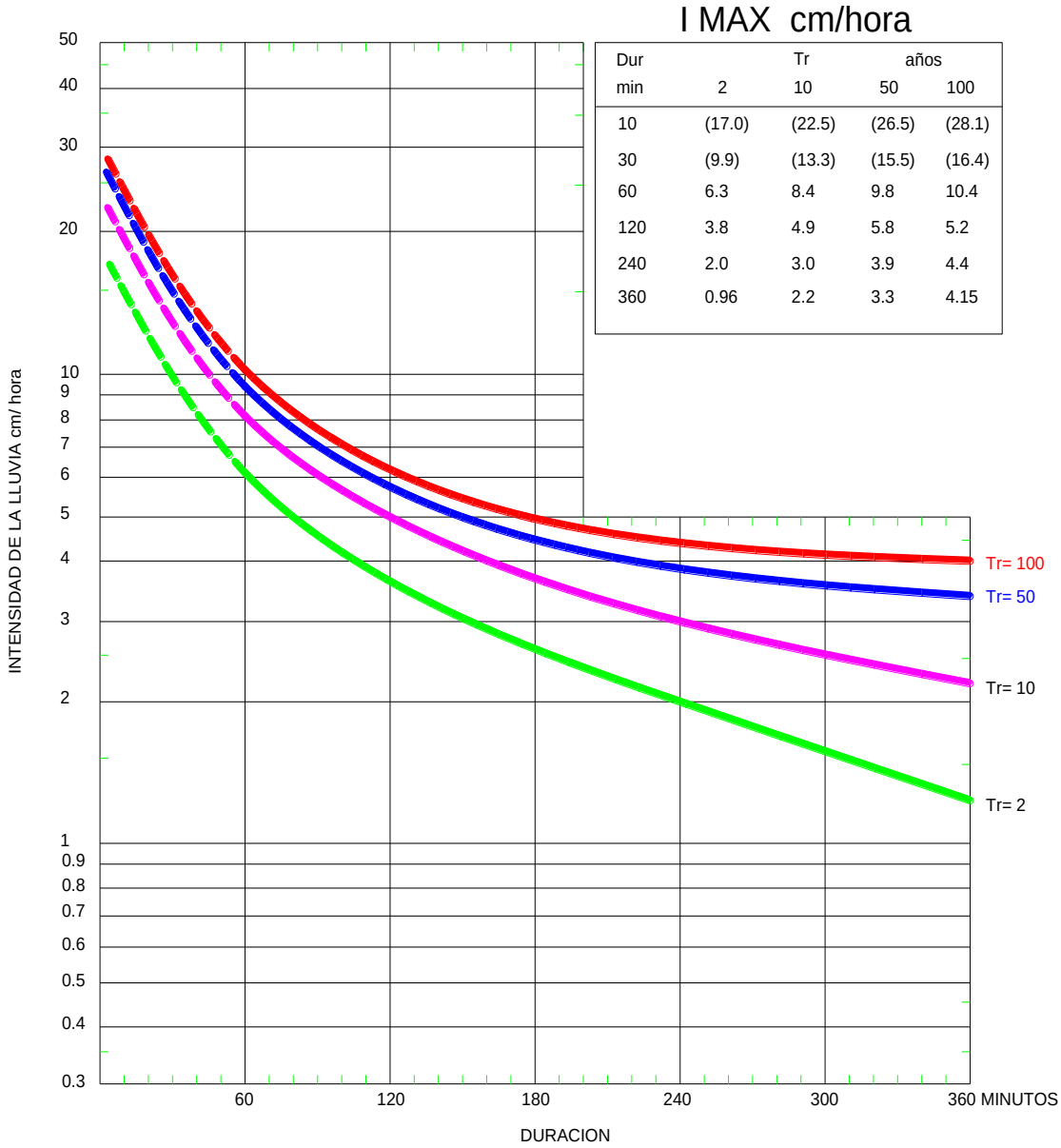
TABLA 61
Tasas de carga másica
TABLA 62
Profundidad de agua
TABLA 63
Parámetros empíricos de diseño para el proceso de lodos activados
TABLA 64
Parámetros empíricos de diseño para el proceso de lodos activados
TABLA 65
Coeficientes cinéticos para procesos de lodos activados en aguas residuales domésticas
TABLA 66
Rangos típicos de transferencia de oxígeno por tipo de aireador
TABLA 67
Parámetros de diseño para el proceso de lodos activados como post-tratamiento de efluentes de reactores anaerobios (63)
TABLA 68
Características de diseño para los diferentes tipos de biodiscos
TABLA 69
Granulometría de los medios de roca
TABLA 70
Propiedades físicas de medios de filtros percoladores
TABLA 71
Características de diseño para los diferentes tipos de filtros percoladores
TABLA 72
Parámetros de diseño para tanque Imhoff
TABLA 73
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 74
Cargas orgánicas aplicables en relación con la temperatura operacional
TABLA 75
Tiempos de retención hidráulicos aplicados a diferentes rangos de temperatura
TABLA 76
Rangos de valores para el número de puntos de entrada requeridos en un reactor UASB
TABLA 77
Rangos de los principales criterios y parámetros hidráulicos para proyectos que generen aguas residuales de estricto origen doméstico
TABLA 78
Estándares de diseño del RAP

TABLA 79
Tiempos de retención hidráulica
TABLA 80
Criterios de Diseño para filtros anaeróbicos
TABLA 81
Clasificación de las lagunas de estabilización
TABLA 82
Relación entre la temperatura, período de retención y eficiencia en lagunas anaeróbicas
TABLA 83
Relación Largo/Ancho por tipo de laguna
TABLA 84
Rangos de tiempo de retención para lagunas aireadas
TABLA 85
Rangos de profundidad para las lagunas aireadas
TABLA 86
Factor de dispersión
TABLA 87
Rangos de eficiencia de remoción de patógenos e indicadores, en los sistemas de lagunas de estabilización
TABLA 88
Manejo de lodos en las lagunas de estabilización
Tabla 89.
Criterios de diseño típico de los humedales con flujo libre
Tabla 90.
Criterios de diseño típico de los humedales con flujo subsuperficial
Tabla 91.
Características de los medios empleados en los sistemas con flujo subsuperficial
TABLA 92
Dosis de cloro para desinfección normal de aguas residuales domésticas
TABLA 93
Dosis típicas recomendadas para sistemas ultravioletas
TABLA 94
Generación típica de lodos por tratamiento
TABLA 95
Características de los lodos
TABLA 96
Volúmenes típicos unitarios de digestores de lodos anaerobios mesofílicos
TABLA 97
Parámetros en digestores aerobios

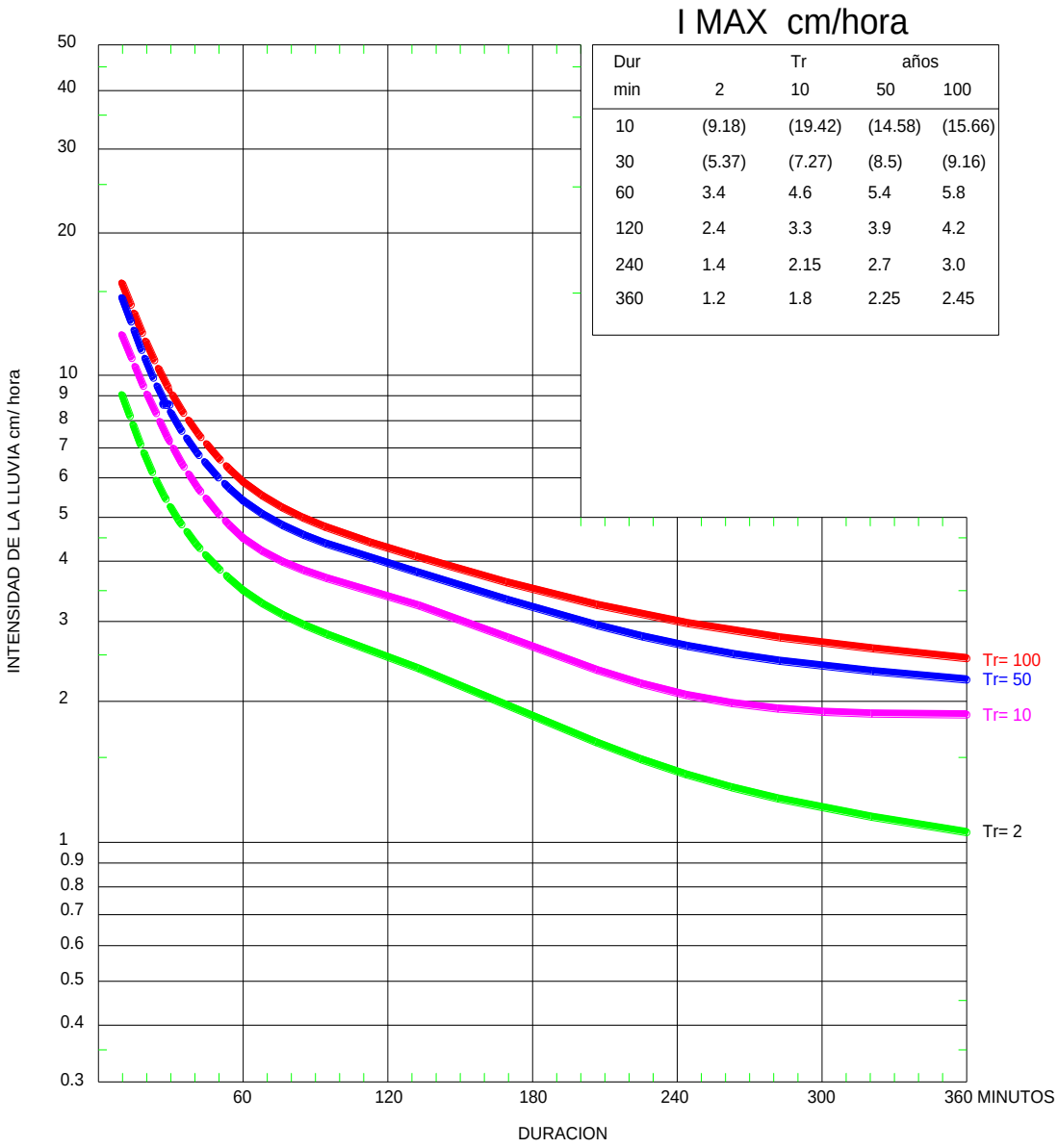
D. APENDICES

D.1. Relación Intensidad Máxima vs. Duración para diferentes períodos de retorno en República Dominicana [28]

RELACIÓN INTENSIDAD MÁXIMA Vs. DURACIÓN

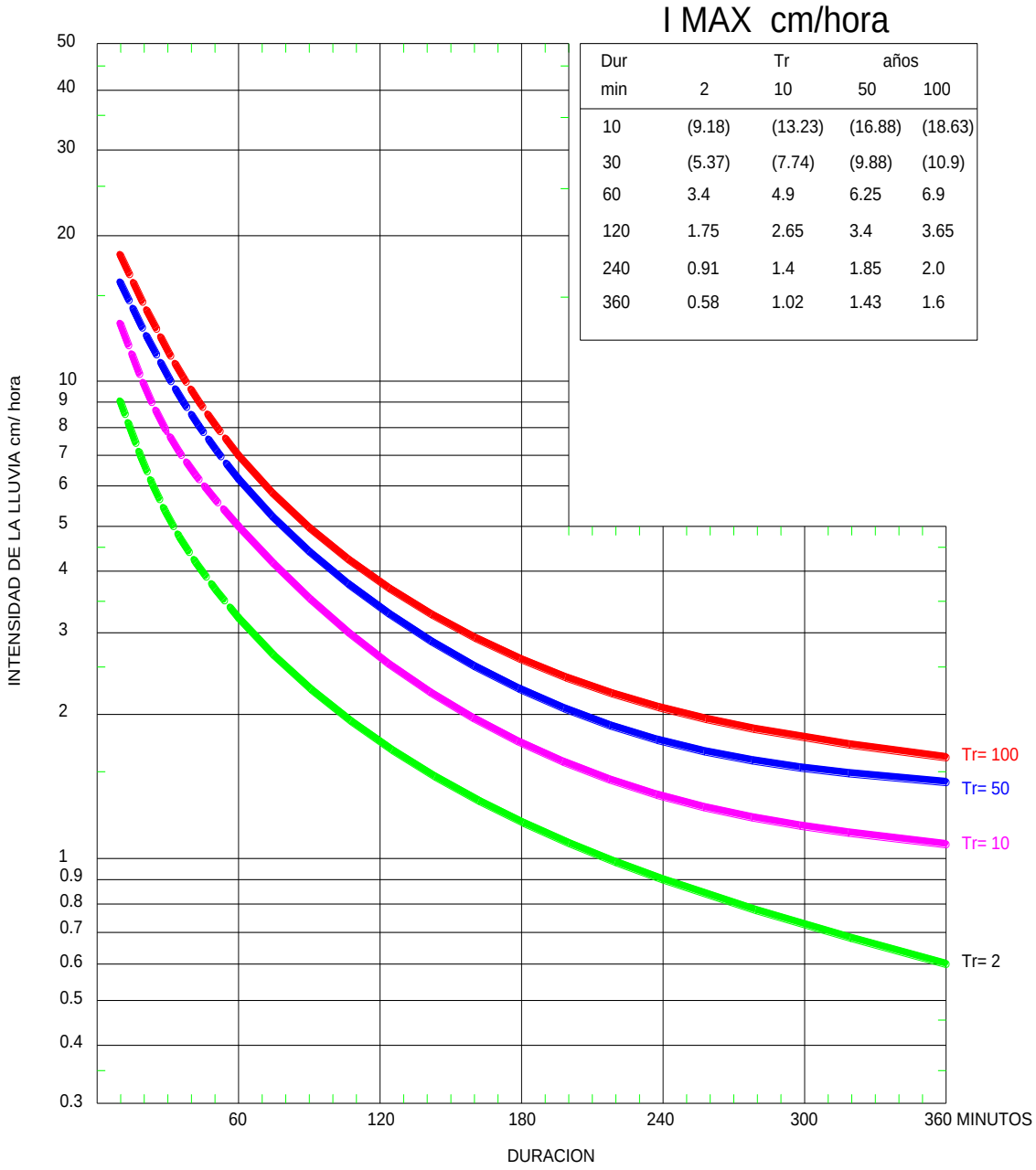


Estación de Partido
(Latitud 19-28, Longitud 71-20, Elevación 129)



Dur	Tr años			
min	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)

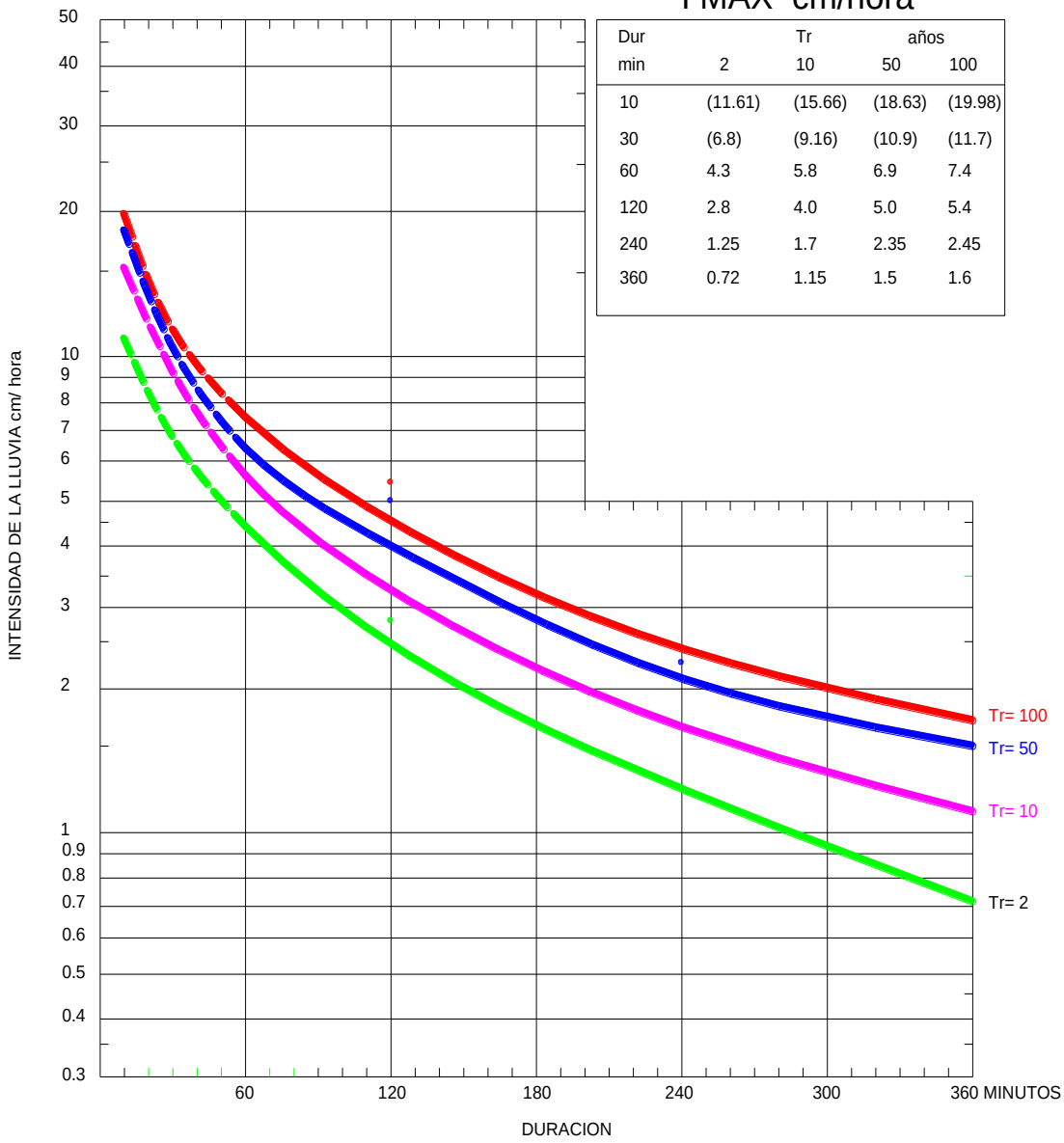


Dur	Tr años			
min	2	10	50	100
10	(9.18)	(13.23)	(16.88)	(18.63)
30	(5.37)	(7.74)	(9.88)	(10.9)
60	3.4	4.9	6.25	6.9
120	1.75	2.65	3.4	3.65
240	0.91	1.4	1.85	2.0
360	0.58	1.02	1.43	1.6

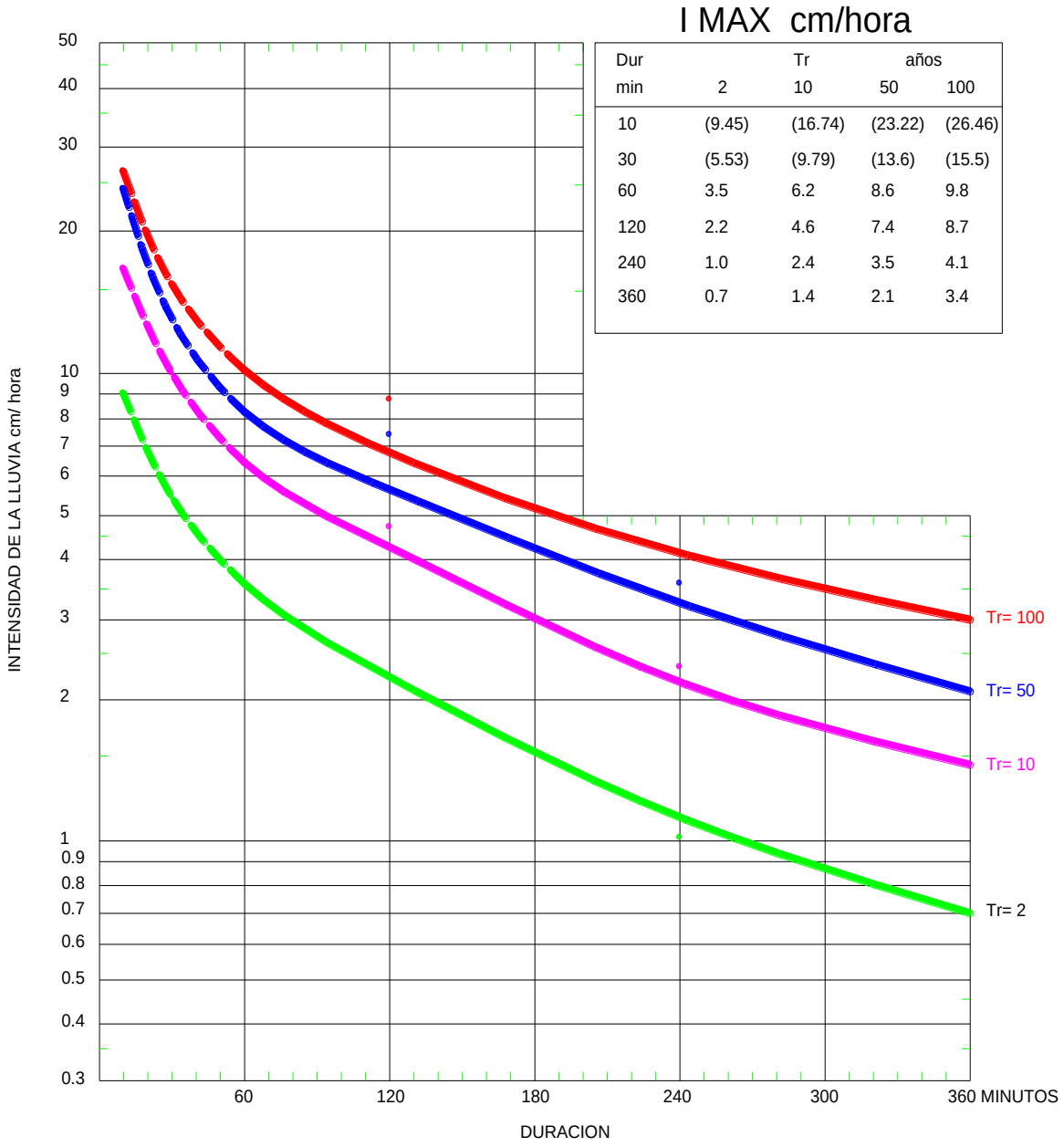
Estación de Tavera
(Latitud 19-17, Longitud 70-43, Elevación 300)

I MAX cm/hora

Dur	Tr	años		
min	2	10	50	100
10	(11.61)	(15.66)	(18.63)	(19.98)
30	(6.8)	(9.16)	(10.9)	(11.7)
60	4.3	5.8	6.9	7.4
120	2.8	4.0	5.0	5.4
240	1.25	1.7	2.35	2.45
360	0.72	1.15	1.5	1.6

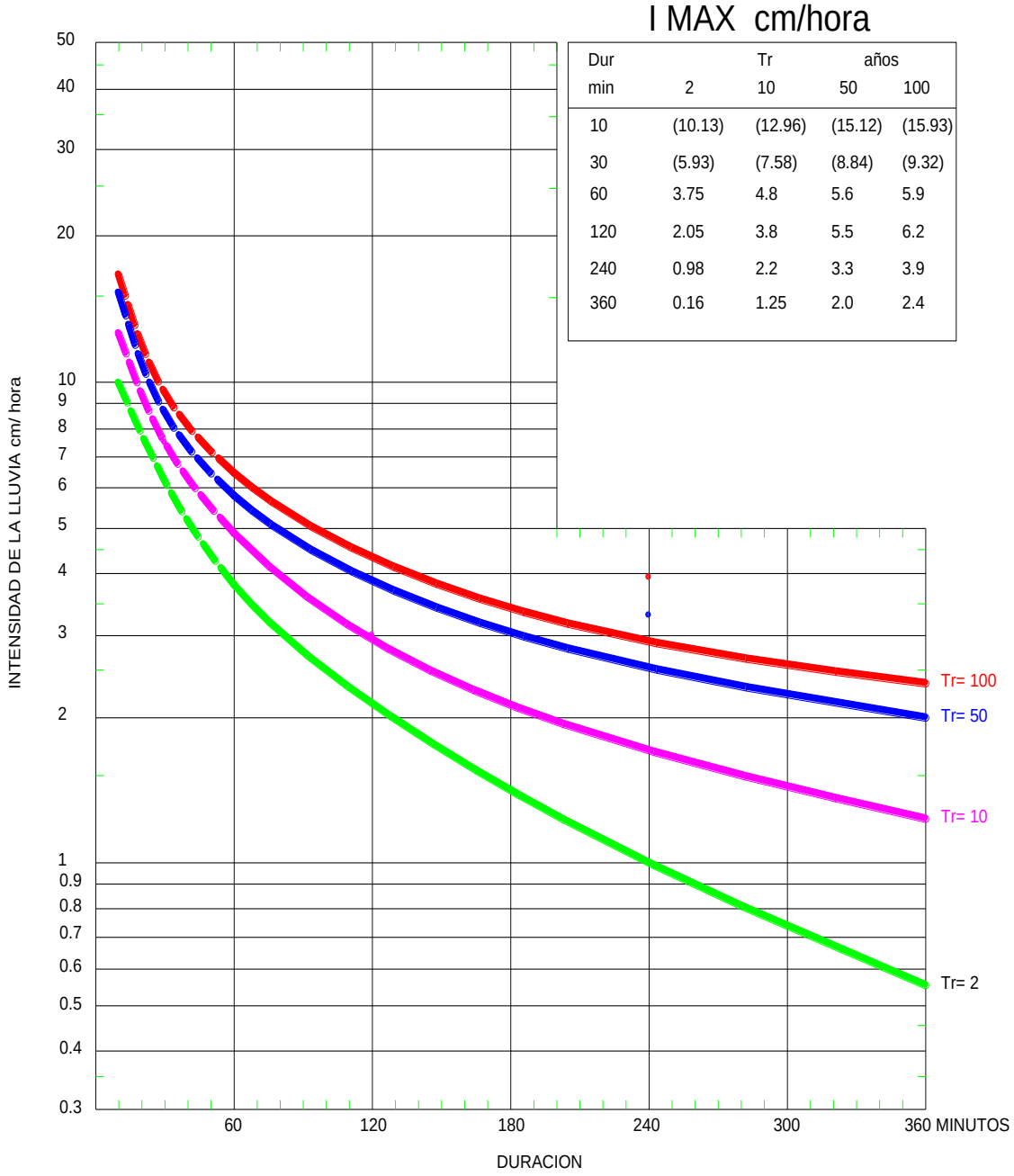


Estación de San José de las Matas
(Latitud 19-20, Longitud 70-56, Elevación 530)



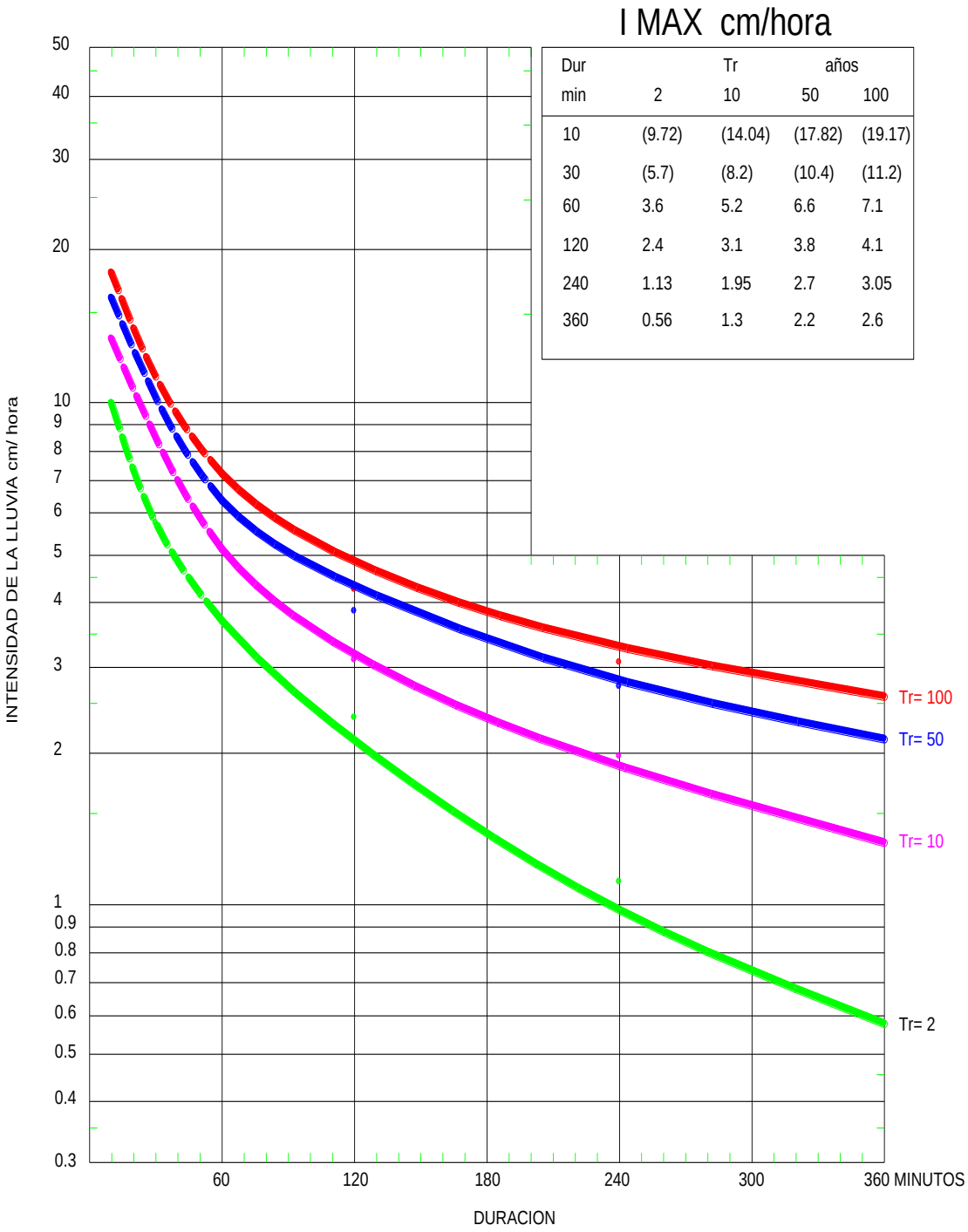
Dur	Tr	años		
min	2	10	50	100
10	(9.45)	(16.74)	(23.22)	(26.46)
30	(5.53)	(9.79)	(13.6)	(15.5)
60	3.5	6.2	8.6	9.8
120	2.2	4.6	7.4	8.7
240	1.0	2.4	3.5	4.1
360	0.7	1.4	2.1	3.4

Estación de Santiago
(Latitud 19-45, Longitud 70-50, Elevación 124)



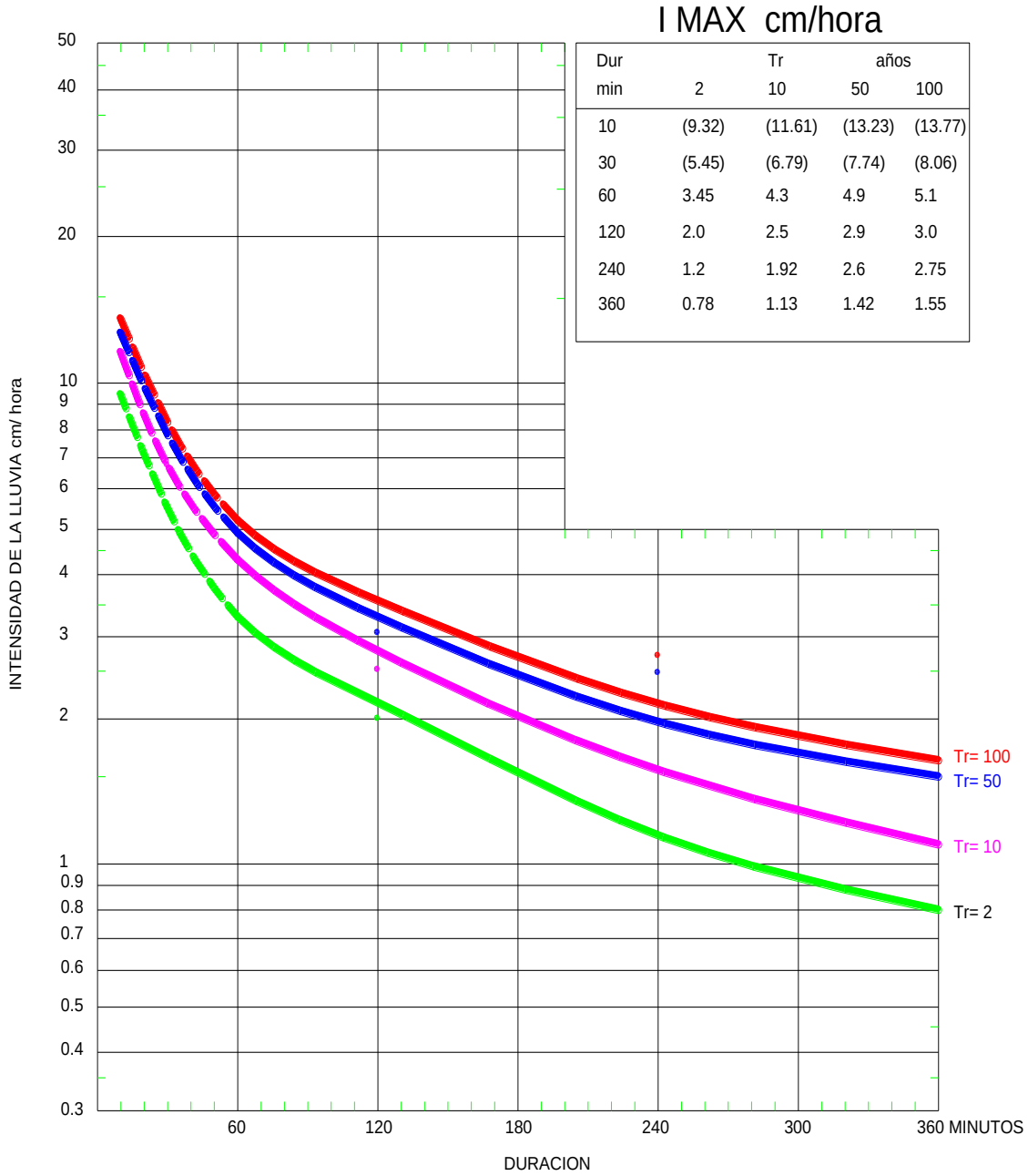
Dur	Tr años			
min	2	10	50	100
10	(10.13)	(12.96)	(15.12)	(15.93)
30	(5.93)	(7.58)	(8.84)	(9.32)
60	3.75	4.8	5.6	5.9
120	2.05	3.8	5.5	6.2
240	0.98	2.2	3.3	3.9
360	0.16	1.25	2.0	2.4

Estación de Mao - Valverde
(Latitud 19-35, Longitud 71-03, Elevación 90)



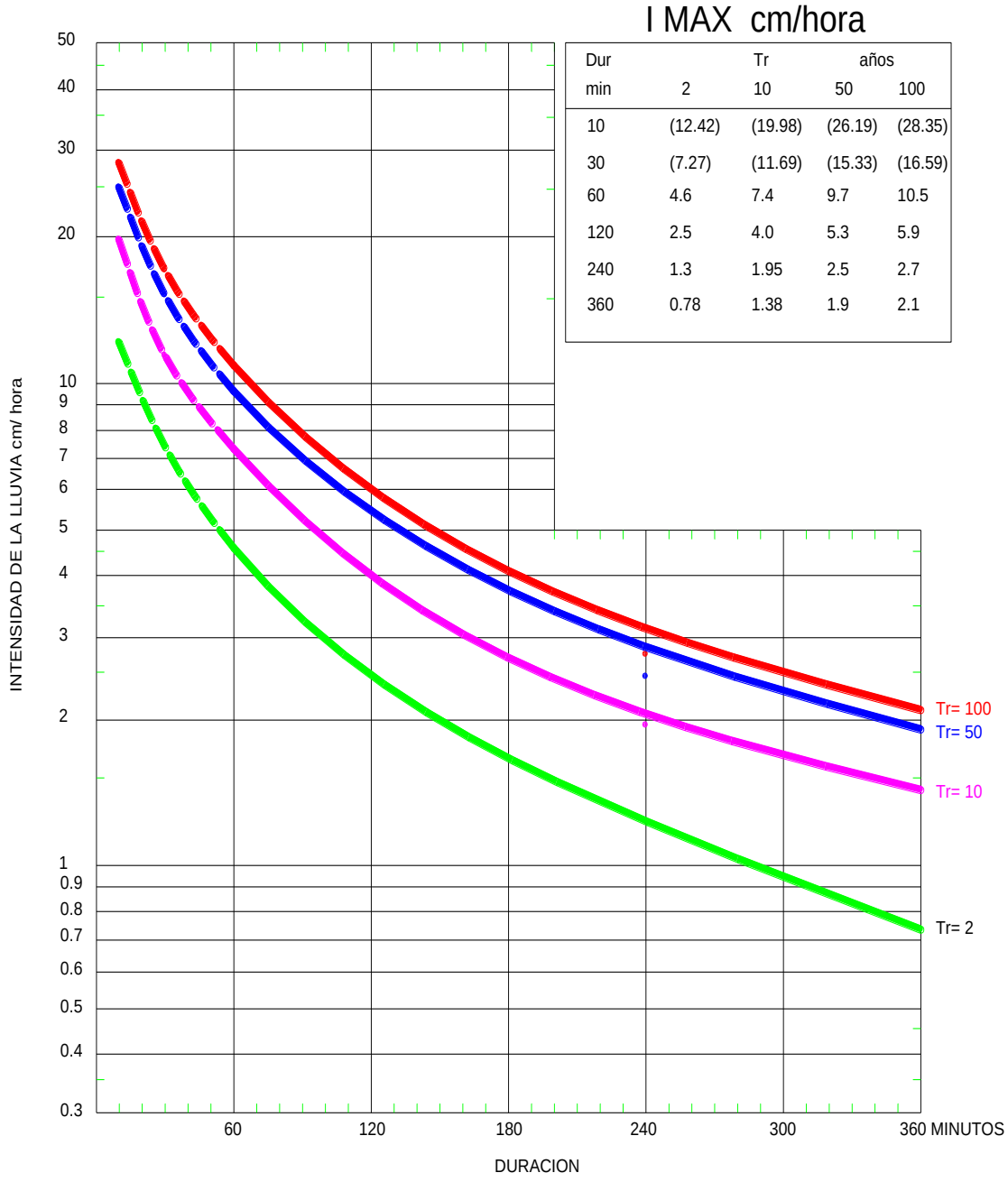
Dur	Tr años			
min	2	10	50	100
10	(9.72)	(14.04)	(17.82)	(19.17)
30	(5.7)	(8.2)	(10.4)	(11.2)
60	3.6	5.2	6.6	7.1
120	2.4	3.1	3.8	4.1
240	1.13	1.95	2.7	3.05
360	0.56	1.3	2.2	2.6

Estación de La Antona
(Latitud 19-38, Longitud 71-24, Elevación 48)

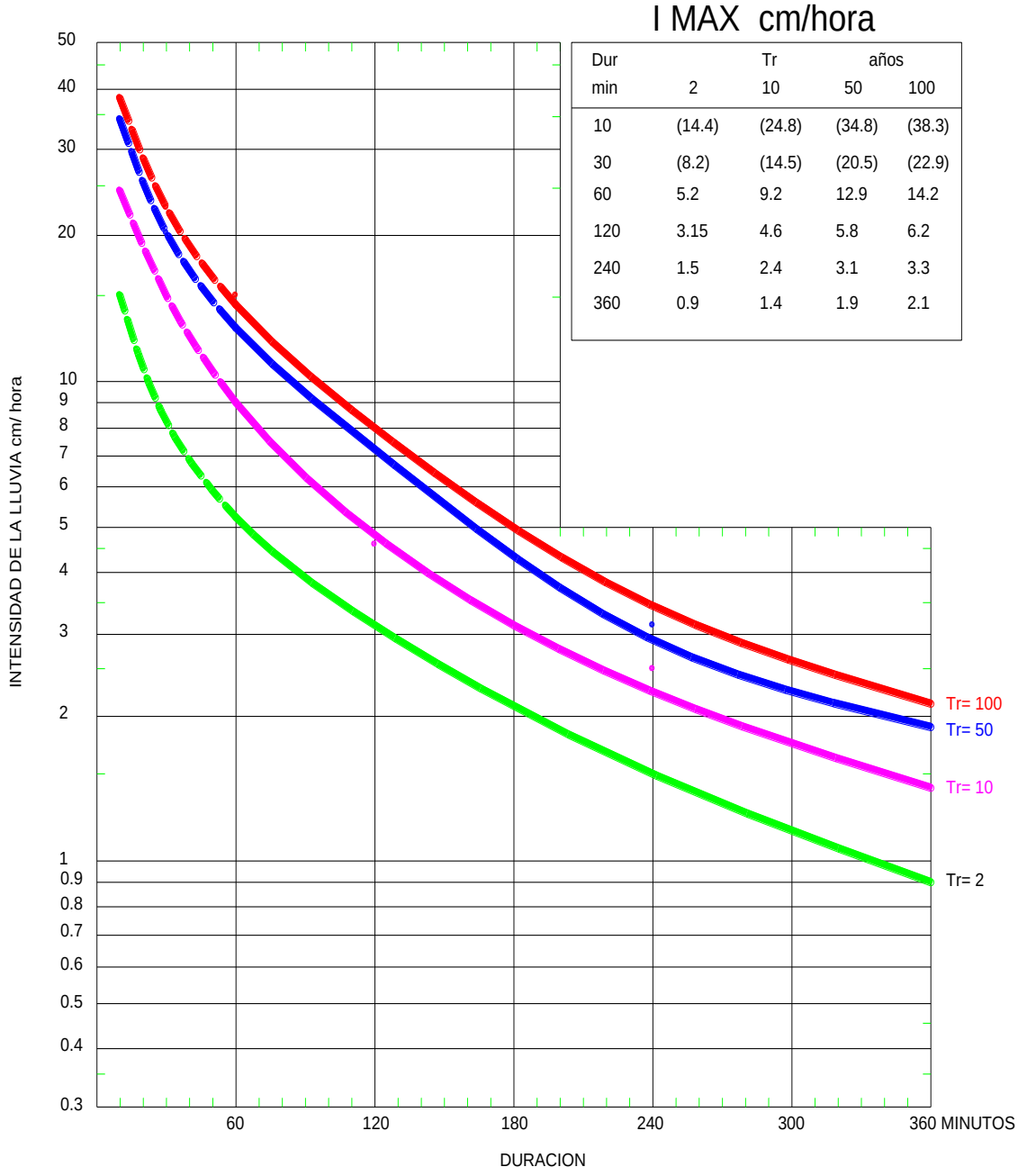


Dur min	Tr 2	10	años 50	100
10	(9.32)	(11.61)	(13.23)	(13.77)
30	(5.45)	(6.79)	(7.74)	(8.06)
60	3.45	4.3	4.9	5.1
120	2.0	2.5	2.9	3.0
240	1.2	1.92	2.6	2.75
360	0.78	1.13	1.42	1.55

Estación de El Río
(Latitud 18-58, Longitud 70-37, Elevación 1120)

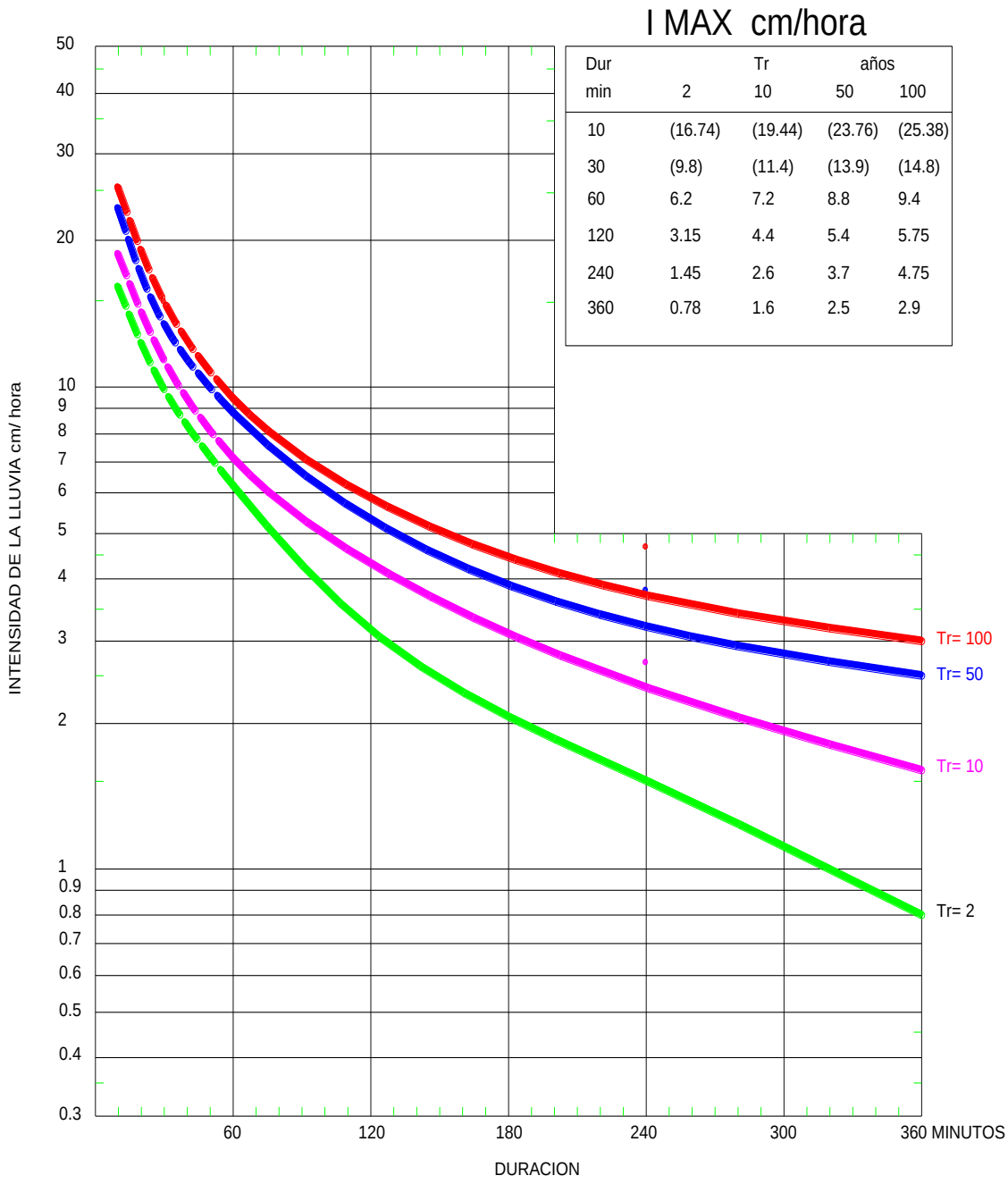


Estación de Manabao
(Latitud 19-03, Longitud 70-47, Elevación 900)



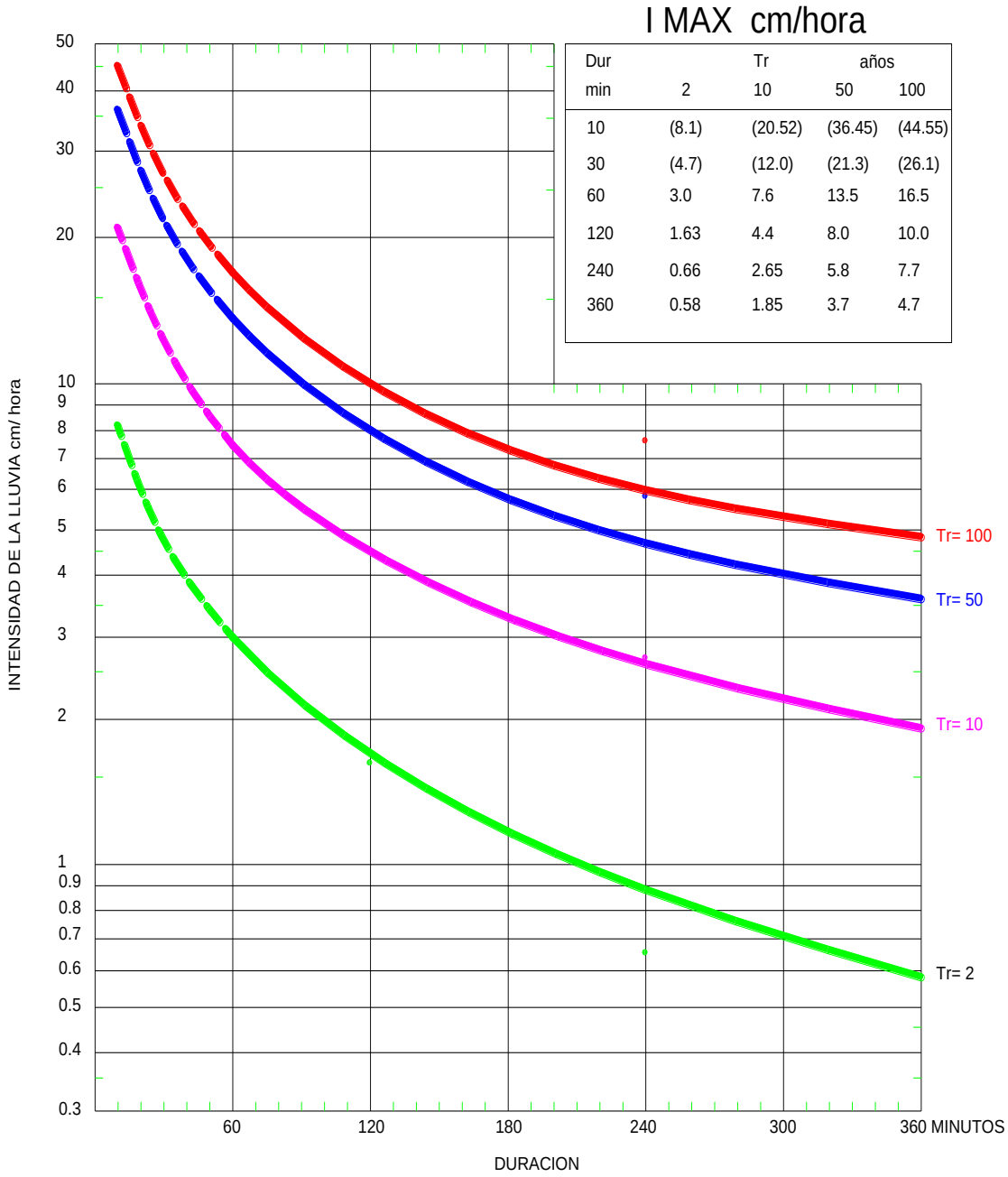
Dur	Tr años			
min	2	10	50	100
10	(14.4)	(24.8)	(34.8)	(38.3)
30	(8.2)	(14.5)	(20.5)	(22.9)
60	5.2	9.2	12.9	14.2
120	3.15	4.6	5.8	6.2
240	1.5	2.4	3.1	3.3
360	0.9	1.4	1.9	2.1

Estación de Mata grande
(Latitud 19-12, Longitud 70-59, Elevación 1000)



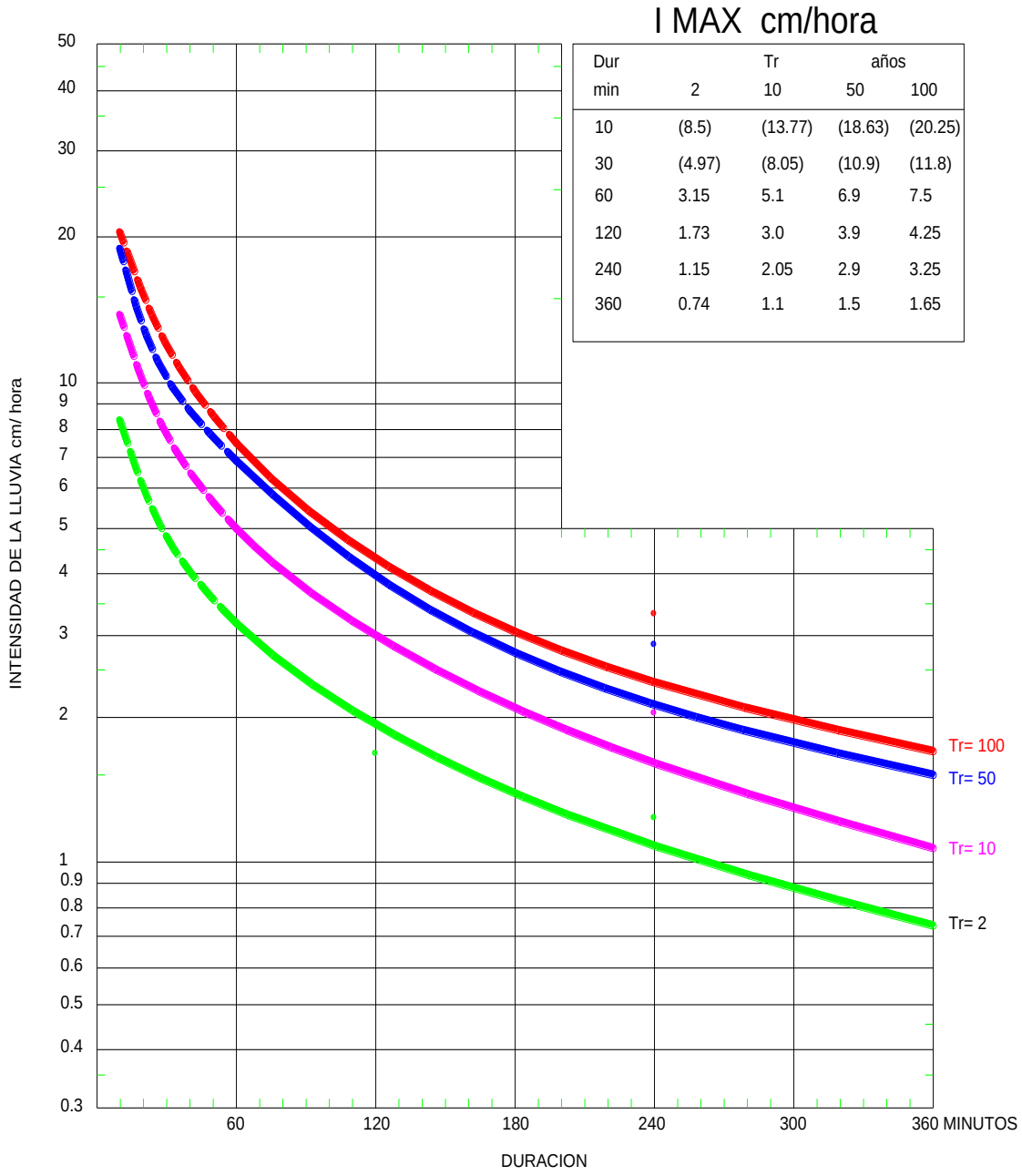
Dur	Tr	años		
min	2	10	50	100
10	(16.74)	(19.44)	(23.76)	(25.38)
30	(9.8)	(11.4)	(13.9)	(14.8)
60	6.2	7.2	8.8	9.4
120	3.15	4.4	5.4	5.75
240	1.45	2.6	3.7	4.75
360	0.78	1.6	2.5	2.9

Estación de Magua
(Latitud 19-23, Longitud 71-07, Elevación 220)

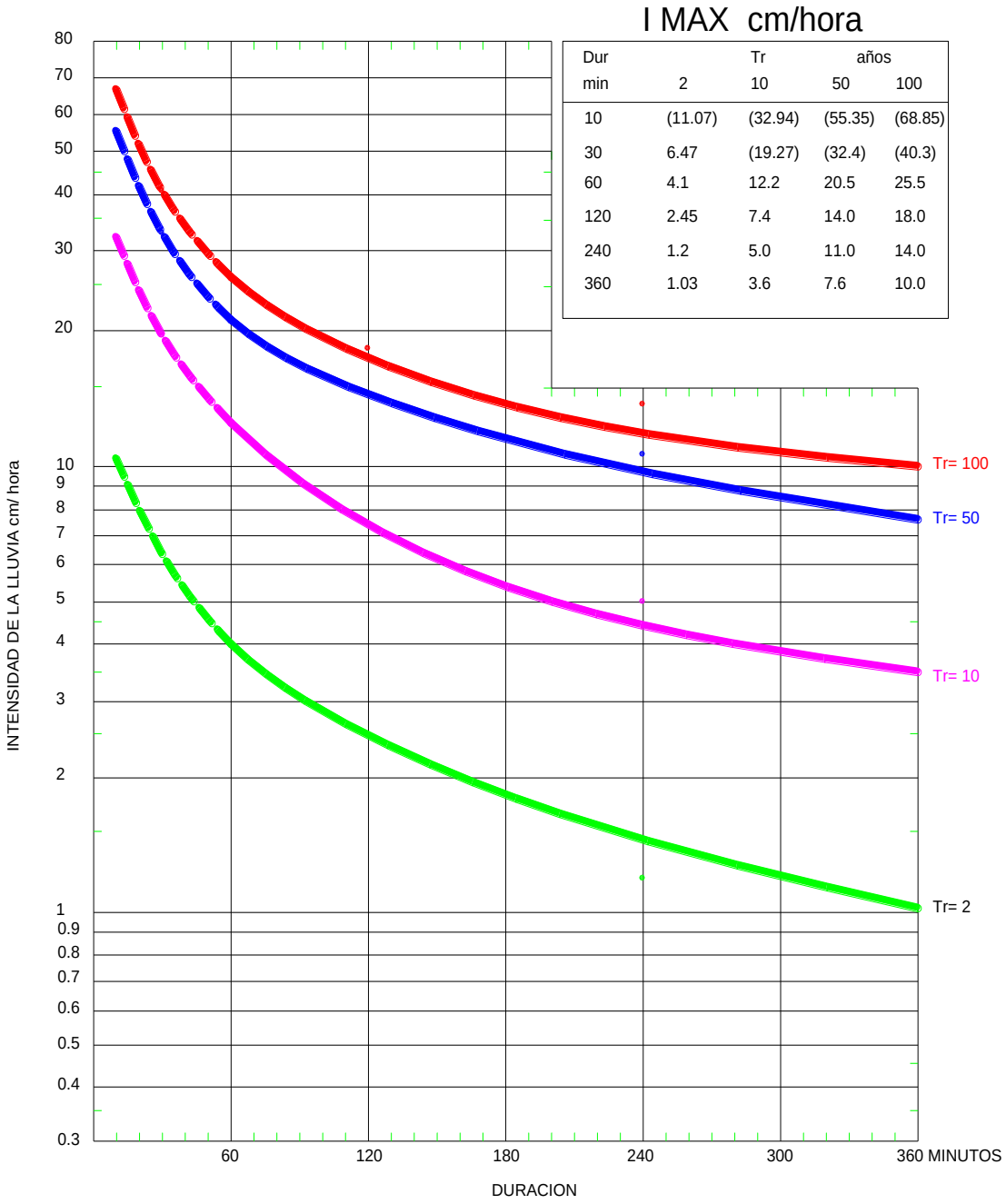


Dur	Tr años			
min	2	10	50	100
10	(8.1)	(20.52)	(36.45)	(44.55)
30	(4.7)	(12.0)	(21.3)	(26.1)
60	3.0	7.6	13.5	16.5
120	1.63	4.4	8.0	10.0
240	0.66	2.65	5.8	7.7
360	0.58	1.85	3.7	4.7

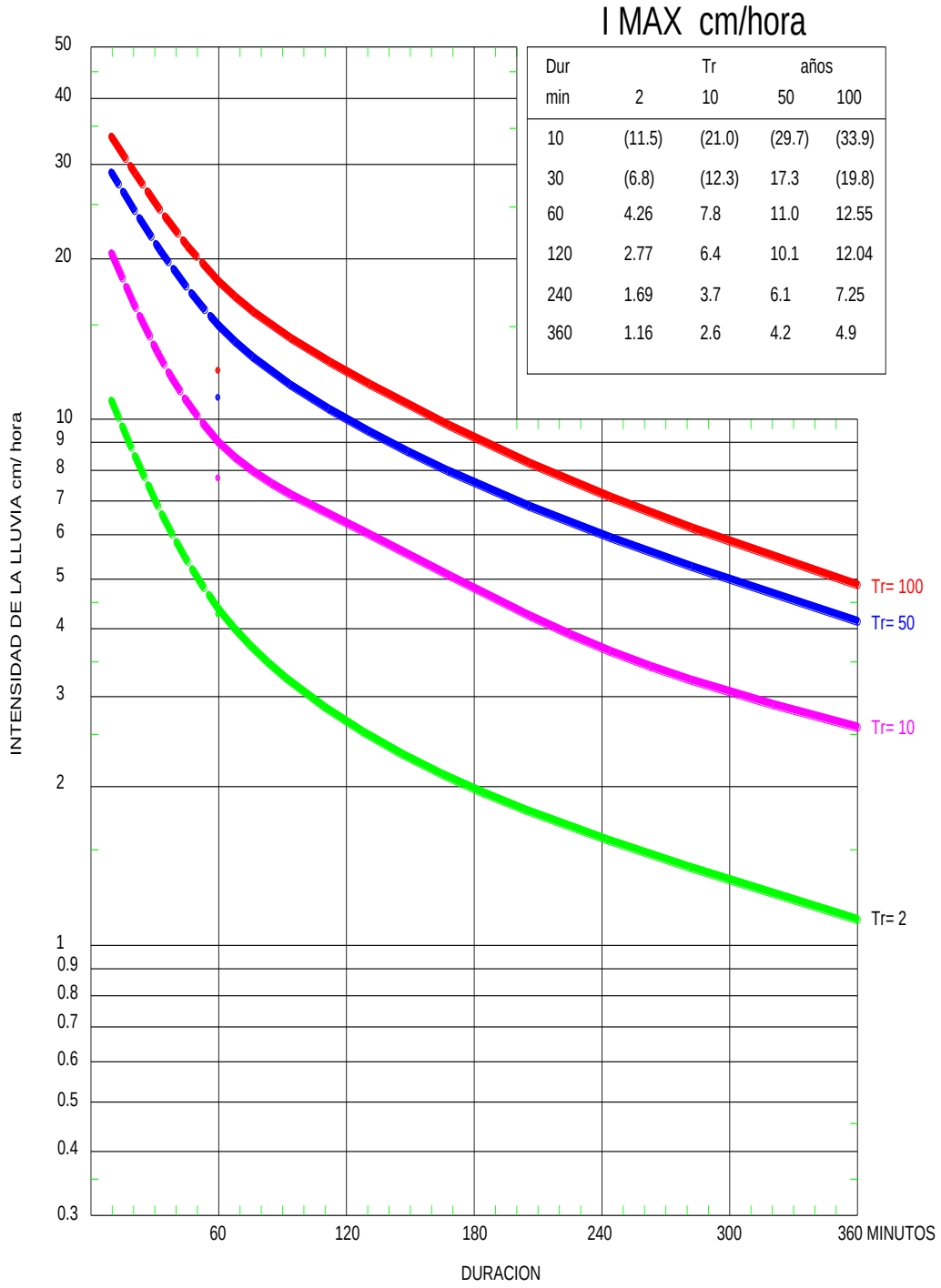
Estación de Santo Domingo
(Latitud 18-29, Longitud 69-55, Elevación 47)



Estación de San Francisco de Macorís
(Latitud 19-17, Longitud 70-14, Elevación 110)

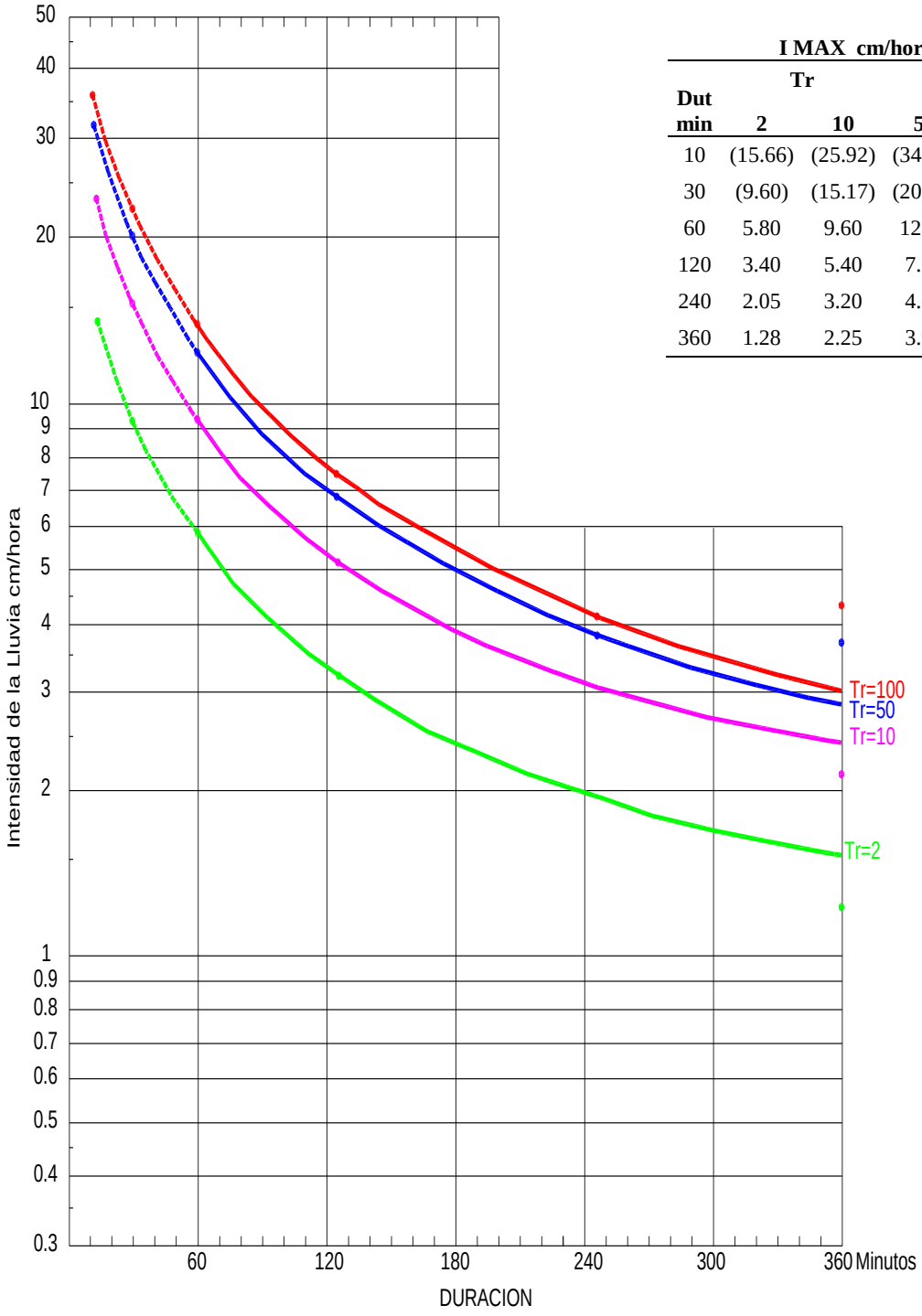


Estación de Juma - Bonao
(Latitud 18-54, Longitud 70-23, Elevación 178)



Dur min	Tr 2	10	años 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

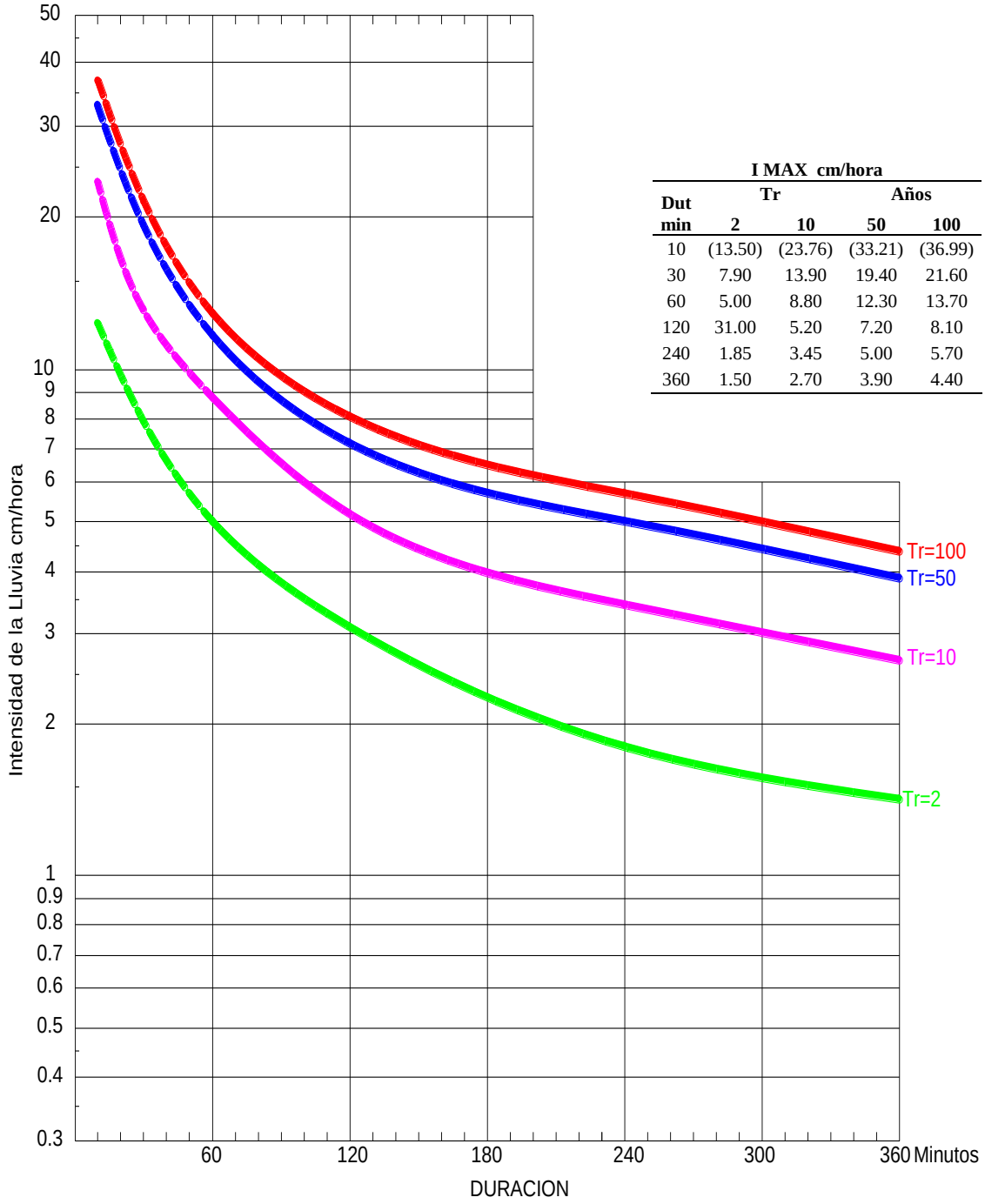
Estación de Limón del Yuna
(Latitud 19-09, Longitud 69-49, Elevación 8)



I MAX cm/hora

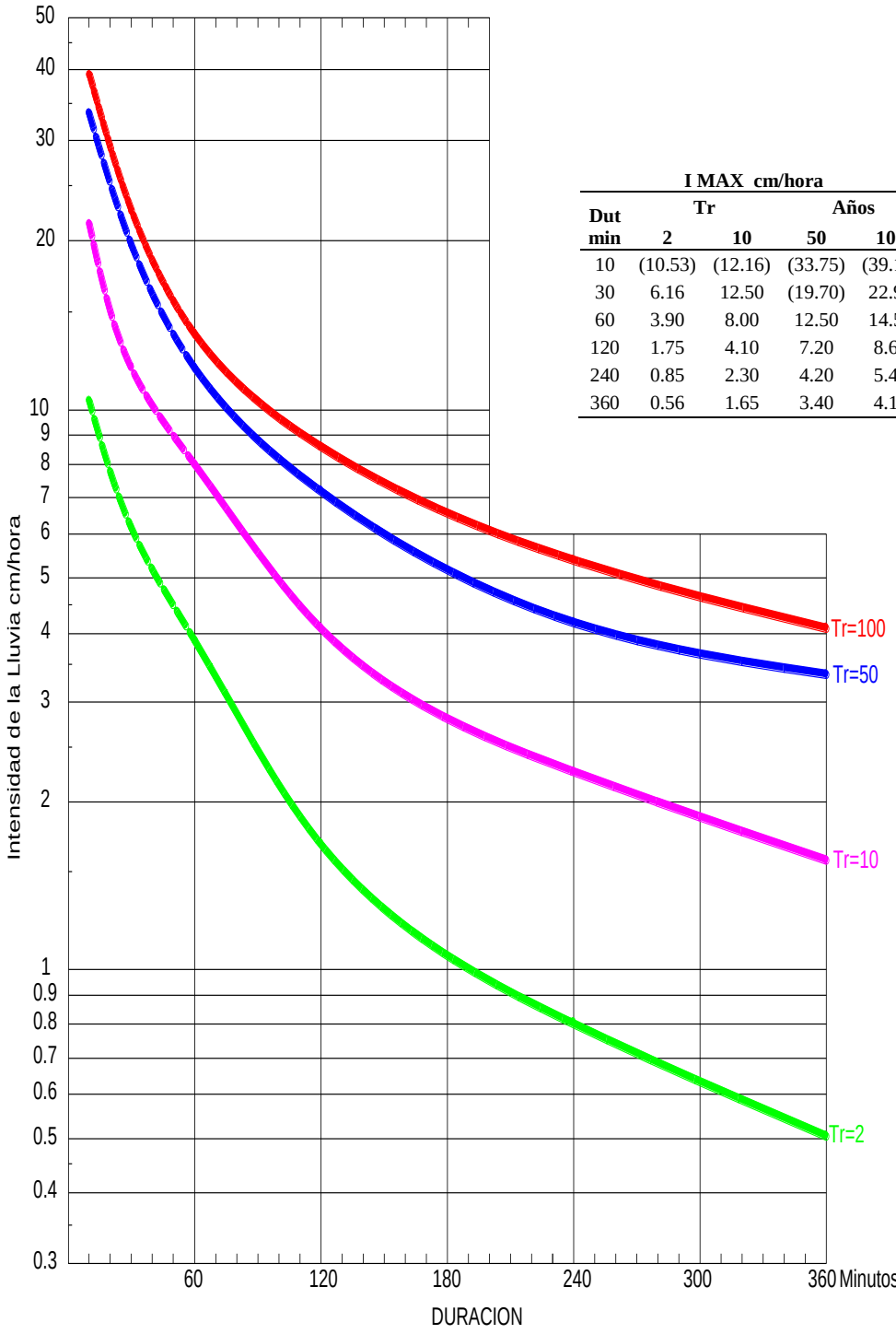
Dut min	Tr Años 2	10	50	100
10	(15.66)	(25.92)	(34.56)	(38.34)
30	(9.60)	(15.17)	(20.22)	(22.40)
60	5.80	9.60	12.80	14.20
120	3.40	5.40	7.20	7.90
240	2.05	3.20	4.00	4.30
360	1.28	2.25	3.90	4.25

Estación Los Quemados
(Latitud 19-00, Longitud 69-58, Elevación 90)



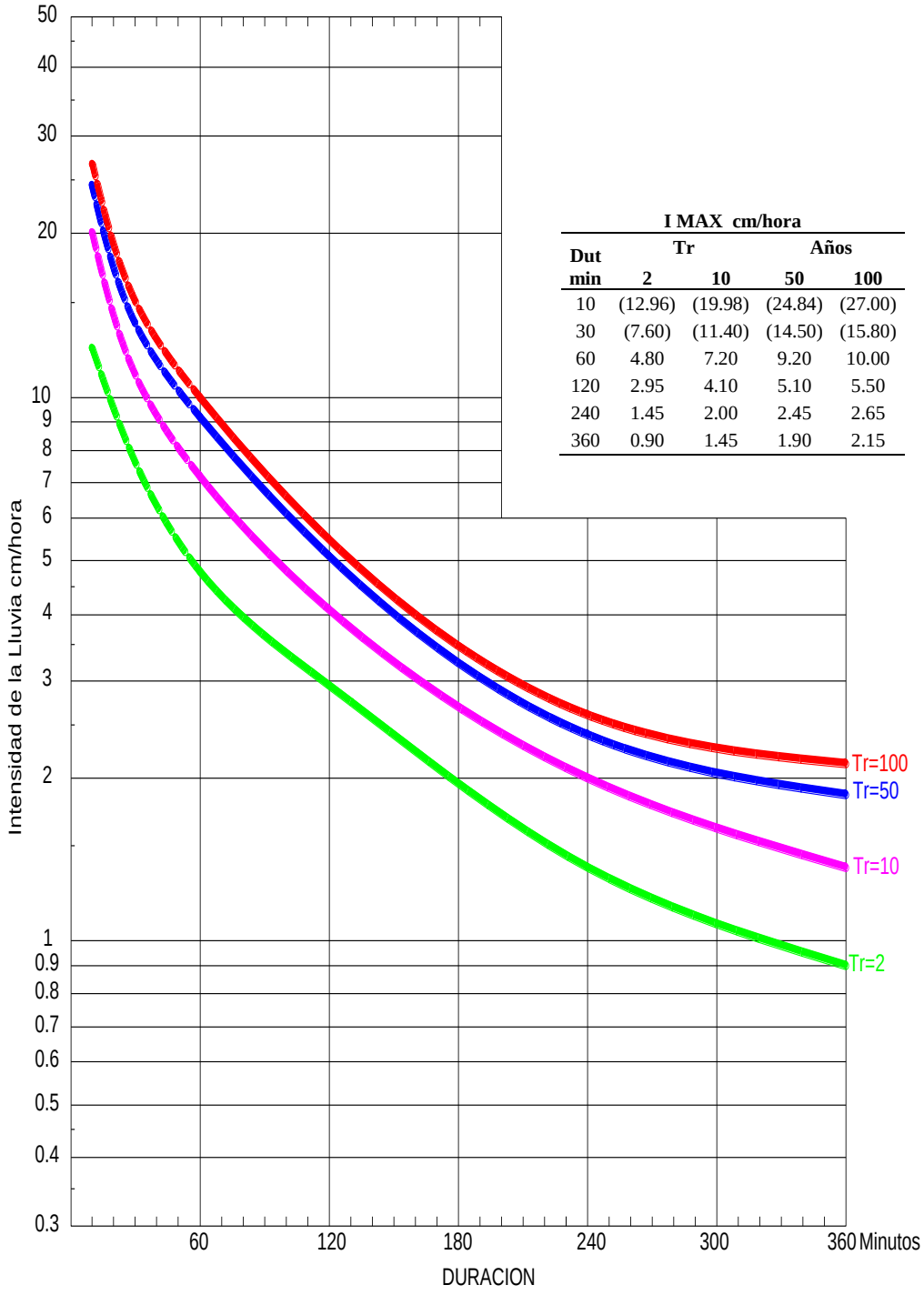
I MAX cm/hora				
Dut	Tr		Años	
min	2	10	50	100
10	(13.50)	(23.76)	(33.21)	(36.99)
30	7.90	13.90	19.40	21.60
60	5.00	8.80	12.30	13.70
120	31.00	5.20	7.20	8.10
240	1.85	3.45	5.00	5.70
360	1.50	2.70	3.90	4.40

Estación Hatillo-Yuna
(Latitud 18-56-50, Longitud 70-15-10, Elevación 80)



I MAX cm/hora				
Dut	Tr		Años	
min	2	10	50	100
10	(10.53)	(12.16)	(33.75)	(39.15)
30	6.16	12.50	(19.70)	22.90
60	3.90	8.00	12.50	14.50
120	1.75	4.10	7.20	8.60
240	0.85	2.30	4.20	5.40
360	0.56	1.65	3.40	4.10

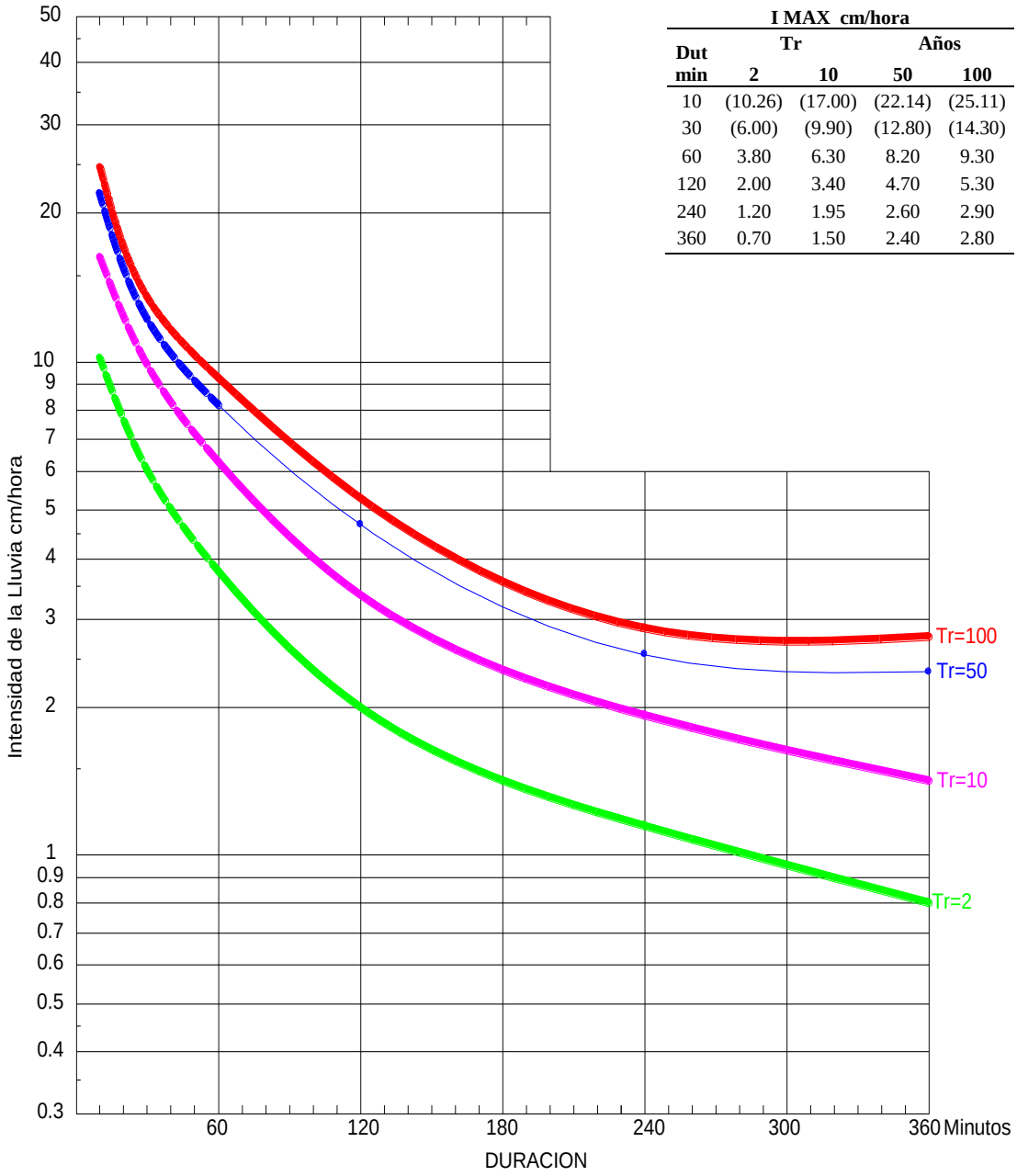
Estación Higuey
(Latitud 18-37-20, Longitud 68-42-05, Elevación 90)



I MAX cm/hora

Dut min	Tr Años 2	10	50	100
10	(12.96)	(19.98)	(24.84)	(27.00)
30	(7.60)	(11.40)	(14.50)	(15.80)
60	4.80	7.20	9.20	10.00
120	2.95	4.10	5.10	5.50
240	1.45	2.00	2.45	2.65
360	0.90	1.45	1.90	2.15

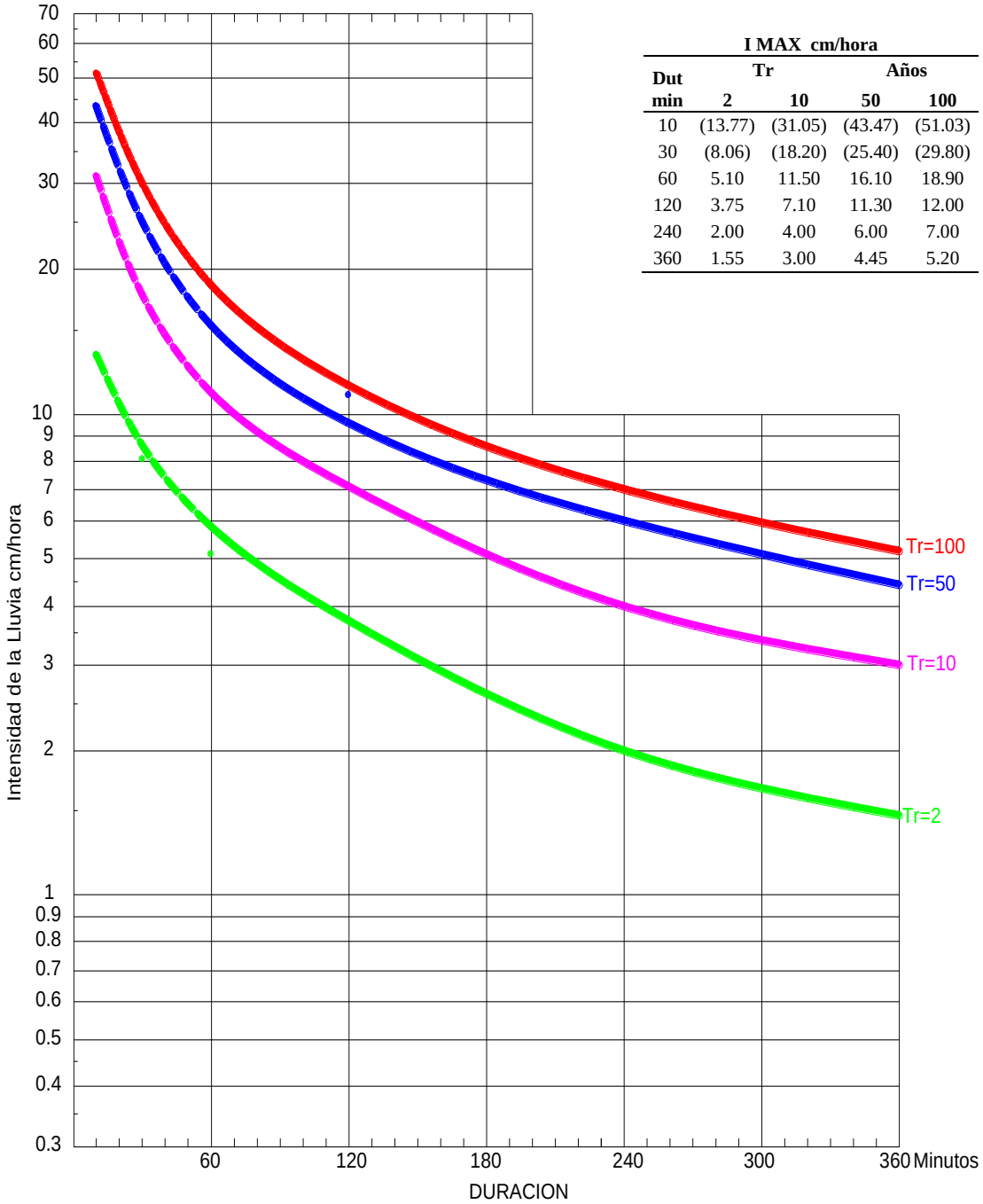
Estación El Seybo
(Latitud 18-45-55, Longitud 69-02-40, Elevación 100)



I MAX cm/hora

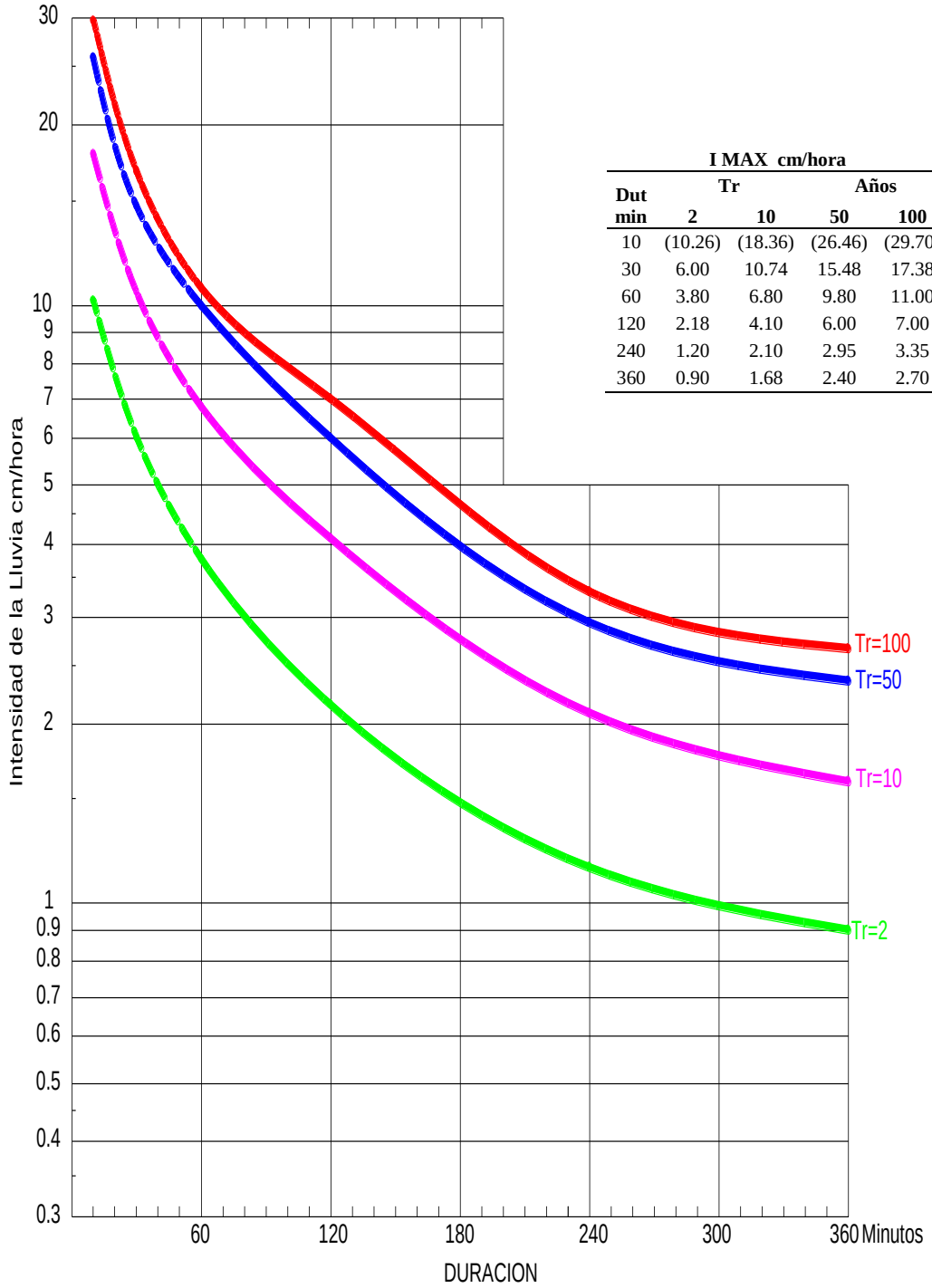
Dut min	Tr Años 2	10	50	100
10	(10.26)	(17.00)	(22.14)	(25.11)
30	(6.00)	(9.90)	(12.80)	(14.30)
60	3.80	6.30	8.20	9.30
120	2.00	3.40	4.70	5.30
240	1.20	1.95	2.60	2.90
360	0.70	1.50	2.40	2.80

Estación de Nizao
(Latitud 18-36-53, Longitud 70-27-07, Elevación 580)



I MAX cm/hora				
Dut	Tr		Años	
min	2	10	50	100
10	(13.77)	(31.05)	(43.47)	(51.03)
30	(8.06)	(18.20)	(25.40)	(29.80)
60	5.10	11.50	16.10	18.90
120	3.75	7.10	11.30	12.00
240	2.00	4.00	6.00	7.00
360	1.55	3.00	4.45	5.20

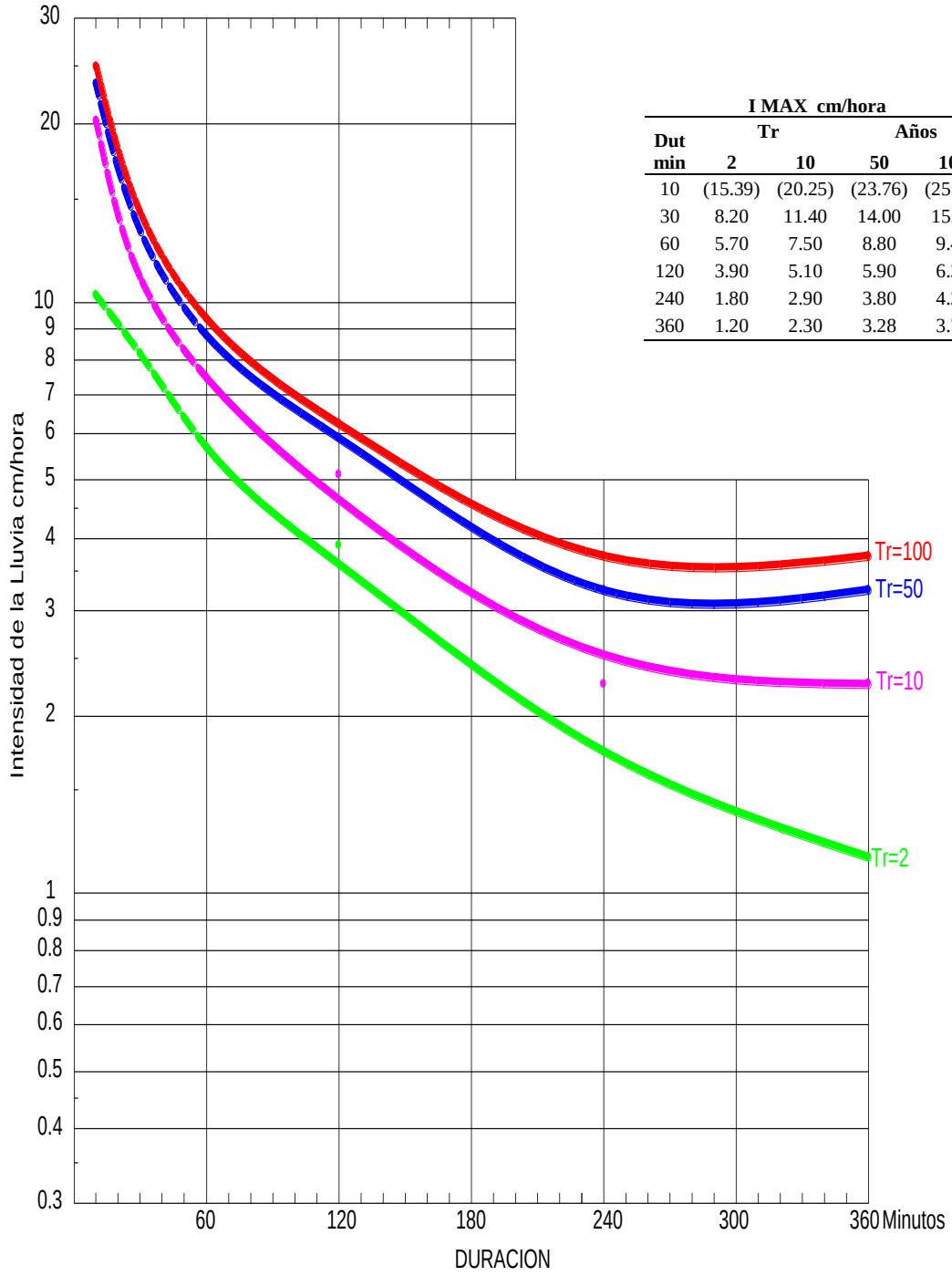
Estación de Valdesia
(Latitud 18-24-30, Longitud 70-16-50, Elevación 160)



I MAX cm/hora

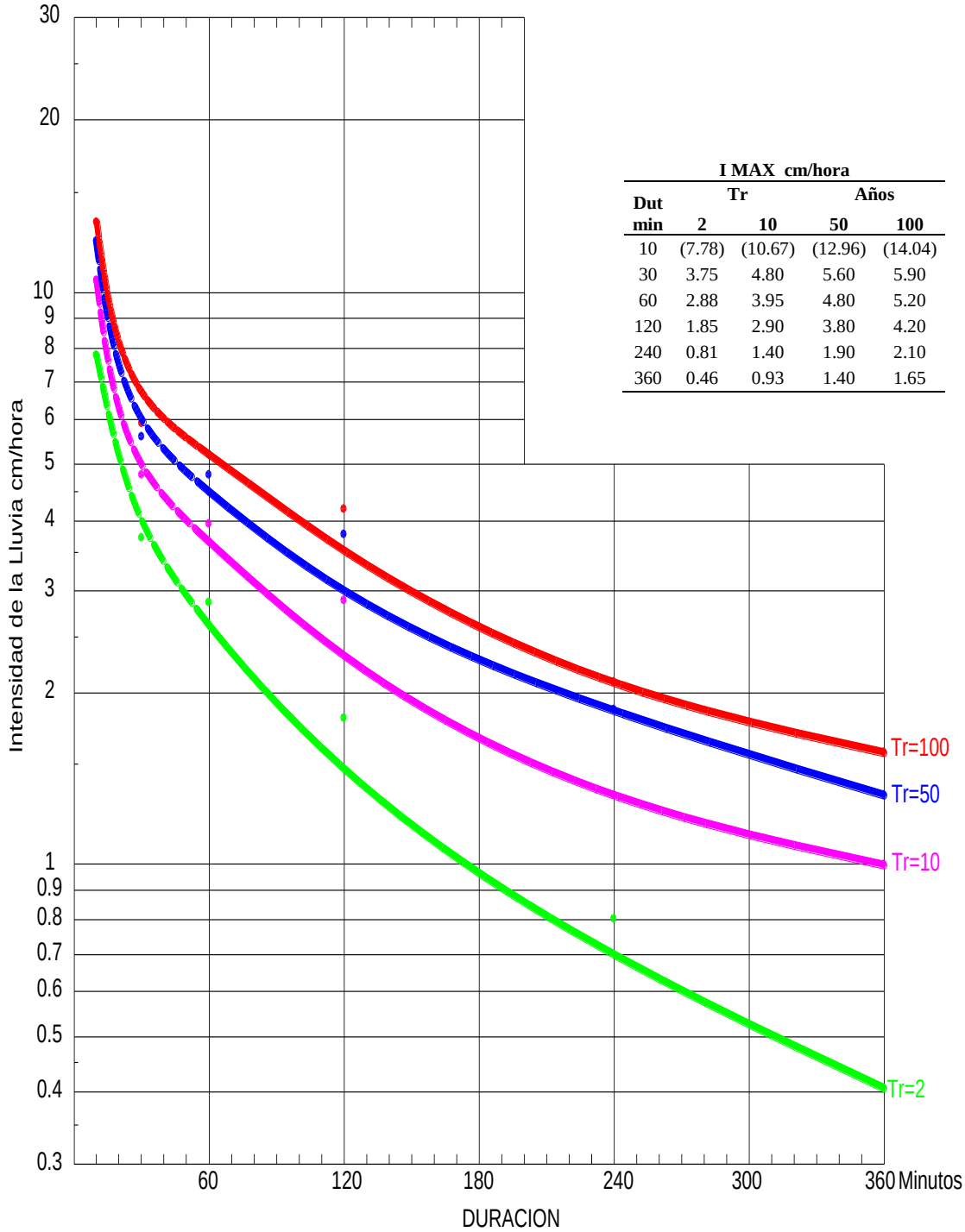
Dut min	Tr 2	Tr 10	Años 50	Años 100
10	(10.26)	(18.36)	(26.46)	(29.70)
30	6.00	10.74	15.48	17.38
60	3.80	6.80	9.80	11.00
120	2.18	4.10	6.00	7.00
240	1.20	2.10	2.95	3.35
360	0.90	1.68	2.40	2.70

Estación La Laguna
(Latitud 18-32-30, Longitud 70-24-45, Elevación 1170)



I MAX cm/hora				
Dut	Tr		Años	
min	2	10	50	100
10	(15.39)	(20.25)	(23.76)	(25.38)
30	8.20	11.40	14.00	15.00
60	5.70	7.50	8.80	9.40
120	3.90	5.10	5.90	6.25
240	1.80	2.90	3.80	4.25
360	1.20	2.30	3.28	3.75

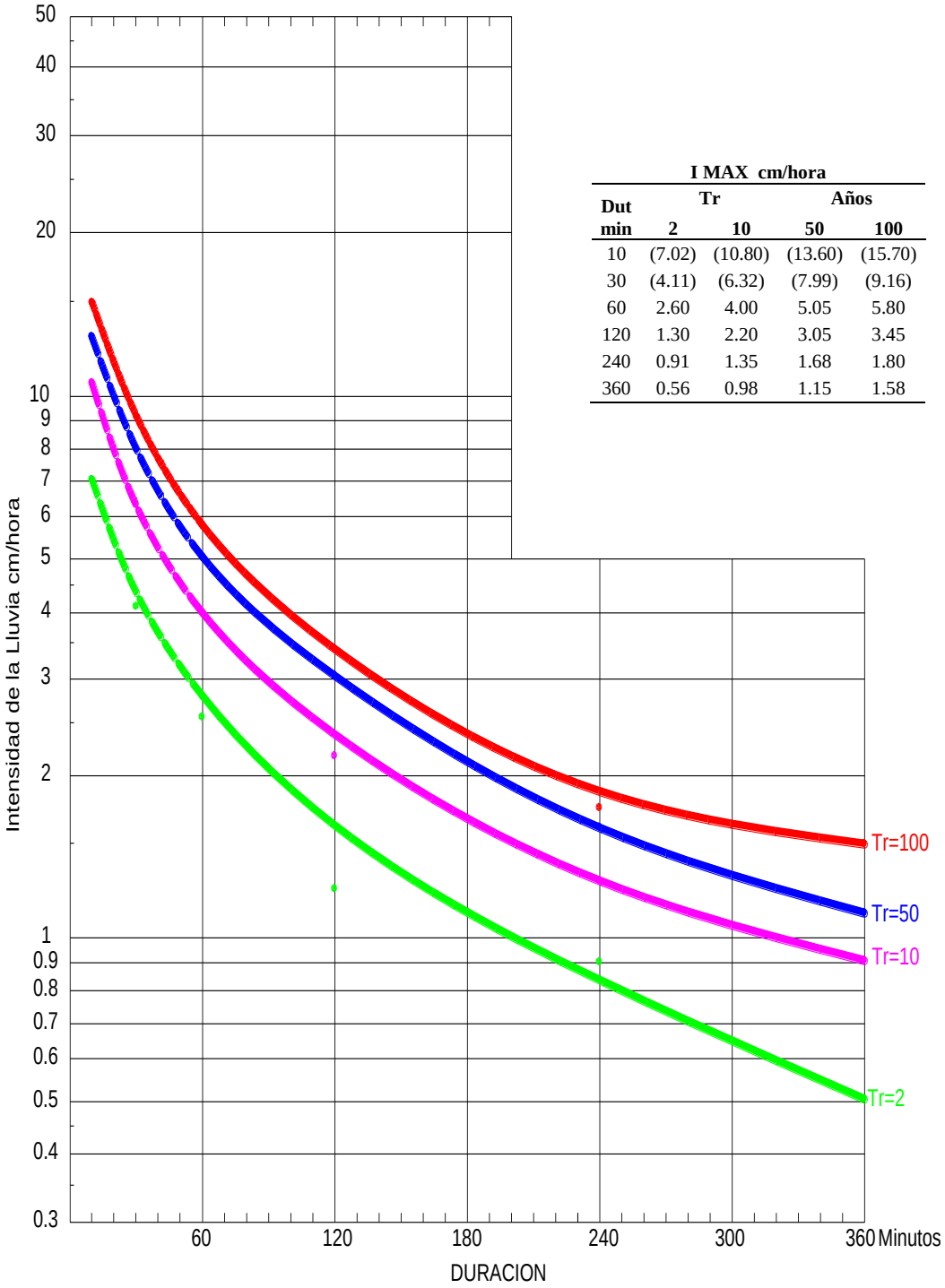
Estación Peralta
(Latitud 18-35-00, Longitud 70-46-30, Elevación 500)



I MAX cm/hora

Dut	Tr Años			
min	2	10	50	100
10	(7.78)	(10.67)	(12.96)	(14.04)
30	3.75	4.80	5.60	5.90
60	2.88	3.95	4.80	5.20
120	1.85	2.90	3.80	4.20
240	0.81	1.40	1.90	2.10
360	0.46	0.93	1.40	1.65

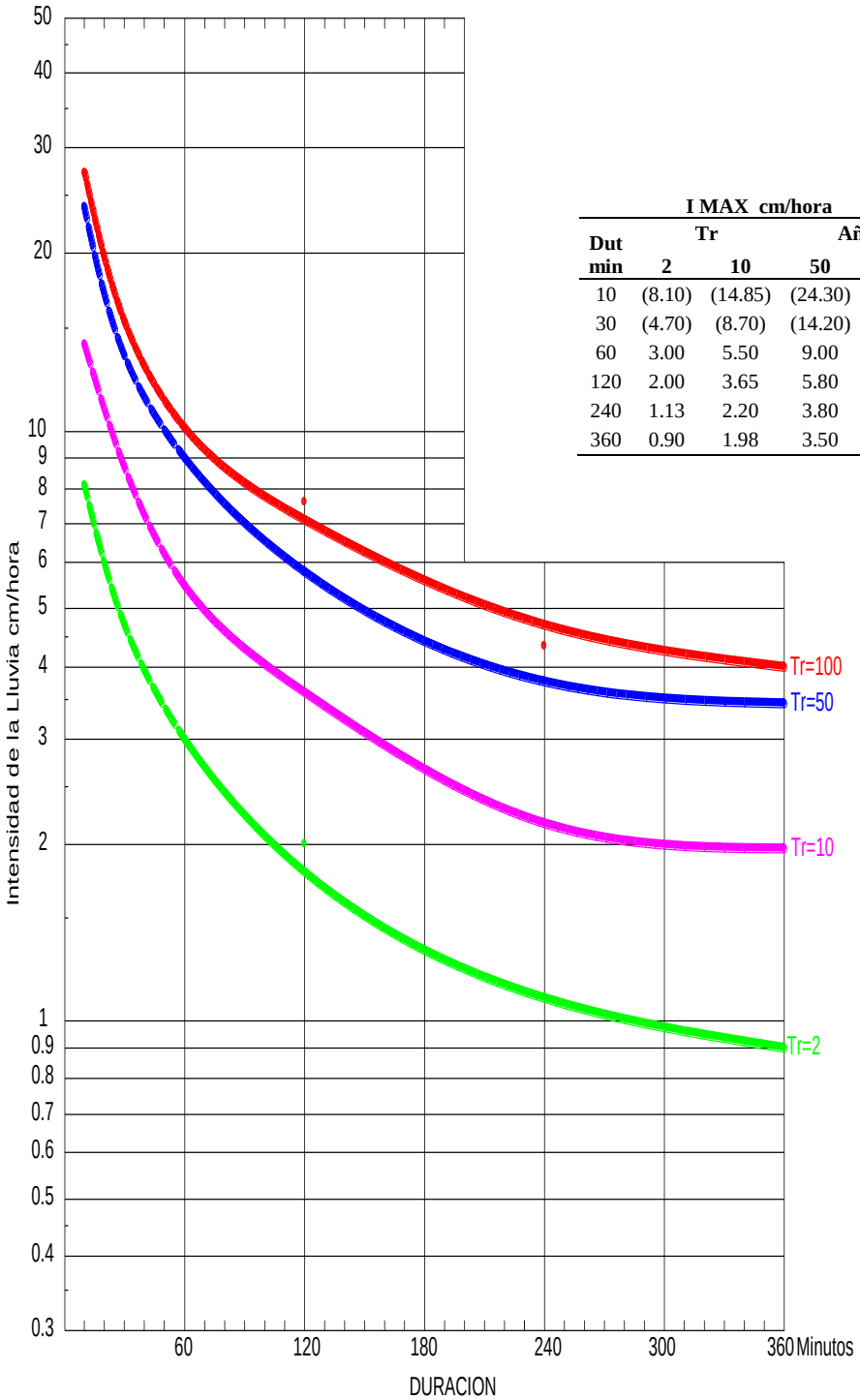
Estación de Resolí
(Latitud 18-27-45, Longitud 70-43-55, Elevación 140)



I MAX cm/hora

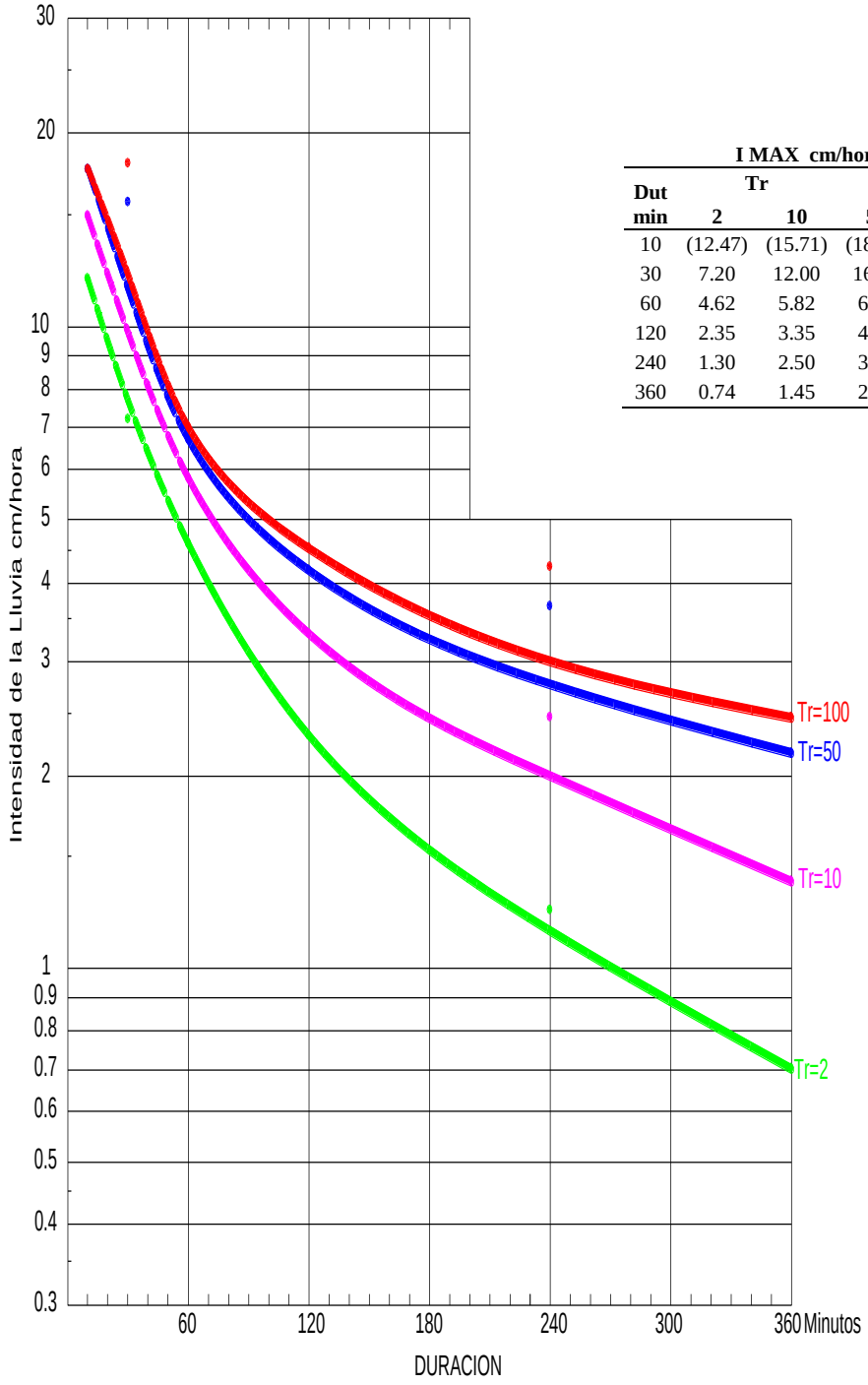
Dut	Tr		Años	
min	**2**	**10**	**50**	**100**
10	(7.02)	(10.80)	(13.60)	(15.70)
30	(4.11)	(6.32)	(7.99)	(9.16)
60	2.60	4.00	5.05	5.80
120	1.30	2.20	3.05	3.45
240	0.91	1.35	1.68	1.80
360	0.56	0.98	1.15	1.58

Estación San Juan de la Maguana
(Latitud 18-45-27, Longitud 71-09-02, Elevación 378)



I MAX cm/hora				
Dut	Tr		Años	
min	2	10	50	100
10	(8.10)	(14.85)	(24.30)	(27.54)
30	(4.70)	(8.70)	(14.20)	(16.10)
60	3.00	5.50	9.00	10.20
120	2.00	3.65	5.80	6.55
240	1.13	2.20	3.80	4.35
360	0.90	1.98	3.50	4.00

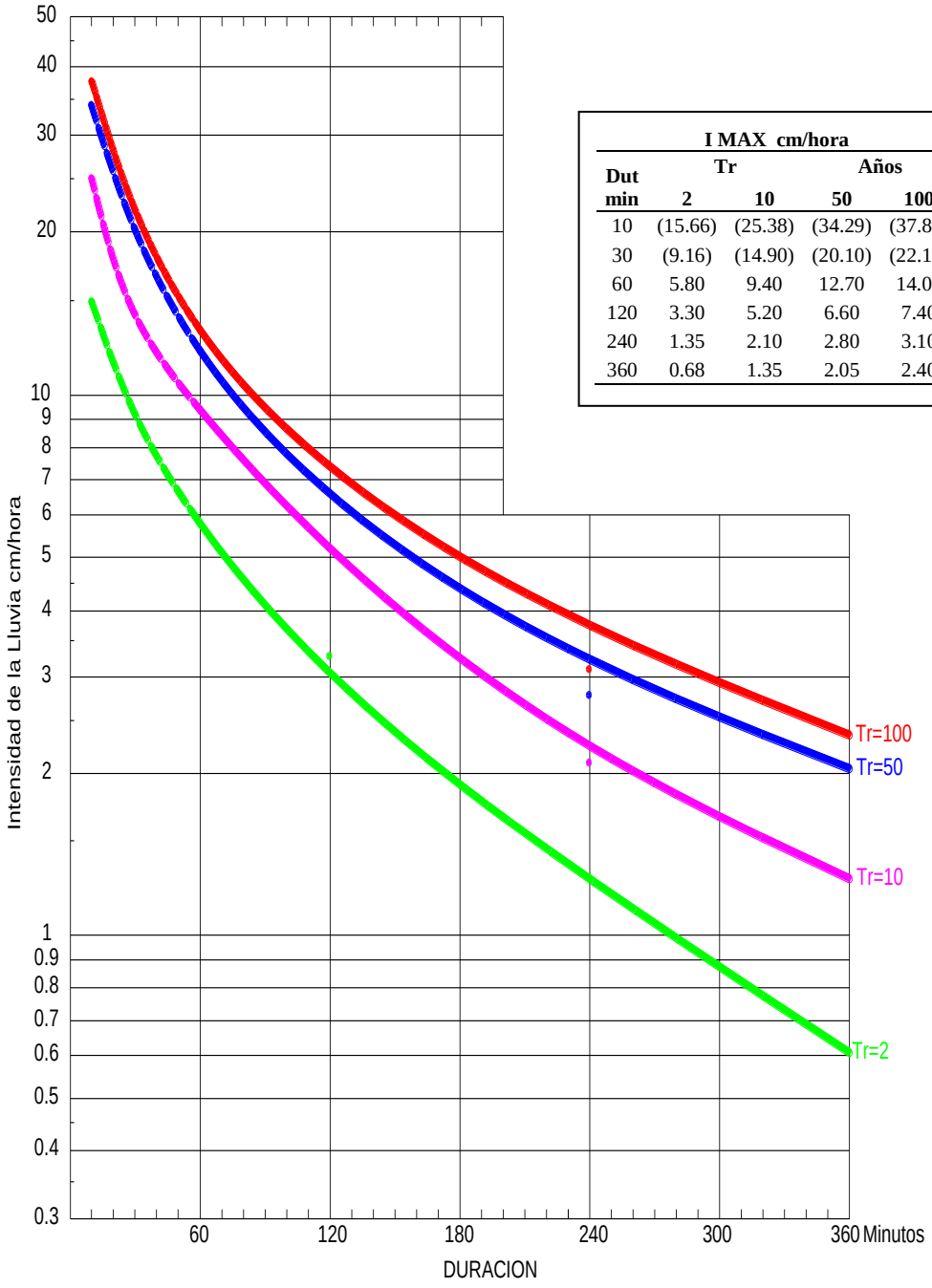
Estación El Peñón
(Latitud 18-02, Longitud 71-44, Elevación 11)



I MAX cm/hora

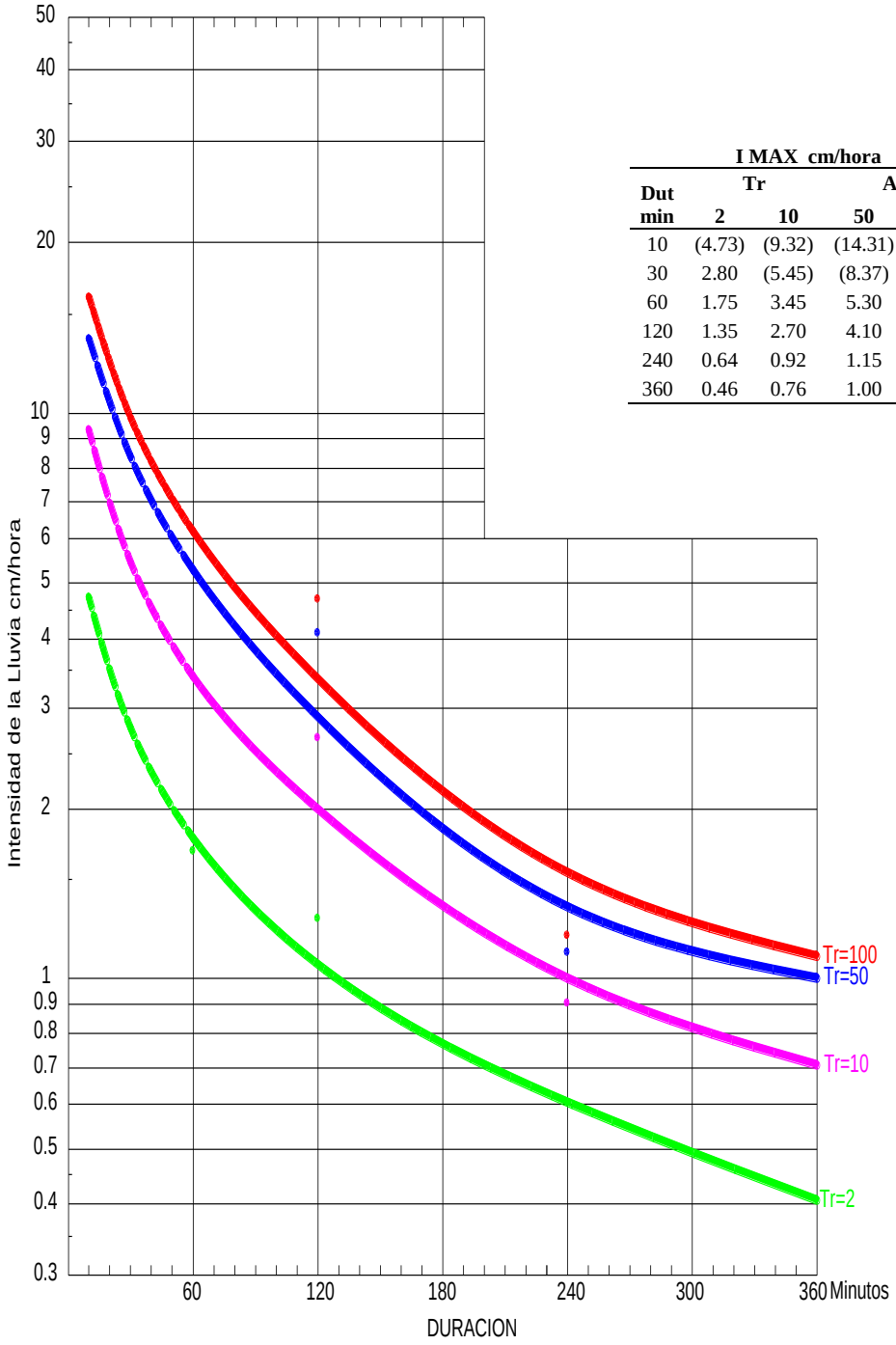
Dut min	Tr 2	Tr 10	Años 50	Años 100
10	(12.47)	(15.71)	(18.09)	(18.09)
30	7.20	12.00	16.40	18.40
60	4.62	5.82	6.70	7.00
120	2.35	3.35	4.20	4.55
240	1.30	2.50	3.70	4.25
360	0.74	1.45	2.20	2.51

Estación La Ciénaga
(Latitud 19-05, Longitud 71-42, Elevación 271)



I MAX cm/hora				
Dut	Tr		Años	
min	2	10	50	100
10	(15.66)	(25.38)	(34.29)	(37.80)
30	(9.16)	(14.90)	(20.10)	(22.10)
60	5.80	9.40	12.70	14.00
120	3.30	5.20	6.60	7.40
240	1.35	2.10	2.80	3.10
360	0.68	1.35	2.05	2.40

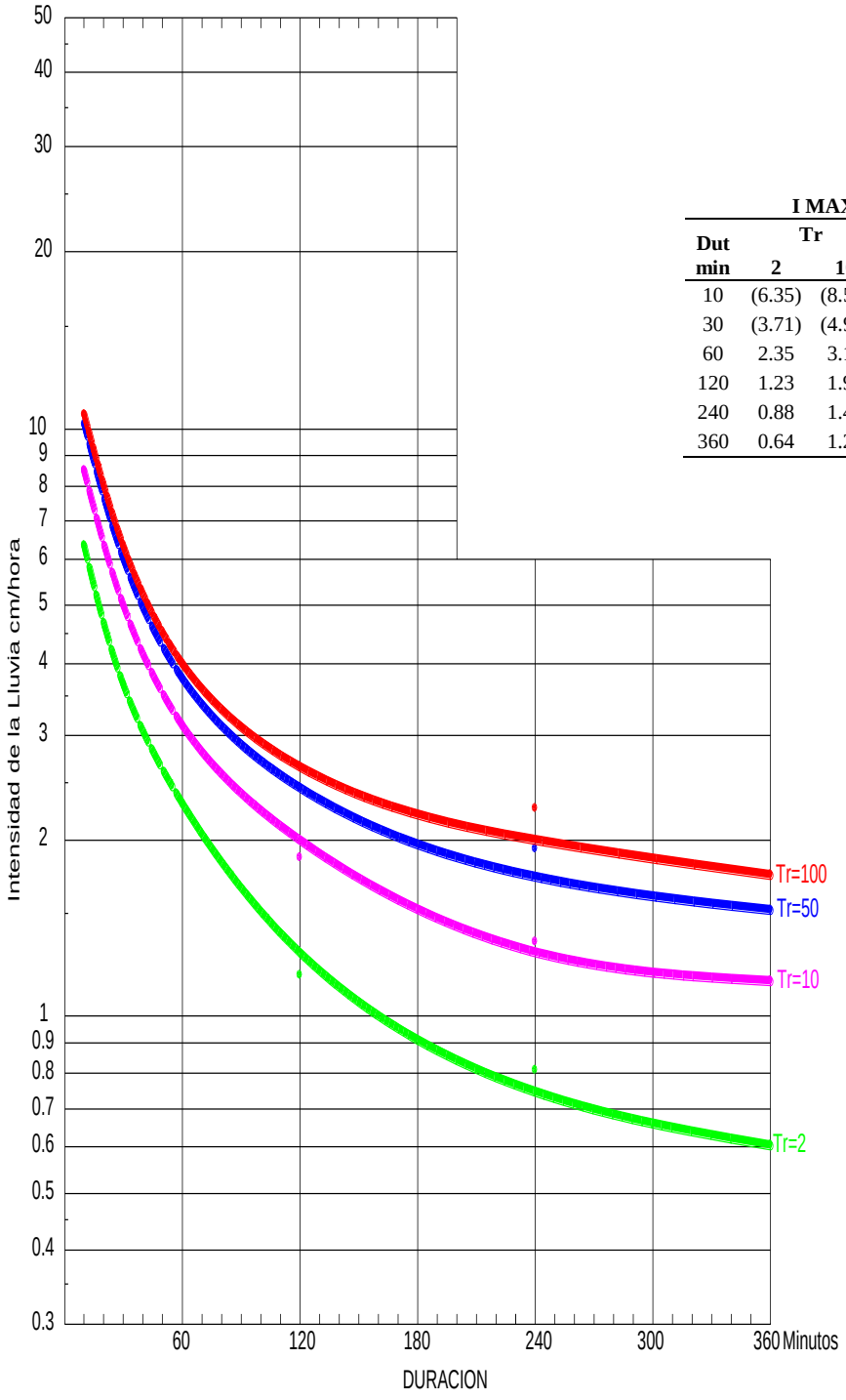
Estación de La Florida
(Latitud 18-49-40, Longitud 71-05-28, Elevación 520)



I MAX cm/hora

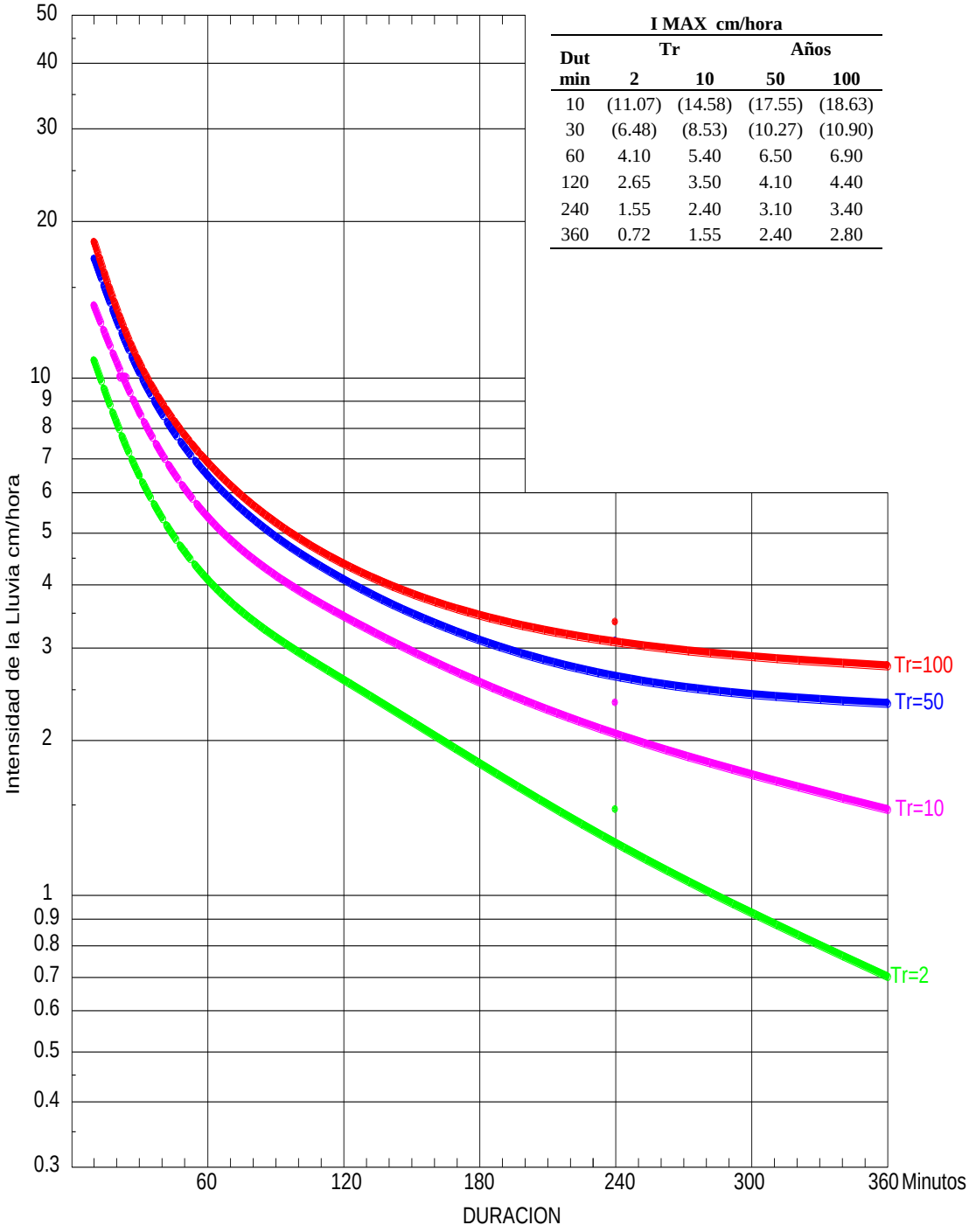
Dut min	Tr 2	Tr 10	Años 50	Años 100
10	(4.73)	(9.32)	(14.31)	(16.74)
30	2.80	(5.45)	(8.37)	(9.80)
60	1.75	3.45	5.30	6.20
120	1.35	2.70	4.10	4.70
240	0.64	0.92	1.15	1.25
360	0.46	0.76	1.00	1.13

Estación de Neyba
(Latitud 18-26-17, Longitud 71-26-15, Elevación 100)



I MAX cm/hora				
Dut	Tr		Años	
min	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

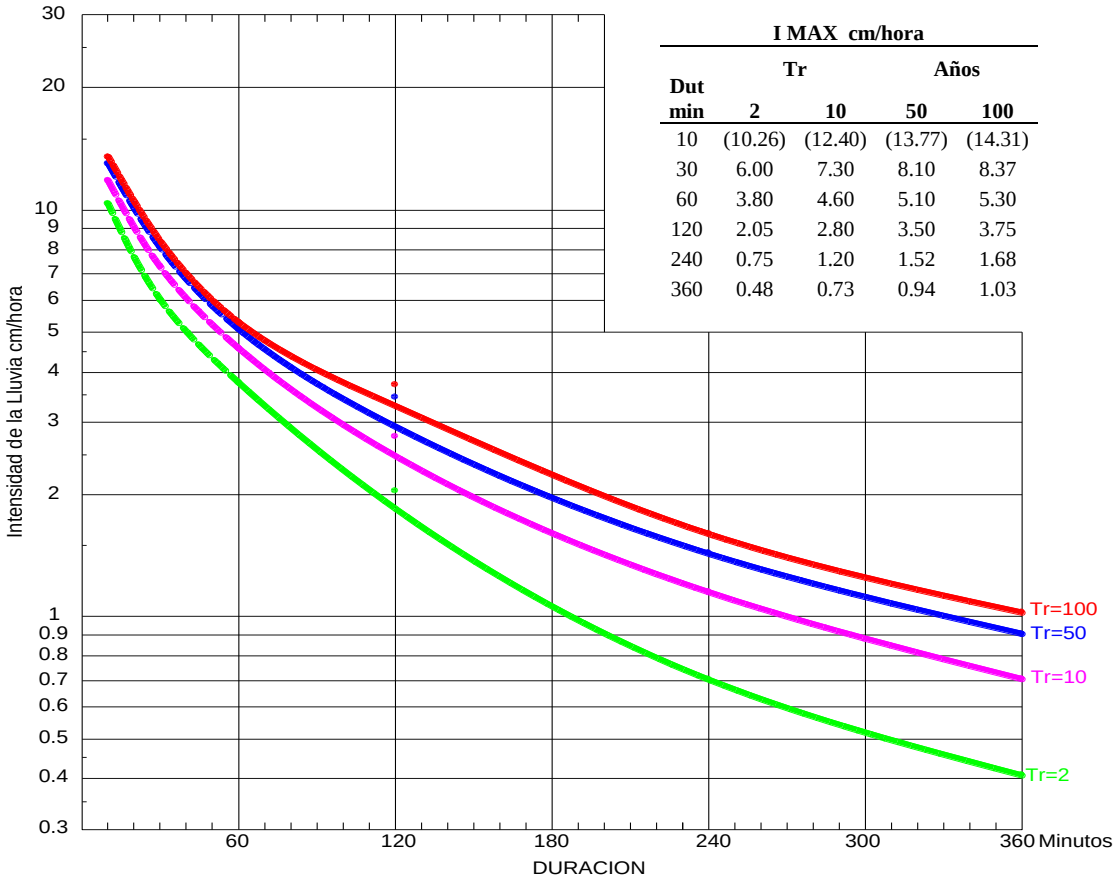
Estación de Puerto Escondido
(Latitud 18-19-15, Longitud 71-34-20, Elevación 400)



I MAX cm/hora

Dut min	Tr 2	Tr 10	Años 50	Años 100
10	(11.07)	(14.58)	(17.55)	(18.63)
30	(6.48)	(8.53)	(10.27)	(10.90)
60	4.10	5.40	6.50	6.90
120	2.65	3.50	4.10	4.40
240	1.55	2.40	3.10	3.40
360	0.72	1.55	2.40	2.80

Estación de Angostura
(Latitud 18-16-12, Longitud 71-23-46, Elevación 35)

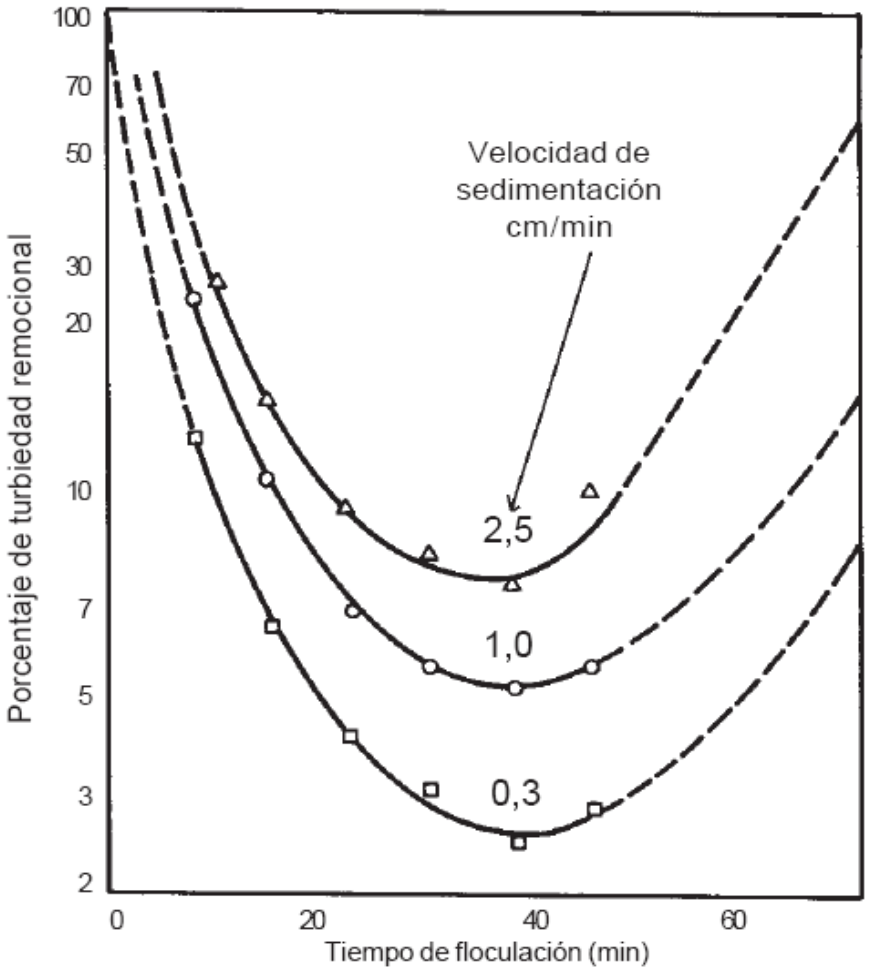


I MAX cm/hora

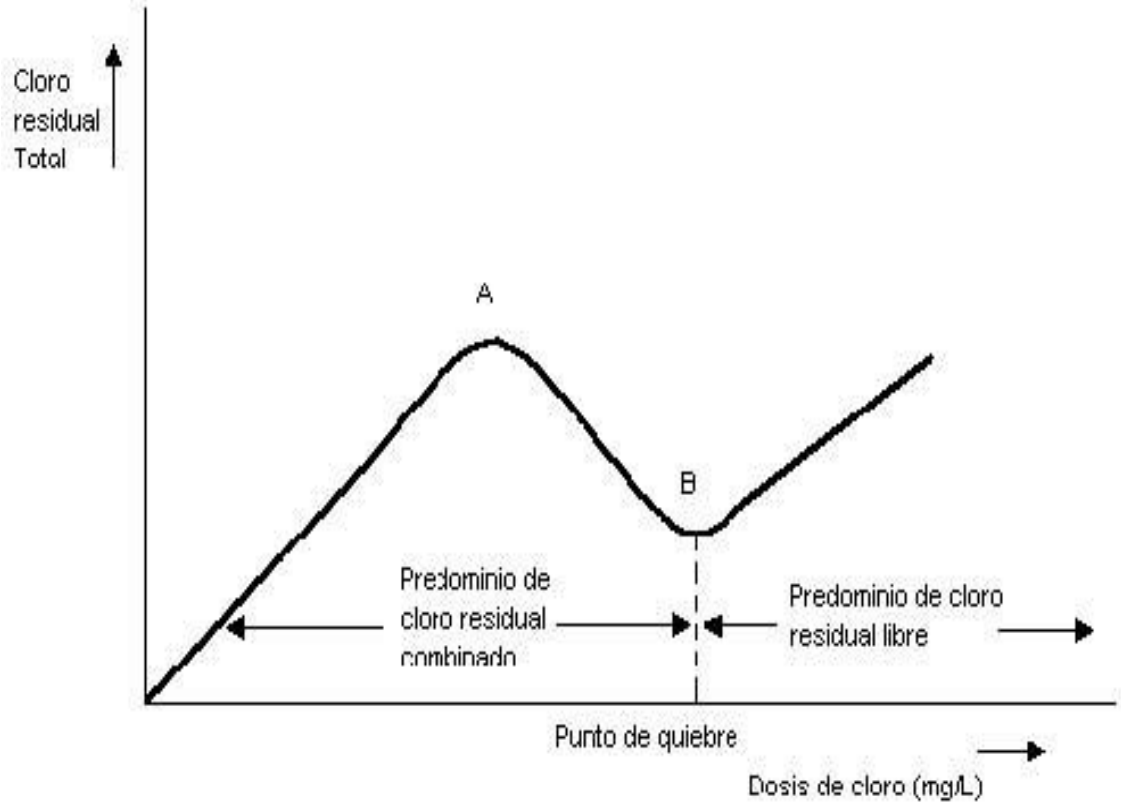
Dut min	Tr 2 Años	10	50	100
10	(10.26)	(12.40)	(13.77)	(14.31)
30	6.00	7.30	8.10	8.37
60	3.80	4.60	5.10	5.30
120	2.05	2.80	3.50	3.75
240	0.75	1.20	1.52	1.68
360	0.48	0.73	0.94	1.03

Estación de Matayaya
(Latitud 18-53-00, Longitud 71-35-18, Elevación 430)

B.2. Efecto del período de floculación en la sedimentación



B.3. Curva de la demanda de cloro



B.4. Trazados, Cruces y Paralelismo de Tuberías

TRAZADOS, CRUCES Y PARALELISMOS DE TUBERIAS DE AGUA POTABLE Y DE ALCANTARILLADO, EN REDES PÚBLICAS.5

4.1. CLASIFICACIÓN DE LOS TRAZADOS, CRUCES Y PARALELISMOS

Los trazados, cruces y paralelismos de las tuberías de agua potable y alcantarillado corresponden a:

4.1.1. EN INSTALACIONES SUBTERRÁNEAS:

- Trazados, cruces y paralelismos de tuberías de agua potable y alcantarillado, entre sí.
- Trazados, cruces y paralelismos con instalaciones de otros servicios.

4.1.2. CON OBRAS SUPERFICIALES:

- Trazados, cruces y paralelismos en vías públicas o carreteras.
- Trazados, cruces y paralelismos con vías férreas.
- Trazados, cruces y paralelismos con canales de riego, cauces de agua y otros similares.
- Trazados, cruces y paralelismos con postes, árboles y otros similares.

4.2 REQUISITOS DE TRAZADOS E INSTALACIÓN PARA LAS TUBERÍAS DE AGUA POTABLE Y DE ALCANTARILLADO EN CALLES

4.2.1 UBICACIÓN DE LAS TUBERÍAS Y CONDICIONES.

El trazado de las tuberías de agua potable preferiblemente no debe ser bajo las calzadas, salvo condiciones técnicamente justificadas y debidamente aprobadas por el INAPA. Las tuberías de alcantarillado, no tienen restricciones para su emplazamiento en la calle.

Para las tuberías que se instalen en zanjas, se considera que el ancho del fondo de éstas es igual al diámetro exterior de la tubería más 0,30 m a cada lado, salvo que en el proyecto se justifique otro ancho.

Las canalizaciones e instalaciones de otros servicios no deben afectar a los rellenos de las zanjas de las tuberías de agua potable y alcantarillado en 0,30 m sobre la clave de ellas.

4.2.2 PARALELISMOS

En paralelismos, las distancias que se establecen corresponden a medidas horizontales entre los planos verticales más próximos que sean tangentes a los diámetros exteriores de las tuberías o a las superficies exteriores de las instalaciones en paralelo (ver Figura 95).

Figura 2. Corte Transversal de la vía con la ubicación de las instalaciones de agua potable y alcantarillado.

Notas:

1. Esta figura muestra principalmente la distancia que debe ser indicada entre la tubería de agua potable (2) y la tubería de alcantarillado (4), como también las distancias relativas con otras tuberías o instalaciones y la línea oficial de la vía.

2. b1 y b2 también pueden corresponder a áreas verdes. Generalmente se verifica que b1= b2.

3. e1, e2, e3 y e4 corresponden a dimensiones horizontales medidas entre los diámetros exteriores de tuberías o planos verticales de otras instalaciones.

4. h1, h2, h4 y h5 corresponden a dimensiones verticales medidas entre el nivel de la acera o calzada y la clave de tuberías.

5. h3 corresponde a dimensiones verticales medidas entre el nivel de la acera o calzada y el fondo de zanjas de tuberías u otras instalaciones.

6. Se debe cumplir.

e1 = 0.40 m, si h3 ≤ 0,75 m;

e1 = 0,50 m, si h3 > 0,75 m.

7. Para e2, e3 se aplica lo establecido para e1 (ver Nota 6). e = 2,00 m mín.

8. En lo posible, se debe procurar repartir las instalaciones subterráneas en ambas aceras.

9. En caminos públicos y carreteras, se debe cumplir con lo establecido por la Dirección de Vialidad.

La distancia mínima de una tubería de agua potable o alcantarillado a la línea oficial es de 0,30 m, con las excepciones que autorice o exija la Autoridad Competente.

En los trazados paralelos de tuberías de agua potable, la distancia mínima entre los diámetros exteriores de ambas tuberías debe ser 0,30 m, con las excepciones que autorice la Autoridad Competente.

En los trazados paralelos de las tuberías de agua potable y alcantarillado se debe mantener entre las tuberías de ambos sistemas una distancia libre mínima de 2 m, con las excepciones que autorice el INAPA.

Las instalaciones paralelas de otros servicios no pueden quedar sobre o debajo de las tuberías de agua potable y alcantarillado, estableciéndose además, para estas tuberías las siguientes condiciones de protección en distancias:

a. No se permite que haya instalaciones de otros servicios a menos de 0,40 m con respecto al diámetro exterior de las tuberías de agua potable o tuberías de alcantarillado de todo tipo de material, si la profundidad de la zanja para la instalación de otro servicio es menor o igual que
0,75 m.

b. En caso que las canalizaciones paralelas de las instalaciones de otros servicios se instalen a una profundidad mayor de 0,75 m, la distancia de protección debe ser 0,50 m, siempre medida en horizontal.

c. De no haber espacio suficiente en la acera y en casos muy conflictivos, el urbanizador puede reducir dichas distancias, llegándose a un mínimo de 0,20 m, previo análisis y justificación técnica del caso ante la Autoridad Competente.´

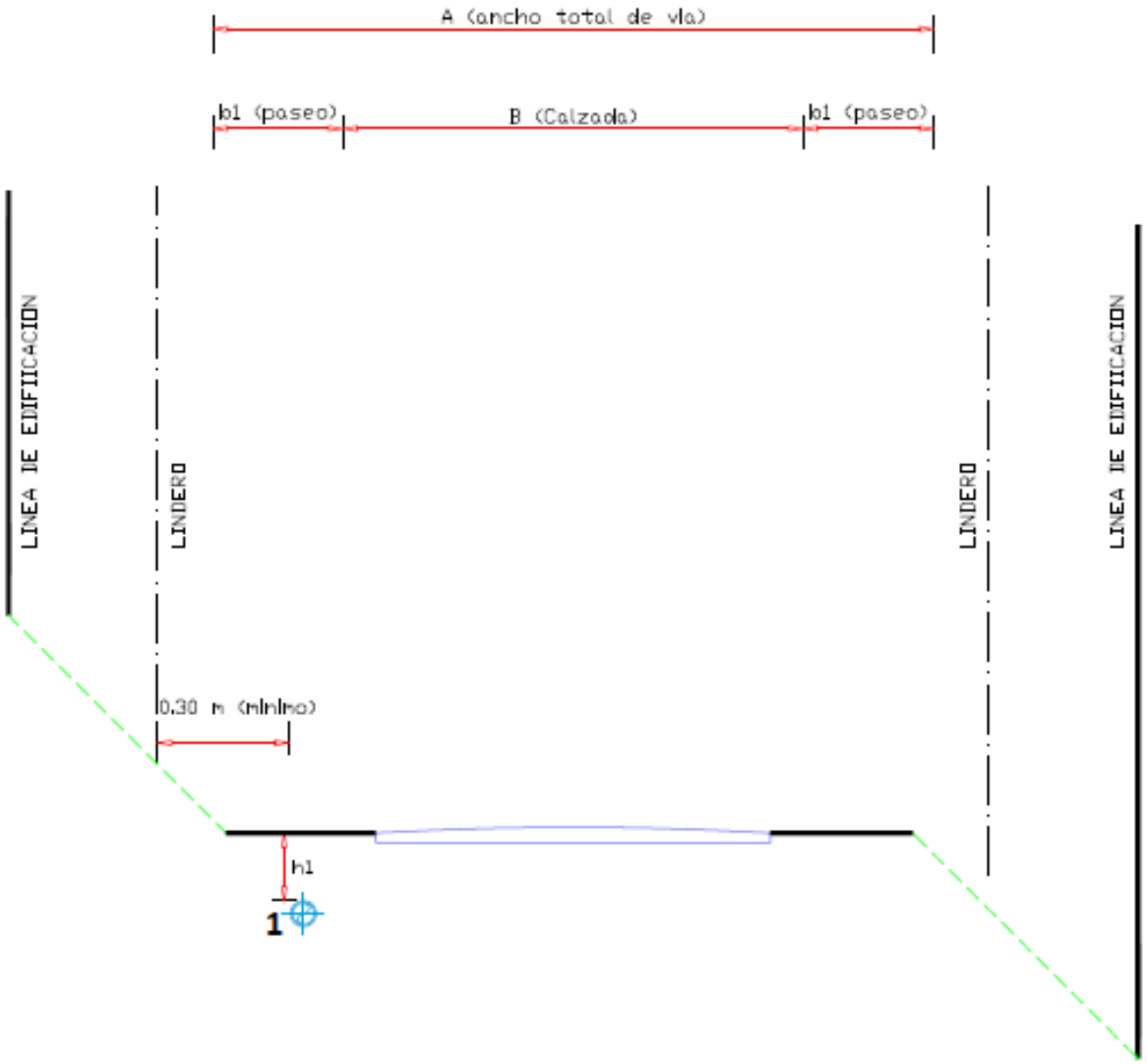
d. De haber mayor espacio en la acera, el urbanizador puede aumentar las distancias indicadas para la protección de las tuberías de agua potable y alcantarillado.

En los casos de paralelismos en caminos públicos, vías férreas y canales, se deben cumplir con las condiciones que establezcan las Autoridades Competentes correspondientes.

La Figura 3 complementa lo indicado en los párrafos precedentes.

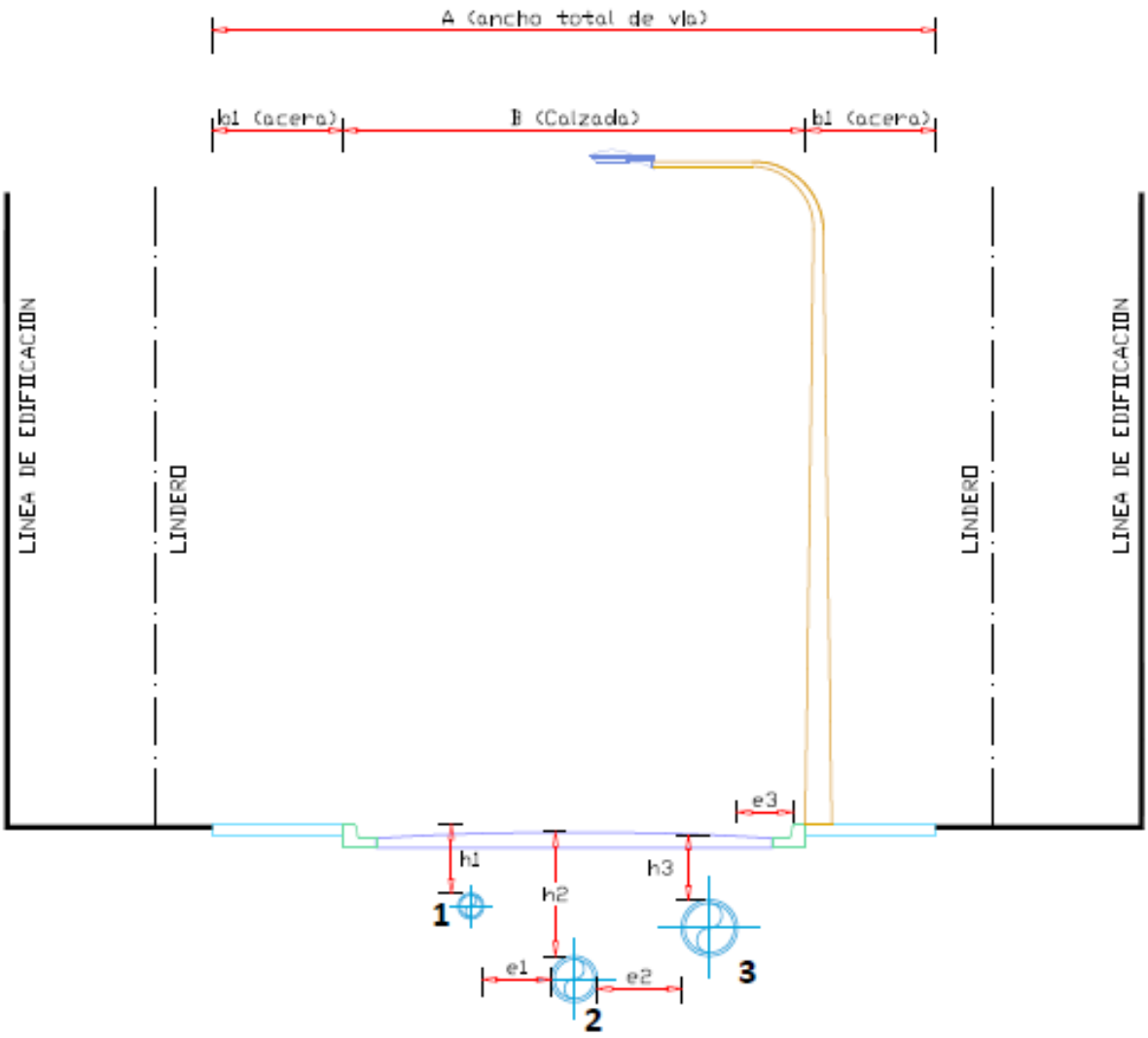
Figuras B.4.1 (caso 1-2-3). Paralelismo entre la tubería de agua potable o alcantarillado y otras tuberías o instalaciones en aceras o paseos carreteras.

DETALLE SECCION TUBERIAS EN EL PASEO
CASO 1



1 TUBERIA AGUA POTABLE

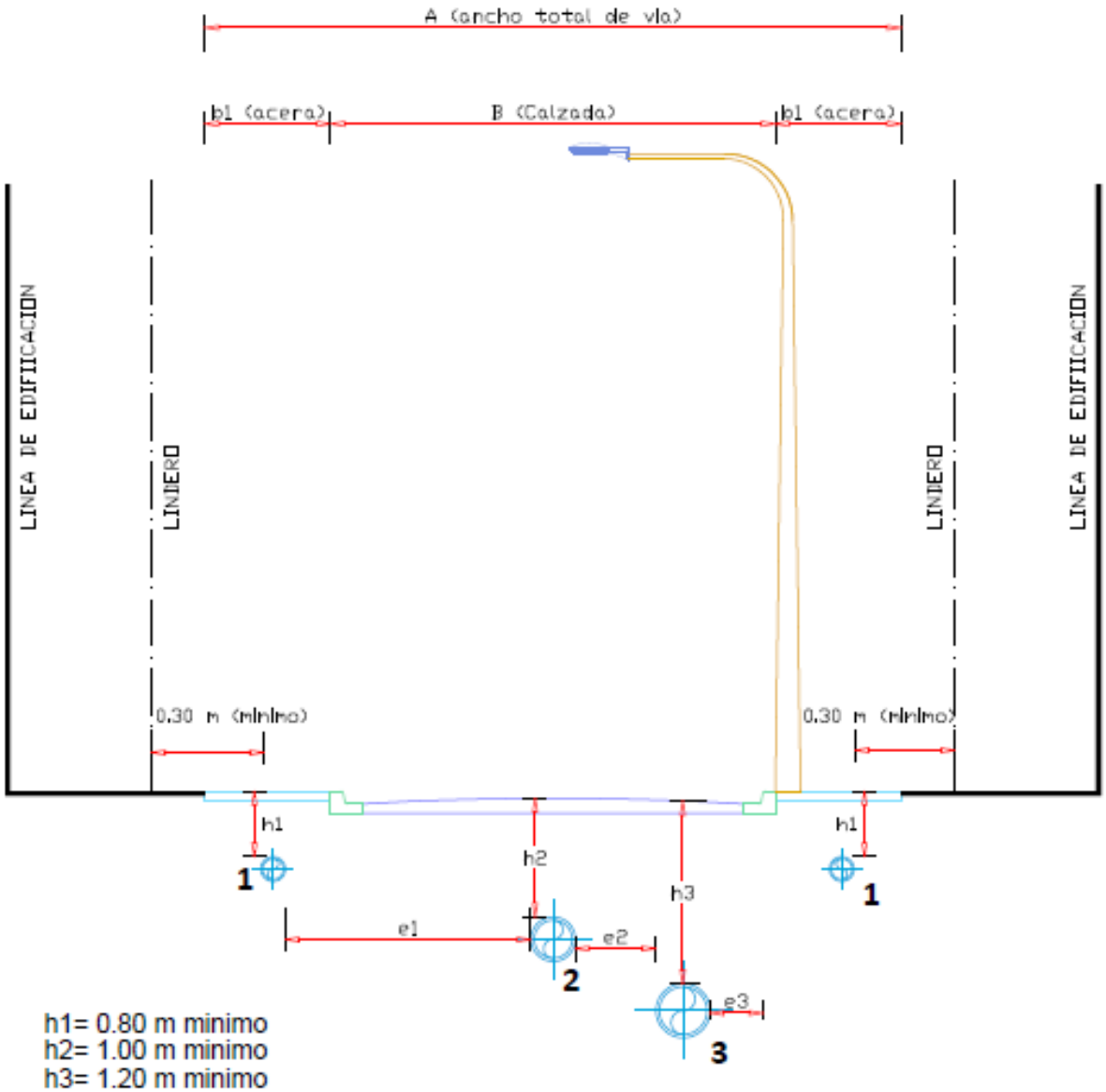
DETALLE SECCION TUBERIAS DEBAJO DE LA CALZADA VIAL CASO 2



h1= 0.90 m minimo
(salvo especificacion estructural)
h2= 1.00 m minimo
h3= 1.00 m minimo
e1= N/A
e2= 1.00 m minimo
e3= 1.00 m minimo

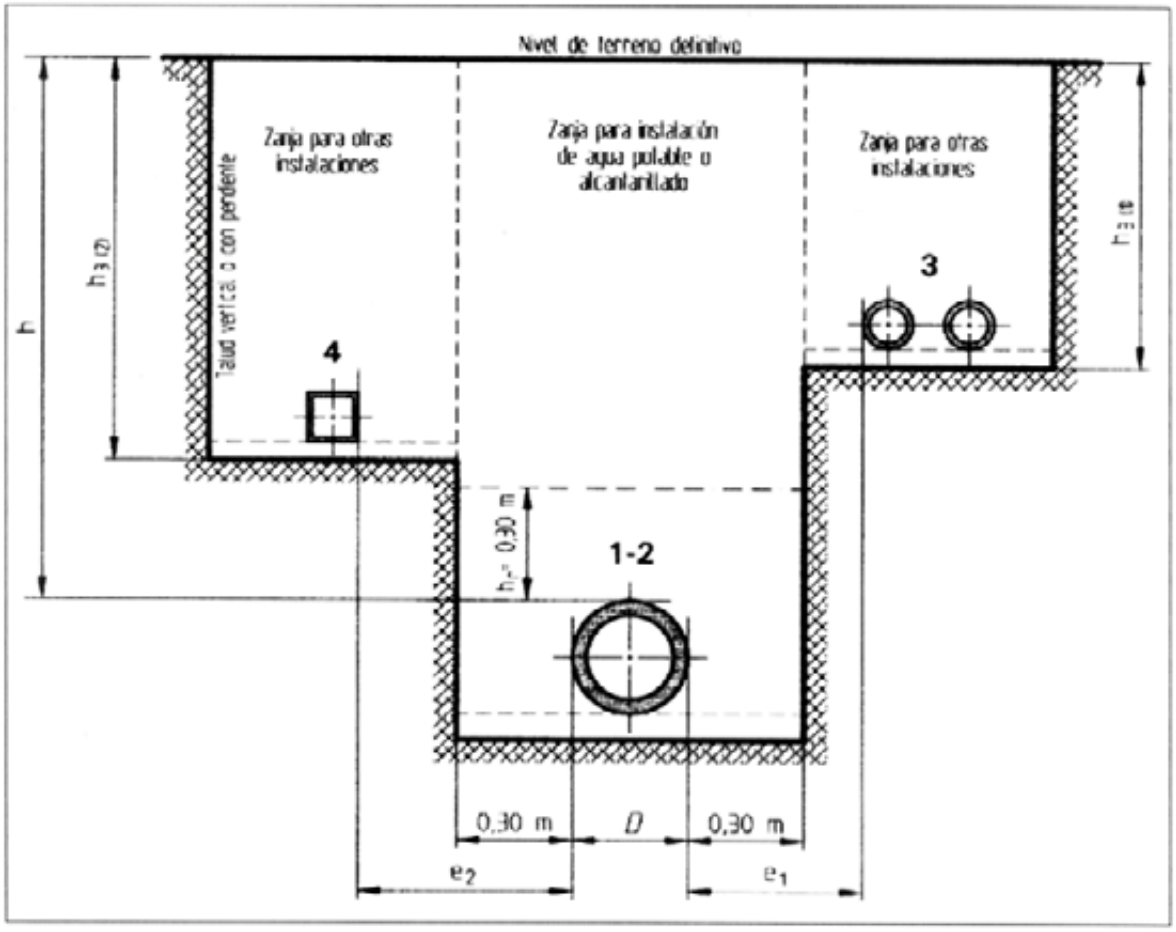
1 TUBERIA AGUA POTABLE
2 TUBERIA ALCANTARILLADO SANITARIO
3 TUBERIA ALCANTARILLADO PLUVIAL

DETALLE SECCION TUBERIAS DEBAJO DE LA CALZADA VIAL CASO 3



h1= 0.80 m minimo
h2= 1.00 m minimo
h3= 1.20 m minimo
e1= N/A
e2= 1.00 m minimo
e3= 1.00 m minimo

1 TUBERIA AGUA POTABLE
2 TUBERIA ALCANTARILLADO SANITARIO
3 TUBERIA ALCANTARILLADO PLUVIAL



4.3. CRUCES ENTRE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE Y DE ALCANTARILLADO, Y DE ÉSTAS CON OTRAS INSTALACIONES SUBTERRÁNEAS U OBRAS SUPERFICIALES.

Para los CRUCES de tuberías, se debe considerar que las tuberías de agua potable se deben instalar a una profundidad mínima de 1,10 m, medida sobre la clave de la tubería, salvo que en el proyecto específico se exija una profundidad mayor. Los arranques domiciliarios de agua potable, las uniones domiciliarias de alcantarillado y otras excepciones, deben cumplir con las normas vigentes y las disposiciones generales que el INAPA ha establecido para ellos.

Las tuberías de alcantarillado deben quedar a una profundidad mínima de 1.00 m sobre la clave, excepto en el caso de condiciones técnicas debidamente justificadas ante el INAPA.

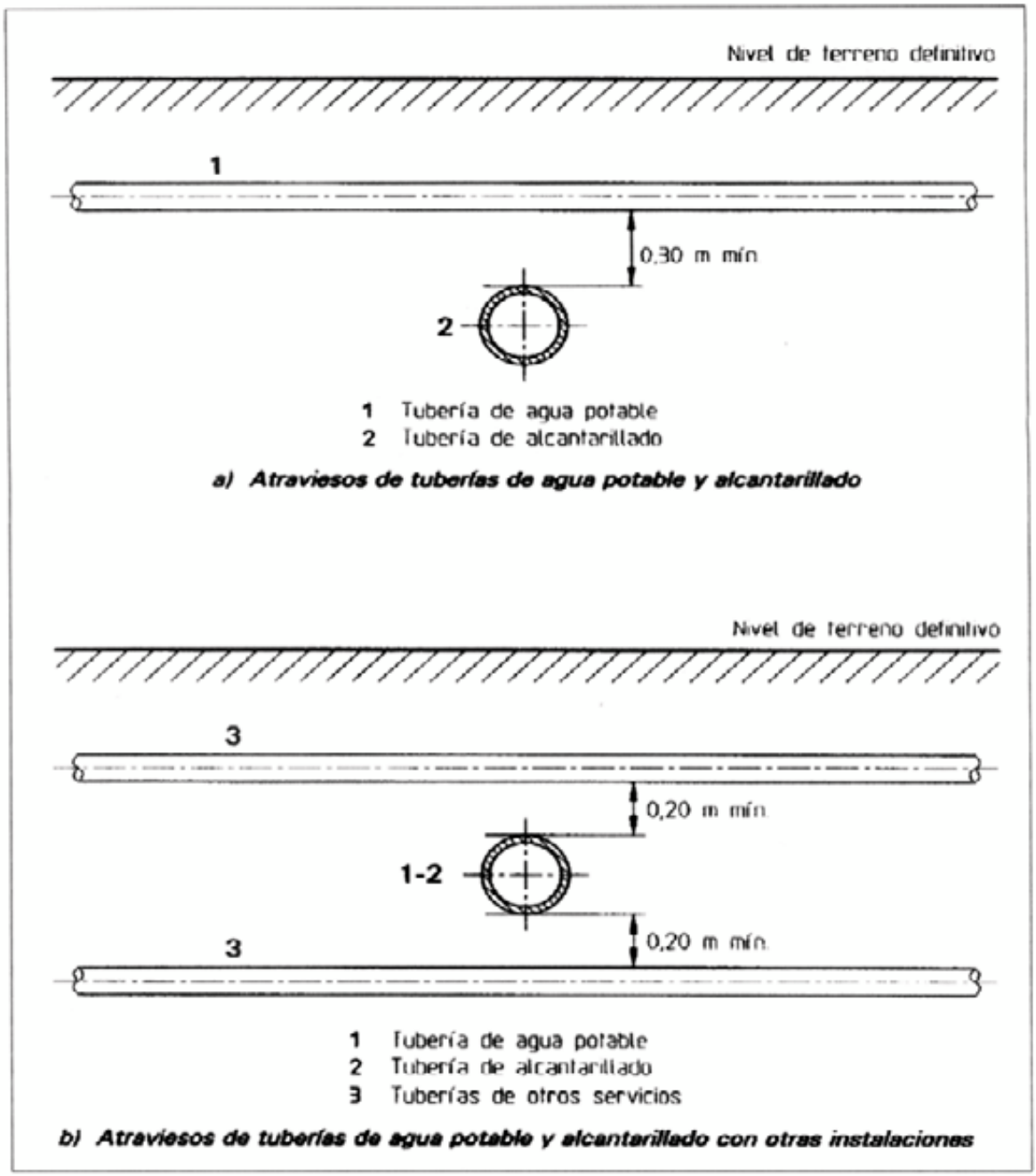
En los CRUCES de las tuberías de agua potable con las tuberías de alcantarillado, las tuberías de agua potable se deben colocar sobre las tuberías de alcantarillado, con una distancia libre mínima de 0.20 m, con las excepciones autorizadas por el INAPA.

En los CRUCES de las tuberías de agua potable y de alcantarillado con las instalaciones subterráneas de otros servicios, debe haber una distancia libre mínima de 0,20 m, con respecto al diámetro exterior de las tuberías, con las excepciones que pueda aprobar la Autoridad Competente, con la debida justificación técnica.

El proyecto debe incluir el detalle de los CRUCES de las tuberías de agua potable y de alcantarillado y éstas, con otras canalizaciones subterráneas, cuando se requieran obras que reducen las distancias mínimas.

Un ejemplo de dibujo de CRUCES se incluye en la Figura 4.

Figura B.4.2. CRUCES de tuberías y otras instalaciones subterráneas.



Fuente: NCh 2811.Of2006

4.4. INTERFERENCIAS CON CÁMARAS Y OTRAS INSTALACIONES

Las canalizaciones subterráneas y las superficiales consideran, por lo general, la construcción de cámaras, cuyas características dependen del servicio que prestan. En general, estas cámaras requieren de más espacio que el de la correspondiente canalización, por lo cual, se deben tratar como situaciones puntuales entre los servicios correspondientes.

Cuando las tuberías de agua potable y de alcantarillado pasen junto a otras instalaciones puntuales, tales como, postes, árboles o similares, se deben adoptar las medidas de precaución necesarias para no comprometer la integridad de ambas infraestructuras.

4.5. CRUCES DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE Y DE ALCANTARILLADO CON VÍAS FÉRREAS.

Para el atravieso de una tubería de agua potable o de alcantarillado bajo una línea de ferrocarriles se debe confeccionar un proyecto que cumpla con todos los requisitos y exigencias establecidos por la correspondiente empresa de ferrocarriles afectada, tales como características del proyecto, calidad de materiales a utilizar, procedimientos de construcción, plazos. El proyecto también debe ser compatible con lo que especifique la prestadora de servicios sanitarios para esas tuberías.

El proyecto debe contar con la aprobación de la empresa de ferrocarriles, como requisito para que autorice su construcción.

4.6. CRUCES DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE Y DE ALCANTARILLADO EN CAMINOS PÚBLICOS, CARRETERAS Y CALLES.

Los CRUCES de esas tuberías en estas fajas de vialidad y calles se deben proyectar de acuerdo con las condiciones y exigencias establecidas por la Dirección de Vialidad, tratándose de caminos públicos; del SERVIU en vías urbanas de tránsito público; y el resto, según corresponda.

Para la construcción de las obras se debe contar con la autorización y aprobación previa del proyecto de detalles, por parte de la Dirección de Vialidad, tratándose de caminos públicos; del SERVIU en vías urbanas de tránsito público; y el resto, según corresponda.

4.7. CRUCES DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE Y DE ALCANTARILLADO CON CANALES Y CAUCES NATURALES.

Los CRUCES con canales y cauces naturales pueden ser aéreos o subterráneos. En un cruce aéreo, las tuberías de agua potable o de alcantarillado pasan por encima del canal o cauce natural. En un cruce subterráneo, tales tuberías atraviesan por debajo de ellos. En ninguno de los casos se deben alterar las condiciones del cauce ni de su infraestructura de obras, salvo autorización del propietario o de la Autoridad Competente.

Tanto en el caso de CRUCES subterráneos como aéreos de cauces naturales, el proyecto deberá contar con la respectiva autorización de la Dirección de Obras Hidráulicas sin perjuicio de lo señalado en el Código de Aguas.

En el caso que los canales donde se produzca el atravieso pertenezcan a la red primaria o secundaria de aguas lluvias, respectivamente, se deberá cumplir con lo señalado en punto 8.

En un atravieso aéreo, la tubería de agua potable o de alcantarillado debe ser de un material que ofrezca seguridad y durabilidad; se debe ubicar en una cota que no afecte las condiciones de la operación y del mantenimiento del cauce; se debe obtener la autorización de la entidad o empresa afectada, en caso de apoyarse o utilizar una infraestructura de obras existentes.

En caso que este atravieso necesite una estructura independiente de la infraestructura existente, las nuevas solicitudes impuestas por dicha estructura no deben comprometer a la infraestructura existente y deberá contar con la aprobación de la entidad o empresa afectada.

En un atravieso subterráneo, las tuberías de agua potable o de alcantarillado se deben proyectar con un material que cumpla con las normas chilenas y sea aceptado por la entidad o empresa relacionada con la operación y mantenimiento del cauce.

En los CRUCES bajo cauces entubados, las tuberías de agua potable o de alcantarillado deben distanciarse a lo menos 0,50 m de las junturas de los tubos del cauce, salvo justificación técnica en contrario.

En los cauces entubados, con cota de fondo definida, se debe cruzar a lo menos 0,20 m bajo esa cota o a la profundidad que pida el propietario del cauce, con exigencia justificada.

Las tuberías se deben proteger con un ducto exterior o con un dado de hormigón. En este último caso, con dimensiones mínimas iguales al diámetro exterior de la tubería más 0,15 m de espesor a cada lado.

Cuando el caudal del cauce es mayor que 2 m3/s, la dimensión mínima del dado es igual al diámetro exterior de la tubería más 0,30 m de espesor, a cada lado.

Los dados se deben prolongar en a lo menos 0,50 m con respecto a los bordes superiores definidos para el cauce, a cada lado.

Los CRUCES bajo ríos y esteros se deben proyectar de acuerdo con las condiciones de estos cauces, teniendo en cuenta los caudales de crecida, los efectos de socavaciones y otros factores a considerar.

Estos proyectos deben ser aprobados por la Dirección General de Aguas correspondiente, según lo establecido en el Código de Aguas.

4.8. CRUCE DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE Y DE ALCANTARILLADO CON TUBERÍAS DE ALCANTARILLADO DE AGUAS LLUVIAS.

Para el atravieso de una tubería de agua potable y de alcantarillado con una tubería tuición de la Dirección de Obras Hidráulicas y/o del SERVIU, el proyecto debe cumplir con los requisitos y exigencias establecidas por el organismo competente, propietario del ducto. El proyecto también debe ser compatible con lo que especifique la prestadora de servicios sanitarios para esas tuberías.

4.9. AVISO DE EXISTENCIA DE TUBERÍAS.

En toda nueva instalación de tuberías de agua potable y de alcantarillado se debe colocar un aviso de existencia de las tuberías instaladas en zanjas. Como indicador se debe usar una cinta plástica continua, de un ancho mínimo de 0,10 m, que se debe colocar sobre el eje de la tubería y a 0,40 m bajo la cota del terreno definitivo de la calle.

La cinta plástica debe ser de color azul, para dar aviso sobre la existencia de una Tubería de agua potable. En alcantarillado, se debe usar una cinta color verde. La cinta plástica se debe reponer cuando se dañe por trabajos de terceros a costos de éstos.

No es obligación de los prestadores reponer esta cinta en futuras reparaciones.

En los CRUCES de tuberías de agua potable y de alcantarillado, y quedando ellas debajo de instalaciones subterráneas de otro servicio, también se debe colocar una cinta azul o verde adicional sobre la instalación del otro servicio, aunque quede a menor profundidad.

La cinta plástica puede ser complementada con otro indicador de existencia de la tubería, para permitir la ubicación de una tubería de agua potable o de alcantarillado sin necesidad de tener que efectuar excavaciones de reconocimiento. Este indicador debe ser definido por el prestador.

B.5. Instalaciones de Redes Públicas

INSTALACIONES DE REDES PÚBLICAS.

El presente documento se refiere al procedimiento de construcción de instalaciones de redes públicas.

3.1. EXCAVACIONES.

3.1.1. EXCAVACION DE LA ZANJA.

La zanja debe ejecutarse de manera tal que la alineación, pendientes, cotas, el tipo de encamado, el relleno y las dimensiones indicadas en los planos y especificaciones sean estrictamente cumplidos. Asimismo deben tomarse todas las precauciones, tanto legales como las exigidas por las circunstancias reales para garantizar la seguridad del público y del personal de la obra.

Como regla general, las excavaciones nunca deben alejarse mucho del frente de colocación de los tubos. Esto se traduce en numerosas ventajas, como ser:

- Eventual reducción de gastos en deprimir las napas;
- Reducir la posibilidad de inundaciones o derrumbes de las paredes de las zanjas;
- Reducir la posibilidad de accidentes de tráfico o de personal de la obra;
- Mayor facilidad de control de la excavación para el contratista y supervisores.

Las piedras grandes, bolones, trozos de pavimento, etc. se eliminarán a medida que se va realizando su extracción, ya que su caída podría dañar la tubería o al personal que trabaja en la zanja.

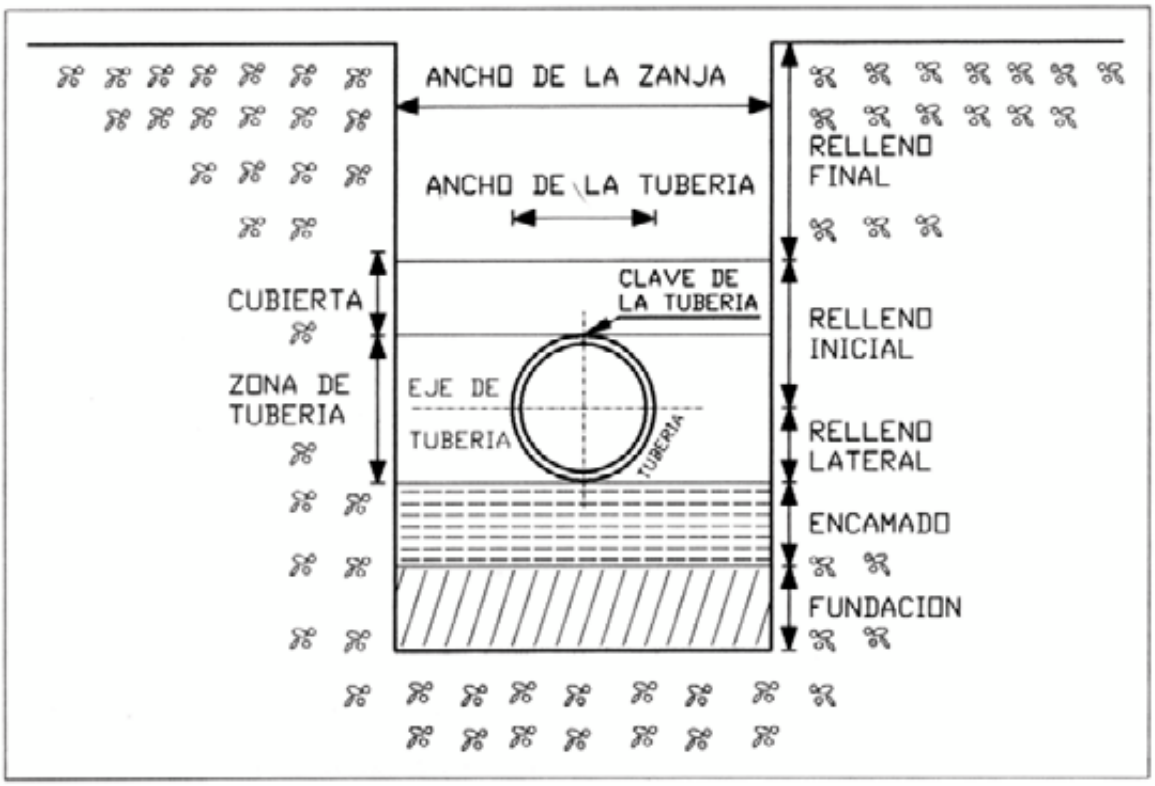
3.1.2. PROFUNDIDAD

La excavación de la zanja debe realizarse a las profundidades fijadas en el proyecto. La clase del tubo a emplear en los distintos sectores se debe fijar considerando las cargas estáticas y dinámicas a que estará sometida la tubería.

Si el terreno de la zanja consiste de varios tipos de suelo, los materiales adecuados para su uso posterior y libres de piedras, deben conservarse aparte. Si las circunstancias no permiten mantener el material al lado de la zanja, éste debe ser trasladado a un lugar de acopio y eventual selección y procesamiento, para luego traerlo de vuelta al borde de zanja.

La profundidad de la zanja la determina el proyecto, siendo como mínimo de 0.90 m sobre la clave de la tubería, salvo justificaciones debidamente sustentadas y aprobadas por el INAPA.

Figura B4.3. Sección transversal de la zanja.



3.1.3. ANCHO DE LA ZANJA

Los anchos de zanja deben ser los mínimos, pero deben permitir la correcta colocación de la tubería y la adecuada compactación del relleno inicial, especialmente en la parte inferior y a los costados de la tubería.

Un mínimo ancho no sólo reduce los costos de excavación, sino que además disminuye las solicitaciones del relleno sobre el tubo.

En ciertos suelos será necesario dar taludes a las paredes para evitar desmoronamientos y algunos otros casos requerirán zanjas anchas. En ambos casos es deseable tener el tubo en una zanja estrecha en el fondo de la excavación con el objetivo detallado.

El ancho mínimo recomendado al nivel de la zona de colocación es de D + 0.6 m para diámetros nominales hasta 20” y D + 0.7 m para diámetros mayores, siendo D el diámetro nominal de la tubería, en m.

3.1.4. PREPARACION DEL FONDO DE ZANJA

Es importante asegurarse que, una vez instalado, cada tubo esté uniformemente apoyado en toda su longitud en material libre de piedras. Debe excavarse un nicho en la zona de los enchufes para evitar que las tuberías se apoyen en ellos y a la vez facilitar el montaje.

El fondo de la zanja debe cumplir estrictamente con las pendientes del perfil longitudinal y debe proporcionar un apoyo firme y estable a la tubería. Cabe destacar que, si se ha pensado en tender el tubo directamente en el fondo de la zanja, no se puede usar un excavador mecánico para el nivelado final, el que debe ser ejecutado manualmente.

Al nivelar el fondo de la zanja, todo elemento sobresaliente, como ser rocas, piedras, etc. debe eliminarse completamente; los orificios e irregularidades resultantes deben rellenarse con un material apropiado similar al suelo de la excavación, debidamente compactado.

Cuando no se pueda lograr adecuadamente el nivel del fondo de la zanja, se debe cubrir este fondo con una capa de material granular o tierra fina seleccionada que se compacte fácilmente, no debiéndose emplear suelos arcillosos para este objeto; el espesor de esta capa de relleno debe ser a lo menos de 10 cm, tanto en el fondo como en los costados de la tubería.

Si el fondo de la zanja es inestable, éste debe ser primeramente estabilizado o realizar ensayos que demuestren que el suelo es capaz de resistir la tubería.

Puede ser necesario excavar más profundamente, 20 a 25 cm, y rellenar con material seleccionado, como ser gravilla o chancado de pequeño tamaño. Si ello no, es suficiente, debe recurrirse a otros métodos como una base de hormigón que dé apoyo al tubo en un ángulo no menor de 60º o mayor en el caso de tubos muy cargados, o incluso, fundar sobre pilotes enterrados sobre los cuales se instalan tablones para apoyar la tubería.

Si el suelo es arenoso o de naturaleza uniforme y no tiene terrones o piedras y el fondo de la zanja se ha nivelado adecuadamente se puede instalar la tubería apoyada directamente sobre el fondo de la zanja.

Se debe tener presente además que para profundidades menores a un metro y sobre los cuatro metros deberán considerarse refuerzos de hormigón en la tubería de acuerdo a lo indicado en Especificaciones Técnicas, Planos y Normativa vigente; no obstante, en el caso de tubería de P.V.C., también se puede autorizar el uso de tubería clase 6 en el lugar de refuerzo. El refuerzo será de hormigón de dosificación mínima de 180 kg/c/mts3 y deberá envolver al tubo en un espesor mínimo de 0,15 metros (ver figura 67).

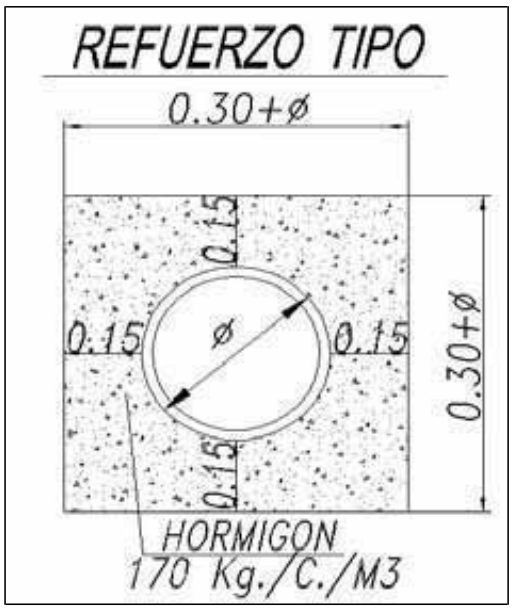



Figura B.4.4. Refuerzo de hormigón