



Ministerio de Servicios
y Obras Públicas

Viceministerio
de Servicios
Básicos

Instalaciones de agua - Diseño para sistemas de agua potable



Segunda revisión

ICS 91.140.60

Sistemas de abastecimiento de agua

Diciembre 2004

DERECHOS RESERVADOS

Documento del Ministerio de Servicios y
Obras Públicas de la República de Bolivia.
Se autoriza la reproducción parcial o total, haciendo referencia a la fuente.

ELABORADO POR:

Empresa Consultora Aguilar & Asociados S.R.L.

DEPÓSITO LEGAL

4-1-61-05 P.O.

IMPRESIÓN

Publicidad e Impresión GENESIS
Av. Mariscal Santa Cruz • Edif. La Esperanza Piso 4 Of. 2
Telf.: 2331361 - 2312279

FINANCIADO POR:

Agencia Sueca de Cooperación Internacional para el Desarrollo (Asdi)

La Paz, Diciembre de 2004

Norma Boliviana

NB 689

**MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS**

**INSTALACIONES DE AGUA - DISEÑO
PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE**

**Segunda revisión
ICS 91.140.60
Sistemas de abastecimiento de agua
Diciembre 2004**

PREFACIO

La presente " Norma Boliviana NB 689 - Instalaciones de agua - Diseño para sistemas de agua potable", sustituye a la correspondiente Norma editada en noviembre de 1996, por el ex Ministerio de Desarrollo Humano.

La actualización de esta Norma fue realizada por el Viceministerio de Servicios Básicos, a través de la Dirección General de Servicios Básicos, a cargo del Ing. MSc. Alvaro Camacho Garnica, bajo la coordinación del Ing. Alcides Franco, Director del Área de Normas y Tecnología (DANT) del MSOP, y la supervisión del Ing. MSc. Marco Quiroga, Coordinador General del Proyecto de Asistencia Técnica (PROAT).

La elaboración de este documento estuvo a cargo de la Consultora Aguilar & Asociados S.R.L. y fue supervisada por el Comité Técnico integrado por los siguientes profesionales e instituciones:

COMITE TECNICO

Alcides Franco	DANT/VSB	Ronny Vega	ANESAPA
Marco Quiroga	VSB/PROAT	Evel Álvarez	AISA
Marina Dockwailer	FPS Nacional	José Luis Castagné	ABIS
Fraday Torrico	FPS Nacional	Gonzalo Dalence E.	IBNORCA
Edson Valda	FNDR		
Carlos Gámez	SISAB		

La revisión de esta Norma se realizó en talleres regionales con la participación de los siguientes profesionales e instituciones:

Edwin Laruta	VSB	Manuel Elías	EMPRESA MISICUNI
Jorge Calderón	VSB	José Díaz	IIS-UMSA
Enrique Torrico	VSB	Francisco Bellot	IIS-UMSA
Susana Jaramillo	VSB	Edwin Astorga	IIS-UMSA
Reynaldo Villalba	VSB	Gregorio Carvajal	IIS-UMSA
Wilma Montesinos	VIPFE	Oscar Moscoso	CASA-UMSS
Erico Navarro	PROAGUAS	Oddin Chávez	UAGRM
Jorge Flores	SISAB	Roñando Tardío	UAGRM
Marco Reyes	FPS La Paz	Franz Choque	ABIS Cochabamba
Marco Gómez	FPS La Paz	Zoilo Cordero	ABIS Cochabamba
Oswaldo Valverde	FPS La Paz	Juan Carlos Holter	ABIS Santa Cruz
Ramiro Iporre	FPS Cochabamba	Víctor Ric	CARE
Mario Arnez	FPS Cochabamba	José Antonio Zulet	UNICEF
Eduardo Cuestas	FPS Santa Cruz	Marcelo Encalada	Fundación SODIS
Ramiro Plaza	FPS Santa Cruz	Grover Calicho	PRODASUB-JICA
Edson Zelada	UNASB VI Cochabamba	Roger Mattos	Empresa GLOBAL
Percy Soria Galvarro	UNASB VI Oruro	Gery Iruستا	SEDFMC
Romel Chávez	Prefectura Santa Cruz	Adolfo Mantilla	SEDFMC
Juan Carlos Guzmá	HAM Cochabamba	Leocanio Mendoza	CONAMSRL
Jhonny Pérez	HAM Vinto-Cochabamba	Rolando Nogales	CONAMSRL
Daniel Flores	HAM Vinto-Cochabamba	Pedro Lino	CEDEAGRO
Mario Severich	HAM Colcapirhua Cochabamba	Jorge Saba	APSAR
Juan Carlos Agud	SAMAPA	Heinar Azurduy	PROHISABA
Ricardo Ayala	SEMAPA	Orlando Ortuño	DASOC
Carlos Guardia	SEMAPA	Miguel Moreno	SAELABSECOSEVI
Rolando Montenegro	COSPHUL	Humberto Cordero	Profesional independiente
Rolando De Chaza	SAGUAPAC	Oscar Álvarez	Profesional independiente
Fernando Trigo	SAGUAPAC		

ELABORACIÓN: AGUILAR & ASOCIADOS S.R.L.

Humberto Cáceres	Gerente de Saneamiento
Carlos España Vásquez	Consultor
Grover Rivera B.	Consultor
Iván Álvarez	Diseño Gráfico

FINANCIADOR:

Agencia Sueca para el Desarrollo Internacional (Asdi)

Fecha de aprobación por el Comité Técnico 2004-06-12

Fecha de aprobación por el Consejo Rector

de Normalización 2004-07-29

Fecha de ratificación por la Directiva de IBNORCA 2004-08-12



REPÚBLICA DE BOLIVIA
MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS

RESOLUCIÓN MINISTERIAL N° 230

La Paz, 7 SET. 2004

VISTOS Y CONSIDERANDO:

Que, el literal a) del artículo 4° de la Ley N° 2446, de fecha 19 de marzo de 2003, de Organización del Poder Ejecutivo, establece que es atribución del Ministerio de Servicios y Obras Públicas formular, ejecutar, evaluar y fiscalizar políticas de servicios básicos, comunicaciones, energía, transporte terrestre, fluvial, lacustre y aeronáutica civil.

Que, de conformidad con el párrafo I del artículo 24° del Decreto Supremo N° 26973, de fecha 27 de marzo de 2003, Reglamento de Organización del Poder Ejecutivo, se establece que dentro de la estructura del Ministerio de Servicios y Obras Públicas se encuentra el Viceministerio de Servicios Básicos.

Que, los literales a) y b) del apartado cuarto del artículo 25° del Decreto Supremo N° 26973, de fecha 27 de marzo de 2003, Reglamento de Organización del Poder Ejecutivo, disponen que son funciones del Viceministerio de Servicios Básicos, entre otras, las siguientes: "a) Proponer políticas, disposiciones reglamentarias e instructivas para el desarrollo de los servicios básicos. b) Difundir y vigilar la aplicación de las políticas, planes, proyectos y normas técnicas en el establecimiento y operación de los servicios básicos".

Que, el Ministerio de Servicios y Obras Públicas en coordinación con el Instituto Boliviano de Normalización y Calidad (IBNORCA), actualizó la NB 689 – "Norma Técnica de Instalaciones de Agua – Diseño para Sistemas de Agua Potable" Primera Revisión y los "Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable" Primera Revisión, aprobadas mediante Resolución Secretarial N° 383, de fecha 28 de noviembre de 1996, emitida por la Secretaría Nacional de Participación Popular.

Que, la actualización de la NB 689 – "Norma Técnica de Instalaciones de Agua – Diseño para Sistemas de Agua Potable" y los "Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable", tiene como objetivo fundamental estandarizar el diseño y optimizar costos de inversión para permitir el acceso a los servicios de agua potable a un mayor número de personas, priorizando sectores sociales de menores ingresos.

Que, la NB 689 – "Norma Técnica de Instalaciones de Agua – Diseño para Sistemas de Agua Potable" Segunda Revisión y los "Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable" Segunda Revisión, recoge experiencias de la práctica moderna de la ingeniería sanitaria y de la utilización de tecnologías alternativas en el país, transmitida y consensuada mediante un proceso de amplia participación y consulta con profesionales del país.

Que, mediante informe técnico VSB/DGSB/PROAT- 073/2004, de fecha 12 de agosto de 2004 y en informe jurídico DGAJ/0732/2004, de fecha 2 de septiembre de 2004, se evidencia que corresponde dar curso a la aprobación de la norma precitada así como de sus Reglamentos.

POR TANTO:

El Ministro interino de Servicios y Obras Públicas, en aplicación de las atribuciones conferidas por Ley.

RESUELVE:





REPÚBLICA DE BOLIVIA
MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS

ARTÍCULO PRIMERO.- Apruébase la Normativa Boliviana NB 689 - “Norma Técnica de Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable”, en su Segunda Revisión que forma parte integrante de la presente Resolución como Anexo “A” y los once “Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable”, en su Segunda Revisión que forman parte integrante de la presente Resolución como Anexos “B”, “C”, “D”, “E”, “F”, “G”, “H”, “I”, “J”, “K” y “L” respectivamente.

ARTÍCULO SEGUNDO.- La NB 689 - “Norma Técnica de Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable” Segunda Revisión y los “Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable” Segunda Revisión, deberán ser observados obligatoriamente en todo el territorio nacional, por instituciones y profesionales del sector, en el diseño de agua potable y tratamiento de aguas.

ARTÍCULO TERCERO.- Se autoriza al Viceministerio de Servicios Básicos para que en coordinación con la Dirección General de Asuntos Administrativos, proceda a la publicación y difusión de la presente NB 689 - “Norma Técnica de Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable” Segunda Revisión y los “Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable” Segunda Revisión.

ARTÍCULO CUARTO.- Se encomienda al Viceministerio de Servicios Básicos para que en coordinación con la Dirección General de Servicios Básicos, realice la difusión y distribución gratuita de la primera edición de la NB 689 - “Norma Técnica de Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable” Segunda Revisión y sus “Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable” Segunda Revisión, entre entidades, instituciones, proyectos y otros del sector, priorizados por el Viceministerio de Servicios Básicos.

ARTÍCULO QUINTO.- El Viceministerio de Servicios Básicos, la Dirección General de Servicios Básicos y la Dirección General de Asuntos Administrativos quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución Ministerial.

ARTÍCULO SEXTO.- I. Se aboga la Resolución Secretarial N° 383, de fecha 28 de noviembre de 1996, emitida por la Secretaría Nacional de Participación Popular.

II. Quedan derogadas y/o abrogadas todas las Resoluciones contrarias a la presente Resolución Ministerial.

Regístrese, comuníquese y archívese.



Auto ml

[Firma]

Dr. Walter Gómez Guzmán
DIRECTOR GENERAL DE ASUNTOS ADMINISTRATIVOS
MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS

[Firma]

Lic. José Volkmur F. Barragán B.
MINISTRO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS S.L.

PRESENTACIÓN

El Ministerio de Servicios y Obras Públicas, a través del Viceministerio de Servicios Básicos, en el marco de sus competencias normativas, pone a disposición de profesionales del país la presente Norma: “Instalaciones de agua - Diseño para sistemas de agua potable”, actualizada en base a los nuevos requerimientos del sector y los avances tecnológicos desarrollados en Bolivia en los últimos años.

Esta Norma tiene como objetivo fundamental, regir el diseño y consecuentemente la construcción de los sistemas de agua potable, para mejorar las condiciones de vida del ciudadano boliviano.

La presente Norma se constituye en un instrumento que debe ser conocido y aplicado de forma obligatoria por los responsables de las diferentes etapas de implementación de proyectos de abastecimiento de agua potable.

En la presente Norma se han incluido nuevos conceptos y criterios de diseño de acuerdo con los adelantos tecnológicos y prácticas de la ingeniería sanitaria de manera que puedan ser aplicados en proyectos tanto a nivel urbano como rural.

La actualización de esta Norma fue posible gracias a la participación de profesionales, instituciones y el apoyo de organizaciones como la Agencia Sueca para el Desarrollo Internacional (Asdi), y otras que de manera desinteresada contribuyeron para que nuestro país cuente con este valioso instrumento técnico.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - GENERALIDADES	15
1.1 INTRODUCCIÓN	15
1.2 OBJETO.....	15
1.3 CAMPO DE APLICACIÓN	15
1.4 REFERENCIAS	15
CAPÍTULO 2 - ESTUDIOS Y PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO	17
2.1 DEFINICIÓN	17
2.2. ESTUDIOS BÁSICOS DE DISEÑO	17
2.2.1 Estudios técnicos.....	17
2.2.2 Estudios socio-económicos y culturales.....	17
2.2.3 Estudios ambientales.....	17
2.3 PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO	18
2.3.1 Población del proyecto	18
2.3.1.1 Métodos de cálculo.....	18
2.3.1.2 Aplicación.....	19
2.3.1.3 Criterio del proyectista.....	19
2.3.1.4 Correcciones a la población calculada	20
2.3.1.5 Área del proyecto	20
2.3.2 Consumo de agua	20
2.3.2.1 Dotación media diaria.....	21
2.3.2.2 Dotación futura de agua	22
2.3.3 Caudales de diseño	22
2.3.3.1 Caudal medio diario.....	22
2.3.3.2 Caudal máximo diario.....	23
2.3.3.3 Caudal máximo horario	23
2.3.3.4 Caudal industrial	23
2.3.3.5 Demanda contra incendio.....	23
2.3.4 Período de diseño	24
CAPÍTULO 3 - FUENTES DE AGUA	25
3.1 DEFINICIÓN	25
3.2 TIPOS DE FUENTES DE AGUA	25
3.3 SELECCIÓN DE FUENTES DE AGUA.....	25
3.4 FUENTES DE AGUA SUPERFICIAL	25
3.4.1 Información necesaria	26
3.4.2 Caudales requeridos.....	26
3.4.3 Medición de caudales.....	26
3.5 FUENTES DE AGUA SUBTERRÁNEA	26
3.5.1 Información necesaria	27
3.5.2 Caudales requeridos.....	27
3.5.3 Medición de caudales.....	27
3.6 FUENTES DE AGUA PLUVIAL	28

3.6.1 Información necesaria	28
3.7 RIESGOS SANITARIOS Y PROTECCIÓN DE FUENTES	28
CAPÍTULO 4 - CALIDAD DEL AGUA	29
4.1 DEFINICIÓN	29
4.2 CALIDAD DEL AGUA NO TRATADA.....	29
4.2.1 Criterios de calidad para la selección de la fuente de abastecimiento	29
4.2.2 Análisis de parámetros básicos para la caracterización	29
4.2.3 Prevención de muestras y métodos de análisis	30
4.3 CALIDAD DEL AGUA POTABLE	30
4.3.1 Calidad microbiológica.....	31
4.3.2 Calidad físico – química y radiológica	31
CAPÍTULO 5 - OBRAS DE CAPTACIÓN	32
5.1 DEFINICIÓN	32
5.2 TIPOS DE OBRAS DE CAPTACIÓN	32
5.3 OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUAS SUPERFICIALES	32
5.3.1 Tipos de obras de captación de aguas superficiales	32
5.3.2 Información necesaria para el diseño de obras de captación de aguas superficiales	33
5.3.3 Capacidad de las obras de captación de aguas superficiales	33
5.3.4 Diseño de los elementos constitutivos de una obra de captación	33
5.3.5 Estructuras para la captación de agua superficial	34
5.4 OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS	35
5.4.1 Tipos de obras de captación de aguas subterráneas	35
5.4.2 Información necesaria para el diseño de las obras de captación de aguas subterráneas	36
5.4.3 Capacidad de las obras de captación de aguas subterráneas	36
5.4.4 Diseño de la obra de captación de vertientes	36
5.4.5 Diseño de la obra de captación mediante galería filtrante	38
5.4.6 Diseño de pozos someros	39
5.4.7 Diseño de pozos profundos.....	40
5.4.7.1 Profundidad	40
5.4.7.2 Ubicación	40
5.4.7.3 Prueba de bombeo	41
5.4.7.4 Capacidad específica.....	42
5.4.7.5 Prevención contra la contaminación.....	42
5.5 OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUA DE LLUVIA.....	42
5.5.1 Tipos de captación de agua de lluvia	42
5.5.2 Diseño de la obra de captación.....	43
CAPÍTULO 6 - ADUCCIÓN DE AGUA	44
6.1 DEFINICIÓN	44
6.2 TIPOS DE ADUCCIÓN	44
6.3 SELECCIÓN DEL TIPO DE ADUCCIÓN	44

6.4 DISEÑO DE LA ADUCCIÓN.....	45
6.4.1 Caudal de diseño.....	45
6.4.2 Ubicación.....	45
6.4.3 Trazado.....	45
6.4.4 Determinación de cotas.....	46
6.4.5 Materiales.....	46
6.4.6 Velocidad de escurrimiento.....	46
6.4.6.1 Canales.....	46
6.4.6.2 Tuberías a presión.....	47
6.4.7 Cálculo hidráulico.....	48
6.4.7.1 Canales.....	48
6.4.7.2 Tuberías a presión.....	48
6.4.8 Presiones máximas y mínimas.....	48
6.4.9 Diámetro mínimo.....	49
6.5 ASPECTOS COMPLEMENTARIOS DE DISEÑO.....	49
6.5.1 Profundidad de instalación.....	49
6.5.2 Ubicación de válvulas.....	49
6.5.3 Estaciones reductoras de presión.....	50
6.5.4 Anclajes.....	50
6.5.5 Estructuras especiales.....	50
CAPÍTULO 7 - ESTACIONES DE BOMBEO.....	51
7.1 DEFINICIÓN.....	51
7.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO.....	51
7.3 ELEMENTOS DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO.....	51
7.4 UBICACIÓN.....	51
7.5 CAPACIDAD DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO.....	52
7.6 CRITERIOS DE DISEÑO.....	52
7.6.1 Carga neta positiva de succión (CNPS).....	52
7.6.2 Sumergencia mínima.....	53
7.7 DISEÑO DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO.....	53
7.7.1 Selección de la bomba de agua.....	54
7.7.1.1 Condiciones generales.....	54
7.7.1.2 Tipo de bomba.....	55
7.7.1.3 Características electromecánicas de las bombas.....	55
7.7.1.4 Instalación de las bombas.....	56
7.7.2 Número de bombas a instalar.....	56
7.7.3 Cámara de bombeo.....	57
7.7.4 Caseta de bombeo.....	58
7.8 TUBERÍAS Y ACCESORIOS DE SUCCIÓN.....	58
7.9 TUBERÍAS Y ACCESORIOS DE IMPULSIÓN.....	59
7.10 FUENTE DE ENERGÍA.....	59
7.11 SISTEMAS DE OPERACIÓN, MEDICIÓN Y CONTROL.....	59
7.12 SELECCIÓN DE LOS EQUIPOS DE MOVIMIENTO Y SERVICIO.....	59
7.13 PROYECTOS COMPLEMENTARIOS.....	60

CAPÍTULO 8 - TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE AGUA	61
8.1 DEFINICIÓN	61
8.2 GENERALIDADES	61
8.3 TIPOS DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO	61
8.3.1 Considerando la ubicación sobre el terreno	61
8.3.2 Considerando el tipo de alimentación	61
8.4 INFORMACIÓN NECESARIA	62
8.5 CAPACIDAD DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO	62
8.5.1 Volumen de regulación	62
8.5.2 Volumen contra incendios	63
8.5.3 Volumen de reserva	64
8.5.4 Reducción de la capacidad del tanque	64
8.6 COTAS O NIVELES DE INSTALACIÓN	64
8.7 REQUERIMIENTO DE DISEÑO	64
8.8 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	65
8.8.1 Generalidades	65
8.8.2 Accesorios	66
8.8.3 Aspectos complementarios	68
CAPÍTULO 9 - RED DE DISTRIBUCIÓN	71
9.1 DEFINICIÓN	71
9.2 TIPOS DE REDES	71
9.2.1 Red abierta o ramificada	71
9.2.2 Red cerrada o anillada	71
9.2.3 Red mixta o combinada	71
9.3 FORMAS DE DISTRIBUCIÓN	71
9.3.1 Distribución por gravedad	71
9.3.2 Distribución por bombeo directo a la red	71
9.4 INFORMACIÓN NECESARIA	72
9.5 DISEÑO DE REDES	72
9.5.1 Caudal de diseño	72
9.5.1.1 Determinación de caudales en redes cerradas	72
9.5.1.2 Determinación de caudales en redes abiertas	73
9.5.1.3 Determinación de caudal en piletas públicas	73
9.5.2 Área del proyecto	74
9.5.3 Delimitación de zonas de presión	74
9.5.4 Trazado de la red	74
9.5.5 Presiones de servicio	74
9.5.6 Velocidades	75
9.5.7 Diámetros mínimos	75
9.5.8 Análisis hidráulico	75
9.5.9 Ubicación de tuberías	76
9.5.10 Etapas de construcción	77
9.5.11 Materiales	77
9.5.12 Accesorios	77

9.5.13 Pendientes	77
9.5.14 Profundidad de instalación	77
9.5.15 Válvulas	78
9.5.16 Hidrantes	79
9.5.17 Dispositivos y obras complementarias	79
CAPÍTULO 10 - PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA	80
10.1 DEFINICIÓN	80
10.2 CONSIDERACIONES GENERALES	80
10.2.1 Tratamiento de las aguas	80
10.2.2 Tecnología aplicada	81
10.2.3 Operación y mantenimiento de la plantas	82
10.2.4 Aspectos técnicos - económicos y financieros	82
10.2.5 Aspectos ambientales	82
10.3 DEMANDA DE AGUA	82
10.4 PERIODO DE DISEÑO	82
10.5 UBICACIÓN DE LAS PLANTAS POTABILIZADORAS	83
10.6 CAPACIDAD NOMINAL DE DISEÑO DE LAS PLANTAS	83
10.7 ETAPAS O FASES DEL PROYECTO	83
10.8 LÍNEAS DE TRATAMIENTO	83
10.9 MEDICIÓN DE CAUDALES	83
10.10 REGULADORES DE RÉGIMEN HIDRÁULICO	84
10.11 OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS EN PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA	84
10.11.1 Transferencia de sólidos	84
10.11.2 Transferencia de iones, mezcla rápida y floculación	106
10.11.3 Transferencia de gases	111
10.11.4 Transferencia molecular	115
10.11.5 Procesos complementarios	115
10.12 CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO	115
10.12.1 Por el tipo de procesos que comprende	115
10.12.2 Por la tecnología empleada	116
10.13 INSTALACIONES E INFRAESTRUCTURA DE LAS PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA	117
10.13.1 Casa de química	117
10.13.2 Laboratorios	117
10.13.3 Depósitos para Sustancias Químicas	117
10.13.4 Depósitos para otros insumos	118
10.14 RESIDUOS DE LAS PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA	118
CAPÍTULO 11 - DESINFECCIÓN Y FLUORACIÓN DE AGUAS	120
11.1 DEFINICIÓN DE DESINFECCIÓN	120
11.2 FORMAS DE DESINFECCIÓN	120
11.2.1 Formas físicas	120
11.2.2 Formas químicas	121

11.3 CLORACIÓN.....	122
11.3.1 Formas de Aplicación.....	122
11.3.2 Dosificación.....	123
11.4 FLUORACIÓN.....	123
11.4.1 Dosificación.....	123
11.4.2 Formas de Aplicación.....	124
CAPÍTULO 12 - TECNOLOGÍAS ALTERNATIVAS.....	126
12.1 DEFINICIÓN.....	126
12.2 CLASIFICACIÓN DE LAS TECNOLOGÍAS ALTERNATIVAS.....	126
12.2.1 Captación de agua.....	127
12.2.1.1 Obras de protección de vertientes con cámaras de almacenamiento.....	127
12.2.1.2 Excavación manual de pozos y perforación manual de pozos profundos.....	127
12.2.1.3 Captación de aguas de lluvia para consumo humano.....	128
12.2.1.4 Captaciones de agua de lluvia en el suelo (atajados).....	131
12.2.2 Tecnologías para la extracción de agua.....	131
12.2.2.1 Bombas manuales.....	131
12.2.2.2 Bombas eólicas.....	132
12.2.2.3 Bombas solares.....	132
12.2.2.4 Bombas de Ariete hidráulico.....	133
12.2.3 Almacenamiento de agua.....	133
12.2.3.1 Tanques de ferrocemento.....	133
12.2.3.2 Tanques plásticos.....	134
12.2.4 Tratamiento doméstico del agua.....	134
12.2.4.1 Filtración en arena a nivel domiciliario.....	134
12.2.4.2 Filtración con velas de cerámica porosa.....	135
12.2.4.3 Desalinizadores.....	135
12.2.5 Desinfección doméstica del agua para uso y consumo humano.....	136
12.2.5.1 Empleo de sustancias químicas.....	136
12.2.5.2 Desinfección Solar del agua.....	137
12.2.6 Tecnología para mantener la presión del agua en la red.....	138
12.2.6.1 Torre hidroneumática.....	138
12.3 SELECCIÓN DE LAS TECNOLOGÍAS ALTERNATIVAS.....	138
GLOSARIO.....	141
ABREVIATURAS Y NOMENCLATURA.....	149
Anexo A (Normativo):Criterios de calidad para la selección de la fuente.....	153
Anexo B (Normativo): Caraterización de fuentes de agua.....	158
Anexo C (Normativo):Trabajos Topográficos.....	160
Anexo D (Normativo):Procesos de tratamiento.....	166

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Aplicación de métodos de cálculo para la estimación de la población futura	19
Tabla 2.2. Dotación media diaria (l/hab-d).....	21
Tabla 2.3. Valores del Coeficiente k_2	23
Tabla 2.4. Período de diseño (años)	24
Tabla 6.1. Velocidad máxima en canales revestidos (m/s)	47
Tabla 6.2. Velocidad máxima permisible en tuberías (m/s).....	47
Tabla 7.1. Tipos de bombas eléctricas recomendadas por tipo de fuente	55
Tabla 10.1. Cargas superficiales en desarenadores	85
Tabla 10.2. Cargas superficiales según Hazen	86
Tabla 10.3. Parámetros de diseño.....	87
Tabla 10.4. Guía de selección de los procesos de tratamiento en sistema de Filtración de Múltiples Etapas	91
Tabla 10.5. Guías de diseño para Filtros Gruesos Dinámicos	92
Tabla 10.6. Especificaciones del lecho filtrante recomendado para Filtros Gruesos Dinámicos	93
Tabla 10.7. Eficiencia remocional	93
Tabla 10.8. Guías de diseño para Filtros Gruesos Ascendentes	94
Tabla 10.9. Lecho filtrante recomendado para Filtros Gruesos Ascendentes.....	95
Tabla 10.10. Eficiencias típicas de tratamiento para Filtros Gruesos Ascendentes	95
Tabla 10.11. Guías de diseño para Filtros Gruesos Descendentes	96
Tabla 10.12. Guías de diseño para Filtros Gruesos Horizontales en serie.....	96
Tabla 10.13. Criterios de diseño recomendados por autores y países	98
Tabla 10.14. Criterios para la selección del sistema de tratamiento del agua por Filtración en Múltiples Etapas (FiME)	99
Tabla 10.15. Espesores y diámetros de la grava soporte	100
Tabla 10.16. Arena para filtros de tasa constante	102
Tabla 10.17. Alturas máximas y mínimas	103
Tabla 10.18. Tasas de filtración	103
Tabla 10.19. Granulometría de la capa soporte	104
Tabla 10.20. Valores admisibles en lechos filtrantes múltiples.....	104
Tabla 10.21. Altura de filtro de tasa declinante	105
Tabla 10.22. Tasa de filtración y lavado	105
Tabla 10.23. Características del medio filtrante	106
Tabla 10.24. Altura total de filtros	106
Tabla 10.25. Compuestos coagulantes de uso en tratamientos de aguas de consumo humano	107
Tabla 10.26. Coadyuvantes de coagulación utilizados para el tratamiento de aguas	108
Tabla 10.27. Rango de gradientes hidráulicos para cada compartimiento o cámara	110
Tabla 10.28. Variación entre la densidad del agua, la viscosidad y la temperatura.....	110
Tabla 10.29. Parámetros de diseño - aireadores de bandejas.....	113
Tabla 10.30. Parámetros de diseño - aireadores de cascada	113
Tabla 10.31. Compuestos desinfectantes utilizados para el tratamiento de aguas	115

Tabla 11.1. Límites de concentración de fluoruros	124
Tabla 11.2. Datos sobre sustancias fluoradoras.....	124
Tabla 12.1. Coeficientes de escurritía	129
Tabla 12.2. Espesores de pared para diferentes volúmenes de tanque de ferrocemento	134
Tabla 12.3. Filtros domiciliarios	135
Tabla 12.4. Cantidad de hipocloritos aplicables a diferentes volúmenes de agua para desinfectarla a dosis unitaria de 1 mg/l.....	137

CAPÍTULO 1 - GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

El diseño de sistemas de agua potable para poblaciones urbanas y rurales de la República de Bolivia, se ha venido desarrollando en base a la Norma Técnica de Diseño para Sistemas de Agua Potable NB 689 y a los Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable promulgadas por el entonces Ministerio de Desarrollo Humano en noviembre del año 1996.

Debido a los avances tecnológicos sobre el diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable que se han dado en los últimos años, el Ministerio de Servicios y Obras Públicas, a través del Viceministerio de Servicios Básicos, ha encarado la actualización de la Norma y Reglamentos, con el propósito de incorporar y modificar conceptos, criterios y fórmulas que se ajusten a la realidad actual para el diseño de sistemas de agua potable en nuestro país. Para el efecto, se han tomado en cuenta las inquietudes de instituciones, profesionales y técnicos que trabajan en el sector.

El presente documento se ha actualizado con la finalidad de brindar a proyectistas, ejecutores, supervisores y fiscalizadores de un instrumento normativo para el diseño de proyectos de agua potable urbano, peri-urbano y rural de nuestro país.

1.2 OBJETO

La norma establece los criterios técnicos de diseño de sistemas de agua potable de carácter público y/o privado, en el área urbana, peri-urbana y rural del país, para obtener obras con calidad, seguridad, durabilidad y economía; y de esa manera, contribuir al mejoramiento del nivel de vida y salud de la población.

1.3 CAMPO DE APLICACIÓN

Esta norma se aplica a nivel nacional para el diseño, ejecución o control de sistemas de agua potable públicos y/o privados.

Es obligatorio el conocimiento y aplicación de la norma por el proyectista, ejecutor, supervisor y fiscalizador de la obra. Sin embargo, se podrán aplicar criterios de diseño, constructivos y métodos de control no especificados en la presente toda vez que se justifiquen técnicamente ante la Autoridad Competente.

1.4 REFERENCIAS

Las siguientes normas están asociadas o son complementarias a la presente norma:

NB 213 Tuberías plásticas - Tubos de policloruro de vinilo (PVC-U) no plastificado para conducción de agua potable..

NB 495 Agua potable - Definiciones y terminología.

NB 496 Agua potable – Muestreo.

NB 512 Agua potable - Requisitos .

NB 513 a la NB 539 Agua potable - Determinación de diferentes parámetros químicos..

NB 645 Tuberías de hierro dúctil, acoples y accesorios para líneas de tuberías de presión.

NB 646 Plásticos - Tubos de polietileno (PE) especificados por su diámetro interior.

NB 708 Tubos y accesorios de pared perfilada, fabricados en material termoplástico con superficie externa corrugada y superficie interna lisa - Requisitos técnicos (Correspondiente a la norma DIN 16961-2).

NB 763 Válvulas - Válvulas de mariposa con asiento elástico – Requisitos.

NB 764 Válvulas - Válvulas de compuerta para sistemas de acueducto y alcantarillado – Requisitos.

NB 765 Válvulas - Válvulas de compuerta con asiento elástico para agua y sistemas de alcantarillado - Requisitos.

NB 888 Tuberías y accesorios de plástico - Tubos de policloruro de vinilo (PVC) clasificados según la presión (Serie RDE ó SDR).

NB 1069 Tuberías plásticas de policloruro de vinilo no plastificado (PVC-U) esquemas 40 y 80 – Especificaciones y dimensiones.

CAPÍTULO 2

ESTUDIOS Y PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO

2.1 DEFINICIÓN

Los estudios y parámetros básicos de diseño, son un conjunto de procedimientos y valores necesarios para el desarrollo del proyecto, los cuales son obtenidos en base a estudios de campo, recolección de información técnica, económica, social, ambiental y cultural de la población a ser beneficiada por el proyecto.

2.2. ESTUDIOS BÁSICOS DE DISEÑO

Los estudios básicos deben ser realizados en el lugar del proyecto y con participación de la población beneficiaria, organizaciones e instituciones involucradas.

Se deben considerar en términos generales, sin ser limitativos los siguientes estudios básicos de diseño:

- Técnico.
- Socio-económico y cultural.
- Ambiental.

2.2.1 Estudios técnicos

Los estudios técnicos deben incluir:

- Evaluación de las posibles fuentes de agua.
- Evaluación de la cuenca.
- Reconocimiento geológico del área del proyecto.
- Estudios de suelos y geotécnicos.
- Trabajos topográficos; ver **Anexo C (Normativo)**.
- Evaluación del estado del sistema de abastecimiento de agua.

2.2.2 Estudios socio-económicos y culturales

Los estudios socio-económicos y culturales deben incluir:

- Población actual.
- Cobertura del servicio.
- Evaluación de la condición económica de la población.
- Evaluación de las condiciones sanitarias.
- Hábitos y costumbres sobre el manejo del agua.
- Evaluación de la salud con relación al agua.

2.2.3 Estudios ambientales

Los estudios ambientales deben incluir la evaluación de las condiciones del entorno ambiental en la zona del proyecto. Particularmente las referidas al uso y conservación de las fuentes hídricas e hidrogeológicas.

2.3 PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO

Los parámetros básicos de diseño deben ser establecidos considerando el área del proyecto y el período de vida útil del proyecto. Entre los parámetros básicos de diseño se deben considerar:

- Población del proyecto.
- Consumo de agua.
- Caudales de diseño.
- Período de diseño.

2.3.1 Población del proyecto

Es el número de habitantes que ha de ser servido por el proyecto para el período de diseño, el cual debe ser establecido con base en la población inicial.

Para la estimación de la población de proyecto se deben considerar los siguientes aspectos:

- a) Población inicial, referida al número de habitantes dentro el área de proyecto que debe ser determinado mediante un censo poblacional y/o estudio socio-económico.

Se aplicarán los datos estadísticos del Instituto Nacional de Estadística (INE) para determinar la población de referencia o actual y los índices de crecimiento demográfico respectivos.

Para poblaciones menores, en caso de no contar con índice de crecimiento poblacional, se debe adoptar el índice de crecimiento de la población capital o del municipio. Si el índice de crecimiento fuera negativo se debe adoptar como mínimo un índice de crecimiento de 1%.

- b) Población futura, referida al número de habitantes dentro el área del proyecto que debe ser estimada en base a la población inicial, el índice de crecimiento poblacional y el período de diseño.

2.3.1.1 Métodos de cálculo

Para el cálculo de la población futura se pueden utilizar uno de los siguientes métodos de crecimiento, según el tipo de población, dependiendo de sus características socio-económicas.

a) Aritmético:
$$P_f = P_o \left(1 + \frac{i * t}{100} \right)$$

b) Geométrico:
$$P_f = P_o \left(1 + \frac{i}{100} \right)^t$$

c) Exponencial:
$$P_f = P_o * e^{\left(\frac{i * t}{100} \right)}$$

d) Curva logística:
$$P_f = \frac{L}{1 + m * e^{(a*t)}}$$

Donde: P_f Población futura en habitantes
 P_o Población inicial en habitantes
 i Índice de crecimiento poblacional anual en porcentaje
 t Número de años de estudio o período de diseño
 L Valor de saturación de la población
 m Coeficiente
 a Coeficiente

$$L = \frac{2 * P_o * P_1 * P_2 - P_1^2(P_o + P_2)}{P_o * P_2 - P_1^2}$$

$$m = \frac{L - P_o}{P_o}$$

$$a = \frac{1}{t_1} \ln \left[\frac{P_o(L - P_1)}{P_1(L - P_o)} \right]$$

P_o, P_1, P_2 Población correspondiente a los tiempos $t_o, t_1, y t_2 = 2 * t_1$
 t_o, t_1, t_2 Tiempo intercensal en años correspondiente a la población P_o, P_1, P_2

2.3.1.2 Aplicación

Los métodos a emplearse deben ser aplicados en función del tamaño de la población, de acuerdo a lo especificado en la **Tabla 2.1**.

Tabla 2.1. Aplicación de métodos de cálculo para la estimación de la población futura

Método	Población (habitantes)			
	Hasta 5 000	De 5 001 a 20 000	De 20 001 a 100 000	Mayores a 100 000
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X
Exponencial	X (2)	X (2)	X (1)	X
Curva logística				X

(1) Optativo, recomendable

(2) Sujeto a justificación

2.3.1.3 Criterio del proyectista

El ingeniero proyectista, podrá de acuerdo a las condiciones particulares de la localidad adoptar uno de los métodos recomendados o usar otro criterio, siempre que lo justifique técnicamente.

2.3.1.4 Correcciones a la población calculada

La población calculada según los métodos descritos, debe ser determinada y ajustada de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- a) Población estable.
- b) Población flotante, se refiere a la población ocasional que signifique un aumento notable y distinto a la población estable.
- c) Población migratoria, que depende de las condiciones de planificación sectorial en relación con los recursos naturales, humanos y/o económicos de cada localidad.

2.3.1.5 Área del proyecto

Se considera área de proyecto, a aquella que contará con el servicio de agua potable, para el período de diseño del proyecto.

La delimitación del área de proyecto debe seguir los lineamientos del plan de desarrollo de la población o planes maestros, o ser establecido de acuerdo a un estudio de áreas de expansión futura.

De acuerdo a la magnitud y características de la población, se deben diferenciar claramente las áreas de expansión futura, industriales, comerciales, de equipamiento y áreas verdes. El área de proyecto se debe dividir en subáreas de acuerdo a rangos de densidad poblacional y por sus características socioeconómicas como centros urbanos y zonas periurbanas.

En el área rural, se debe diferenciar las áreas de nucleamiento y las áreas de población dispersa y semidispersa.

Se debe señalar claramente los establecimientos educativos, cuarteles, hospitales, centros deportivos y otras instituciones, así como la capacidad de los mismos, que representan consumos de carácter público / institucional a ser considerados especialmente en el diseño de las redes de distribución.

2.3.2 Consumo de agua

La dotación mínima a adoptarse debe ser suficiente para satisfacer los requerimientos de consumo doméstico, comercial, industrial y público, considerando las pérdidas en la red de distribución.

La dotación de agua depende de los siguientes factores:

- Oferta de agua (capacidad de la fuente).
- Clima.
- Aspectos económicos y socio-culturales.
- Opción técnica y nivel de servicio (piletas públicas, conexiones domiciliarias y uso de bombas manuales).
- Tipo de consumo (medido, irrestricto y uso de limitadores de caudal).
- Servicio de alcantarillado.
- Condiciones de operación y mantenimiento.
- Pérdidas en el sistema.

a) Consumo doméstico

En la determinación del consumo doméstico se deben considerar:

- Sistemas con conexiones domiciliarias, en los que, la dotación debe ser suficiente para abastecer los diferentes usos: aseo personal, descarga de sanitarios, lavado de ropa, cocina, riego de jardines y lavado de pisos.
- Sistemas con piletas públicas, en los que, la dotación media diaria debe ser suficiente para satisfacer los requerimientos de: aseo personal, lavado de ropa y cocina.

b) Consumo comercial e industrial

Se deben analizar las necesidades y requisitos de cada caso, así como su incidencia en los consumos máximos horarios. Los consumos deben ser diferenciados según zonas debido a que los consumos son característicos del tipo de comercio e industrias asentadas en las diferentes zonas.

c) Consumo público

El consumo público debe satisfacer los requerimientos de instituciones públicas, lavado de calles, riego de parques y jardines, y demanda para combatir incendios.

d) Pérdidas

En la determinación del consumo de agua, debe también considerarse las pérdidas en la red de distribución, como un porcentaje de los anteriores consumos, el mismo que depende de:

- Las pérdidas físicas por fugas visibles y/o no visibles.
- Las pérdidas comerciales por conexiones clandestinas, malas lecturas en el medidor y/o mala facturación.

2.3.2.1 Dotación media diaria

La dotación media diaria se refiere al consumo anual total previsto en un centro poblado dividido por la población abastecida y el número de días del año. Es el volumen equivalente de agua utilizado por una persona en un día.

Para el caso de sistemas nuevos de agua potable, con conexiones domiciliarias, la dotación media diaria puede ser obtenida sobre la base de la población y la zona geográfica dada, según lo especificado en la **Tabla 2.2**.

Tabla 2.2. Dotación media diaria (l/hab-d)

Zona	Población (habitantes)					
	Hasta 500	De 501 a 2 000	De 2 001 a 5 000	De 5 001 a 20 000	De 20 001 a 100 000	Más de 100 000
Del Altiplano	30 - 50	30 - 70	50 - 80	80 - 100	100 - 150	150 - 200
De los Valles	50 - 70	50 - 90	70 - 100	100 - 140	150 - 200	200 - 250
De los Llanos	70 -90	70 - 110	90 - 120	120 - 180	200 - 250	250 - 350
Notas:	(1)			(2)		

(1) Justificar a través de un estudio social.

(2) Justificar a través de un estudio socio-económico.

Las dotaciones indicadas son referenciales y deben ajustarse sobre la base de estudios que identifiquen la demanda de agua, capacidad de la fuente de abastecimiento y las condiciones socioeconómicas de la población, podrán utilizarse datos de poblaciones con características similares.

Para sistemas nuevos de agua potable, en zonas rurales, como caso excepcional, donde la disponibilidad de agua no llegue a cubrir la demanda de la población (consumo restringido) se debe calcular la dotación en base al caudal mínimo de la fuente y la población futura.

En caso de establecer una dotación menor a 30 l/hab-d, no se deben considerar conexiones domiciliarias, solamente piletas públicas.

Para el caso de ampliación, incorporación o cambio de los componentes de un sistema existente, la dotación media diaria debe ser obtenida en base al análisis y resultados de los datos de producción y consumo del sistema. En forma previa al uso de los valores de consumo deberá efectuarse la verificación del equilibrio de caudales del sistema a fin de determinar los componentes debidos a pérdidas en cada uno de los componentes del sistema.

2.3.2.2 Dotación futura de agua

La dotación media diaria puede incrementarse de acuerdo a los factores que afectan el consumo y se justifica por el mayor hábito en el uso de agua y por la disponibilidad de la misma. Por lo que, se debe considerar en el proyecto una dotación futura para el período de diseño, la misma que debe ser utilizada para la estimación de los caudales de diseño.

La dotación futura se debe estimar con un incremento anual entre el 0,50% y el 2% de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico:

$$D_f = D_o \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t$$

Donde:	D_f	Dotación futura en l/hab-d
	D_o	Dotación inicial en l/hab-d
	d	Variación anual de la dotación en porcentaje
	t	Número de años de estudio en años

2.3.3 Caudales de diseño

Los caudales de diseño deben ser estimados para el dimensionamiento de los diferentes componentes del sistema de agua potable.

Se deben considerar los siguientes caudales:

2.3.3.1 Caudal medio diario

Es el consumo medio diario de una población, obtenido en un año de registros. Se determina con base en la población del proyecto y dotación, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Q_{md} = \frac{P_f * D_f}{86\ 400}$$

Donde:	Q_{md}	Caudal medio diario en l/s
	P_f	Población futura en hab.
	D_f	Dotación futura en l/hab-d

2.3.3.2 Caudal máximo diario

Es la demanda máxima que se presenta en un día del año, es decir representa el día de mayor consumo del año. Se determina multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente k_1 que varía según las características de la población.

$$Q_{\text{máx.d}} = k_1 * Q_{\text{md}}$$

Donde: $Q_{\text{máx.d}}$ Caudal máximo diario en l/s
 k_1 Coeficiente de caudal máximo diario
 $k_1 = 1,20$ a $1,50$
 Q_{md} Caudal medio diario en l/s

2.3.3.3 Caudal máximo horario

Es la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo. Se determina multiplicando el caudal máximo diario por el coeficiente k_2 que varía, según el número de habitantes, de 1,5 a 2,2, tal como se presenta en la **Tabla 2.3**.

$$Q_{\text{máx.h}} = k_2 * Q_{\text{máx.d}}$$

Donde: $Q_{\text{máx.h}}$ Caudal máximo horario en l/s
 k_2 Coeficiente de caudal máximo horario
 $Q_{\text{máx.d}}$ Caudal máximo diario en l/s

Tabla 2.3. Valores del Coeficiente k_2

Población (habitantes)	Coeficiente k_2
Hasta 2 000	2,20 – 2,00
De 2 001 a 10 000	2,00 – 1,80
De 10 001 a 100 000	1,80 – 1,50
Más de 100 000	1,50

2.3.3.4 Caudal industrial

Es la cantidad de agua que se requiere para atender la demanda industrial.

Los consumos industriales pueden ser establecidos en base a lo especificado en el Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.

El caudal industrial se estimará tomado en cuenta dichos consumos y las características de cada tipo de industria.

2.3.3.5 Demanda contra incendio

Se debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Para poblaciones menores a 10 000 habitantes no es necesario y resulta antieconómico el proyectar demanda contra incendios, sin embargo el proyectista deberá justificar en los casos en que dicha protección sea necesaria.

- b) Para poblaciones entre 10 000 y 100 000 habitantes, se debe considerar la protección contra incendios; sin embargo, el proyectista podrá justificar, técnica y económicamente si la protección no es necesaria.
- c) Para poblaciones mayores a 100 000 habitantes se debe considerar la protección contra incendios, tomando en cuenta el volumen contra incendios y la ubicación de hidrantes en base a la planimetría y/o las zonas de servicio. Véase **8.5.2** y **9.5.16** respectivamente.

2.3.4 Período de diseño

El período de diseño es el número de años durante los cuales una obra determinada prestará con eficiencia el servicio para el cual fue diseñada.

Los factores que intervienen en la selección del período de diseño son:

- Vida útil de las estructuras y equipos tomando en cuenta la obsolescencia, desgaste y daños.
- Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto.
- Cambios en el desarrollo social y económico de la población.
- Comportamiento hidráulico de las obras cuando éstas no estén funcionando a su plena capacidad.

El período de diseño debe ser adoptado en función del componente del sistema y la característica de la población, según lo indicado en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4. Período de diseño (años)

Componente del sistema	Población menor a 20 000 habitantes	Población mayor a 20 000 habitantes
Obra de captación	10 – 20	30
Aducción	20	30
Pozos profundos	10	15 - 20
Estaciones de bombeo	20	30
Plantas de tratamiento	15 - 20	20 - 30
Tanques de almacenamiento	20	20 - 30
Redes de distribución	20	30
Equipamiento:		
Equipos eléctricos	5 - 10	5 - 10
Equipos de combustión interna	5	5

El período de diseño podrá ser mayor o menor a los valores especificados en **Tabla 2.4**, siempre que el ingeniero proyectista lo justifique.

Con el fin de evitar inversiones mayores al inicio del proyecto y/o el sobredimensionamiento de las distintas unidades del sistema, referido a los requerimientos del periodo inicial del proyecto, se podrán definir etapas de construcción para los componentes susceptibles de crecimiento.

CAPÍTULO 3 - FUENTES DE AGUA

3.1 DEFINICIÓN

Se consideran fuentes de agua a los cursos de agua superficial, agua subterránea y agua de lluvia que son utilizados para abastecimiento público y privado.

3.2 TIPOS DE FUENTES DE AGUA

Para el desarrollo de proyectos de agua potable se deben considerar como fuentes de abastecimiento de agua, los siguientes tipos de fuentes:

- a) Superficial.
- b) Subterránea.
- c) De lluvia.

3.3 SELECCIÓN DE FUENTES DE AGUA

Para la selección se deben considerar alternativas técnico-económicas factibles, tomando en cuenta lo siguiente:

- a) La cantidad del agua.
- b) La calidad del agua.
- c) Ubicación respecto al centro de la población a ser abastecida (distancia y altura).
- d) Posibilidad de construir una obra de captación.
- e) Adicionalmente, se deben considerar eventuales efectos ambientales.

3.4 FUENTES DE AGUA SUPERFICIAL

Entre los tipos de fuentes de aguas superficiales se consideran:

a) Cursos de agua natural (ríos, riachuelos, arroyos, quebradas)

Son cuerpos de agua que fluyen permanente o intermitentemente a través de depresiones geomorfológicas naturales y pueden ser:

- Cursos de agua de montaña, que se caracterizan por tener pendientes pronunciadas, arrastre intenso de sólidos en forma temporal, tirante bajo y altas velocidades.
- Cursos de agua de llanura, que se caracterizan por tener, pendientes bajas, tirante alto y bajas velocidades

b) Cuerpos de agua (lagos, lagunas)

Son depresiones geomorfológicas naturales que permiten la acumulación de agua con los aportes de afluentes y/o precipitaciones pluviales y pueden ser:

- Cuerpos de agua de montaña, que se caracterizan en general por tener áreas de aporte limitadas y aguas con bajo contenido de agentes contaminantes.
- Cuerpos de agua de llanura, que se caracterizan por tener áreas de aporte mayores a los de montaña.

3.4.1 Información necesaria

Para el estudio de fuentes superficiales de agua se deben considerar:

- a) Cantidad de agua de la fuente.
- b) Características hidrogeográficas de la cuenca.
- c) Estudios hidrológicos.
- d) Calidad del agua de la fuente.
- e) Condiciones sanitarias y medioambientales de la cuenca.
- f) Posibles sitios de captación.
- g) Análisis de riesgos.

3.4.2 Caudales requeridos

De acuerdo con el tipo de fuente los caudales son los siguientes:

a) Ríos y arroyos:

El caudal mínimo de captación debe ser igual o mayor a:

- El caudal máximo horario cuando no hay tanque de almacenamiento.
- El caudal máximo diario cuando hay planta de tratamiento y/o tanque de almacenamiento.

Para el caso de ríos, el caudal de captación de agua deberá ser como promedio diario menor al 20% del caudal mínimo diario del río para un período mínimo de retorno de 5 años, tal como señala el artículo 48 del Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica de la Ley del Medio Ambiente (Ley N° 1333). Sin embargo, el ingeniero proyectista podrá utilizar un mayor porcentaje del caudal del río, si lo justifica sobre la base de convenios de cesión de caudales y/o argumentos técnicamente justificados ante la Autoridad Competente.

b) Lagos, lagunas

Debe satisfacer el caudal medio diario, tomando en cuenta el caudal y volúmenes de fluctuación anual.

3.4.3 Medición de caudales

La medición de caudal o aforo de la fuente de agua superficial debe realizarse en diferentes épocas del año (al menos dos veces al año). Un aforo obligatoriamente en época de estiaje y otros aforos complementarios dependiendo del tipo de fuente y el tipo de obra seleccionada.

El ingeniero proyectista debe evaluar la frecuencia y el tipo de aforos complementarios.

Para la realización del aforo pueden utilizarse diferentes métodos: Área – velocidad, vertederos y otras formas de medición debidamente justificadas.

3.5 FUENTES DE AGUA SUBTERRÁNEA

Entre las fuentes de agua subterránea se consideran:

a) Vertientes o manantiales

Son afloramientos naturales de agua provenientes de acuíferos subterráneos. El afloramiento se produce cuando el acuífero intercepta una depresión del terreno, fracturas, grietas o cambios litológicos emergiendo como una o más venas. Según las características de cada tipo de acuífero, el caudal de la vertiente puede variar entre el período de lluvias y el de estiaje.

Los manantiales termales no deben ser considerados como fuente de abastecimiento de agua, por presentar un alto contenido de minerales.

b) Agua subsuperficial

Es el agua que se encuentra a poca profundidad del terreno, tiene recarga por infiltración de cuerpos de agua superficial y/o de lluvia.

c) Agua subterránea profunda

Es el agua proveniente de los acuíferos libres, confinados y semiconfinados, que se encuentran a profundidades mayores a los 30 m.

3.5.1 Información necesaria

Para un estudio de fuentes subterráneas de agua se debe considerar la siguiente información:

- a) Características hidrogeológicas.
- b) Capacidad de producción del acuífero.
- c) Nivel freático.
- d) Calidad del agua.
- e) Posibles fuentes de contaminación.
- f) Inventario y análisis de pozos existentes en la zona.
- g) Dirección de flujo.
- h) Franja de seguridad.

3.5.2 Caudales requeridos

Los caudales de captación deben ser iguales o mayores a:

- a) El caudal máximo horario, cuando no hay tanque de almacenamiento.
- b) El caudal máximo diario, cuando se dispone de planta de tratamiento y/o tanque de almacenamiento.

3.5.3 Medición de caudales

El aforo en vertientes puede realizarse mediante método volumétrico, método de recuperación, método de prueba de bombeo y otros.

La medición de caudal o aforo de la fuente de agua subterránea en pozos de bajo rendimiento (excavado) puede realizarse mediante el agotamiento parcial del pozo o una prueba de bombeo hasta que se establezca el nivel dinámico para un caudal constante.

La determinación del caudal en pozos de alto rendimiento se podrá realizar mediante prueba de bombeo escalonada y de larga duración.

3.6 FUENTES DE AGUA PLUVIAL

La fuente de abastecimiento pluvial puede considerarse como:

- Fuente principal de consumo todo el año.
- Fuente complementaria a otra fuente para suministro de agua durante períodos limitados.

3.6.1 Información necesaria

- a) Determinación de la demanda.
- b) Determinación de la oferta.
- c) Datos de precipitación pluvial.
- d) Tipo de superficie de recolección.

El diseño y características de uso del agua de lluvia como fuente de abastecimiento, se describe en el Capítulo 12 de la presente Norma Boliviana NB 689

3.7 RIESGOS SANITARIOS Y PROTECCIÓN DE FUENTES

La calidad de las aguas tiene estrecha relación con los riesgos sanitarios existentes en la zona de captación. La evaluación de riesgo sanitario se debe realizar a partir de una encuesta de la zona de captación que revele las potenciales fuentes de contaminación tanto de las aguas superficiales como de las subterráneas.

Toda zona de captación debe ser protegida, minimizando de esta manera el riesgo sanitario de contaminación.

Las zonas de protección deben estar delimitadas claramente y dentro de sus límites se deben restringir o prohibir actividades que pueden afectar la calidad del agua. Entre las actividades se incluyen el vertido de desechos tóxicos, la descarga de efluentes indeseables, las perforaciones, la minería, la explotación de canteras y el uso de fertilizantes agrícolas y plaguicidas. El proyectista debe identificar las actividades desarrolladas en la zona y las características de las descargas de efluentes, permitiéndole tomar medidas de protección necesarias.

Se reconocen tres zonas de protección para las aguas subterráneas:

- a) La zona que rodea la fuente más expuesta a un riesgo de contaminación por gérmenes patógenos. Esta zona será una isócrona de 50 días.
- b) La zona que rodea la fuente más expuesta a un riesgo de contaminación química. Su extensión variará y dependerá del tipo de acuífero y de la tasa de extracción, así como de la actividad industrial y agrícola que se desarrolle en la zona.
- c) En toda la zona de captación.

Al planificar la extracción del agua de un acuífero para el consumo humano la distancia mínima de seguridad (DMS) debe fijarse sobre la base del tiempo que tardan los contaminantes en viajar desde su punto de origen hasta los acuíferos de agua de beber, ello dependerá de las condiciones geológicas e hidrogeológicas de la zona, la cantidad de materia fecal que es previsible que se descargue y el número de fuentes de contaminación existentes y planeadas.

CAPÍTULO 4 - CALIDAD DEL AGUA

4.1 DEFINICIÓN

La calidad de las aguas se expresa mediante la caracterización de los elementos y compuestos presentes, en solución o en suspensión, que desvirtúan la composición original. La calidad del agua debe considerarse en la fuente y en los sistemas de agua potable.

4.2 CALIDAD DEL AGUA NO TRATADA

Las fuentes de agua potencialmente utilizables están constituidas por:

- Aguas superficiales (ríos, riachuelos, lagos, lagunas y represas).
- Aguas subterráneas (vertientes o manantiales, subálvea y profunda).
- Aguas de lluvia.

La calidad del agua es variable y debe ser caracterizada a través del tiempo para definir los parámetros a tratarse, así como el grado de tratamiento.

La calidad del agua debe ser establecida mediante la determinación de parámetros físicos, químicos, radiológicos y microbiológicos.

4.2.1 Criterios de calidad para la selección de la fuente de abastecimiento

Para establecer los criterios de calidad para la selección de la fuente de abastecimiento, las aguas no tratadas (crudas) se clasifican en 5 grupos; especificados como: Grupo I, II, III, IV y V, en los que se consideran la calidad físico – química, microbiológica, radiológica y los requerimientos de tratamiento.

Adicionalmente se consideran como parámetros complementarios de calidad: la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO_5), el Oxígeno Disuelto (OD) y la concentración de Cloruros, como indicador indirecto de contaminación fecal. Véase **Anexo A (Normativo)**.

4.2.2 Análisis de parámetros básicos para la caracterización

El análisis de los parámetros básicos debe ser determinado en base a la información de campo obtenida y en consideración a la formación geológica de la fuente, usos del suelo, agricultura, existencia de industrias, agroindustria, minería u otras de relevancia y que tengan influencia en la calidad de las aguas.

Los análisis de los parámetros complementarios señalados en **Anexo A (Normativo)**, deben ser realizados a criterio del proyectista una vez evaluada la información de campo.

Necesariamente se deben realizar los análisis de parámetros físico – químicos, microbiológicos y radiológicos que permitan caracterizar la(s) fuente(s), según los siguientes criterios:

a) Caracterización de las aguas en poblaciones mayores a 10 000 habitantes

Para la caracterización de las aguas no tratadas, destinadas a consumo humano en poblaciones mayores a 10 000 habitantes, se deben analizar todos los parámetros especificados en la NB 512 a excepción de los compuestos inorgánicos tales como el cloro o los compuestos orgánicos que provienen o resultan del tratamiento de las aguas (Acrilamida y Epiclorhidrina).

Podrán no analizarse los parámetros correspondientes a los compuestos orgánicos tales como el benceno, Benzo(a)pireno, cloroformo, THM, cloruro de vinilo y cualquier hidrocarburo, plaguicidas totales, o plaguicidas específicos, metales pesados, así como la radiactividad en las aguas, exigidos en la Norma NB 512 si se verifica que en la zona de proyecto no existe actividad industrial, agrícola, minera intensa que de indicios de la contaminación de las aguas por efecto de las descargas de aguas residuales. En todo caso el proyectista justificará ante Autoridad Competente la no necesidad de realizarlos.

Los análisis físico – químicos, microbiológicos de las aguas y el radiológico de ser necesario, se deben realizar en laboratorios especializados y por personal técnico capacitado.

b) Caracterización de las aguas en poblaciones menores a 10 000 habitantes

Para la caracterización de las aguas no tratadas, destinadas a consumo humano en poblaciones menores a 10 000 habitantes, se deben realizar los análisis en laboratorios especializados, por personal técnico capacitado, que determinen la composición de las mismas en consideración a los parámetros físico – químicos y microbiológicos que se muestran en el **Anexo B (Normativo)**, donde se especifican en **Tabla 1**, los parámetros, sus unidades y el tiempo máximo de preservación recomendado para efectuar el análisis.

No queda excluida la posibilidad de ampliar los parámetros físico - químicos, microbiológicos y radiológicos a analizar, si el proyectista considera necesario hacerlo, de acuerdo a las características de la zona y los antecedentes existentes relacionados con la actividad que desarrolla (minera, agrícola, industrial) y tengan efectos sobre la calidad de las aguas.

En la **Tabla 2**, se especifica el valor máximo aceptable de los parámetros físico – químicos y microbiológicos correspondientes a los de la **Tabla 1**, establecido en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable - Requisitos).

4.2.3 Preservación de muestras y métodos de análisis

La preservación de las muestras de agua para realizar los análisis físico – químicos y microbiológicos serán los establecidos en los métodos normalizados APHA, AWWA, WPCF “Métodos Normalizados para el Análisis de Agua Potable y Agua Residual”. También son válidos para caracterizar las aguas de las fuentes todos aquellos propuestos por las organizaciones reconocidas: ISO Standards, BSI Standards, DIN Standards, ASTM Standards y CEN Standards y aquellos reconocidos por la autoridad competente.

4.3 CALIDAD DEL AGUA POTABLE

El agua que se suministre mediante los sistemas de distribución, debe cumplir los requisitos físico-químicos, microbiológicos y radiológicos establecidos en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos).

4.3.1 Calidad microbiológica

Se asocia a las características microbiológicas del agua. El agua destinada a consumo humano no debe transmitir patógenos. Debe cumplir lo especificado en la NB 512 (Agua Potable – Requisitos).

4.3.2 Calidad físico – química y radiológica

Se asocia a las características físico – químicas y radiológicas del agua. El agua destinada a consumo debe cumplir los requisitos físico – químicos y radiológicos especificados en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos), de manera que no se afecte la salud de los consumidores, no perjudique otros usos o afecte al sistema de abastecimiento.

CAPÍTULO 5 - OBRAS DE CAPTACIÓN

5.1 DEFINICIÓN

Las obras de captación son estructuras y/o dispositivos que permiten el aprovechamiento y explotación racional del agua de una fuente determinada en forma continua, segura y sin detrimento de las condiciones hidrológicas, geológicas y ecológicas en los alrededores o aguas abajo de la obra de captación.

El tipo de obra de captación dependerá del tipo de fuente, condiciones morfológicas del área de captación, régimen hidráulico, cantidad y calidad de agua.

5.2 TIPOS DE OBRAS DE CAPTACIÓN

Las obras de captación pueden clasificarse en:

- Obras de captación de aguas superficiales.
- Obras de captación de aguas subterráneas.
- Obras de captación de aguas de lluvia.

5.3 OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUAS SUPERFICIALES

Una captación de agua superficial, es una obra civil, dispositivo o conjunto de ellas que permite captar agua desde un curso superficial de forma continua, segura y sin detrimento de las condiciones de vida de las especies animal ni vegetal.

5.3.1 Tipos de obras de captación de aguas superficiales

Las obras de captación a tomarse en cuenta pueden ser:

a) Obras de captación directa

- Canal de derivación: consiste en la construcción de un canal abierto en el margen de un curso superficial hasta una cámara colectora, desarenador o planta de tratamiento.
- Obra de captación lateral: es la obra que se construye en uno de los flancos de un curso de agua, de tal forma, que el agua ingrese a una cámara de recolección para su posterior conducción a través de tubería o canal.
- Obra de captación de fondo: es la obra que se construye en posición transversal en el fondo de los cursos de agua y esta protegida mediante rejas que permitan el paso del agua.
- Estaciones de bombeo directo: son estructuras y equipos de bombeo para explotación directa desde un curso de agua.

b) Obras de captación indirecta

- Lechos filtrantes o prefiltración: constituidos por uno o mas tubos perforados (drenes o filtros) introducidos transversal o diagonalmente en el lecho del río y cubiertos con material granular clasificado.

5.3.2 Información necesaria para el diseño de obras de captación de aguas superficiales

Para el diseño de obras de captación de aguas superficiales se deben considerar:

- a) Datos básicos.
- b) Estudios hidrológicos.
- c) Estudios geotécnicos y geológicos.
- d) Otros.

5.3.3 Capacidad de las obras de captación de aguas superficiales

a) Ríos y arroyos:

El caudal mínimo captado debe ser igual o mayor al:

- Caudal máximo horario cuando no hay tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento.
- Caudal máximo diario cuando hay tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento.

Para el caso de ríos, dichos caudales de captación de agua deberán ser como promedio diario menores al 20% del caudal mínimo diario del río para un período mínimo de retorno de 5 años, tal como señala el artículo 48 del Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica de la Ley del Medio Ambiente (Ley 1333). Sin embargo, el ingeniero proyectista podrá utilizar un mayor porcentaje del caudal del río, si lo justifica sobre la base de convenios de cesión de caudales y/o argumentos técnicos, justificados ante la Autoridad Competente.

b) Lagos, lagunas y embalses

- Debe satisfacer el consumo medio diario, tomando en cuenta el caudal y volúmenes de fluctuación anual.
- El caudal de bombeo debe ser estimado en función del número de horas de bombeo y/o el diagrama de masas.

5.3.4 Diseño de los elementos constitutivos de una obra de captación

Los componentes de una obra de captación de aguas superficiales podrán ser:

- a) Boca de toma (reja).
- b) Tubería filtro.
- c) Lecho filtrante.
- d) Conductos y canales.
- e) Cámara colectora.
- f) Dispositivos de regulación y control.
- g) Dispositivos de medición.
- h) Obras de encause y protección.

Para el diseño de dichos componentes se deben considerar los siguientes parámetros de diseño:

- Caudal de diseño.
- Velocidad de flujo en el canal.
- Velocidad de ingreso por los orificios.
- Tiempo de retención de sólidos.
- Peso específico del material sedimentable.

a) Ríos y arroyos:

El sitio de la captación debe estar fijado de manera que la corriente no amenace la seguridad de la estructura de captación y que no haya interferencia con la navegación en el caso de la captación superficial.

La boca de toma se localizará en un tramo de la corriente que esté a salvo de erosión como de azolve y en lo posible aguas arriba de cualquier descarga de aguas residuales.

La clave de la tubería se situará por debajo del nivel mínimo de las aguas de la corriente.

La estructura inmediata a la toma se proyectará para que la velocidad sea de 0,60 m/s o mayor a fin de evitar azolves. El límite máximo debe estar fijado por las características del agua y el material del conducto.

5.3.5 Estructuras para la captación de agua superficial

a) Presas de derivación, cuyas funciones principales son la retención y elevación del nivel de agua, de manera que permitan captar agua a través de:

- Tubería – filtro, en un lecho de filtración construido junto a la presa y aguas arriba.
- Tomas de fondo, (rejas horizontales) construidas en la parte superior de la presa de derivación.
- Tomas laterales, (rejas verticales) construidas a los costados de la presa.

b) Presas de almacenamiento o embalse, obras cuyas funciones principales son el almacenamiento y regulación del caudal de un curso superficial.

La capacidad del vaso de almacenamiento debe ser fijada con base en los estudios de aportes y demandas, de manera tal de estabilizar el escurrimiento de agua, ya sea regulando un establecimiento variable en una corriente natural o mediante la satisfacción de la demanda variable en el consumo, en las distintas épocas del año.

La obra de toma se debe proyectar de manera de tener varias entradas situadas a diferentes niveles, a fin de captar el agua próxima a la superficie.

Cada toma debe tener una rejilla con espacio libre de 2,00 cm a 5,00 cm y una válvula de control adecuada para la operación de la toma.

La velocidad del agua en la entrada de la toma no debe ser mayor a 0,60 m/s.

5.4 OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

Son estructuras, dispositivos o un conjunto de ellas que permiten la explotación racional de un cuerpo o corriente de aguas subterráneas de forma continua, segura y sin detrimento de las condiciones hidrológicas, geológicas y ecológicas en los alrededores o aguas abajo.

5.4.1 Tipos de obras de captación de aguas subterráneas

Las obras de captación a tomarse en cuenta pueden ser:

a) Captación de vertientes

Son obras que protegen los afloramientos naturales de agua subterránea de cualquier tipo de contaminación y permiten el ingreso de agua a los elementos de conducción de agua hacia el tanque de almacenamiento, distribución o planta de tratamiento.

Las obras de captación de vertientes pueden ser:

- De fondo, cuando se capta agua que emerge en terreno llano.
- De ladera o lateral, cuando se realiza la protección de una vertiente que aflora a una superficie tipo plano inclinado con carácter puntual o disperso.
- De bofedal, cuando el afloramiento de la vertiente se realiza por múltiples “venas de agua” anegando el terreno y debiendo emplearse un colector para captar la totalidad del agua.

b) Estructura filtrante (Galería filtrante)

Es la estructura que permite captar agua subsuperficial a través de la construcción de una bóveda subterránea, mediante la instalación de tuberías de infiltración o la construcción de canales de infiltración, próximos al curso de agua superficial, ya sea en forma transversal o paralela.

Las estructuras filtrantes pueden ser:

- Tipo galería o bóveda.
- Tubería de infiltración.
- Canal de infiltración.

La finalidad de estas obras, es interceptar el flujo natural del agua subsuperficial, para que ingrese, por gravedad, al interior de la estructura o tubería y sea conducida hacia una cámara recolectora en una de las márgenes del río.

c) Pozos

Los pozos son obras que se realizan para captar aguas subsuperficiales y subterráneas.

Los pozos se clasifican en:

- i) Pozos someros, captan agua subsuperficial de acuíferos de poca profundidad, hasta los 30 m. Pueden ser:
 - Excavados.
 - Perforados.

ii) Pozos profundos, captan agua subterránea a profundidades mayores a los 30 m. Pueden ser:

- Perforados manualmente.
- Perforados con maquinaria.

La perforación manual corresponde a una técnica que utiliza equipos simples para perforar pozos de pequeño diámetro empleando los métodos de rotación y percusión, en terrenos de baja concentración de material granular.

Los pozos perforados con máquina permiten captar aguas subterráneas profundas y requieren equipos de perforación especiales. Las técnicas de perforado podrán ser de percusión, rotación directa o reversa, inyección y otros.

La selección del tipo de pozo que se necesite dependerá de los siguientes factores:

- Cantidad y calidad de agua requerida.
- Profundidad del agua subterránea.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Disponibilidad del equipo para la construcción de pozos.
- Factores económicos.

5.4.2 Información necesaria para el diseño de las obras de captación de aguas subterráneas

Para el diseño de obras de captación de aguas subterráneas se deben considerar:

- a) Información del área de perforación.
- b) Estudios hidrogeológicos.
- c) Otros.

5.4.3 Capacidad de las obras de captación de aguas subterráneas

El caudal a captar debe ser igual o mayor al:

- a) Caudal máximo horario cuando no hay tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento.
- b) Caudal máximo diario cuando hay tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento.

5.4.4 Diseño de la obra de captación de vertientes

Para el diseño de captación de vertientes, se debe recabar la información relativa a las características hidrogeológicas de la cuenca especificada en el Capítulo 2 de la presente Norma.

El proyecto debe tomar en cuenta la protección de los afloramientos para evitar que se obturen y se contaminen. Esto debe ser realizado a través de la construcción de una cámara que permita la protección sanitaria de la fuente.

La obra de captación de una vertiente debe contar con los siguientes dispositivos:

- a) Cámara de captación hermética.
- b) Criba en la entrada de la tubería de aducción.

- c) Vertedero de excedencias al nivel de los afloramientos o tubería de rebose.
- d) Tubería de aducción y válvula de cierre.
- e) Tubería de limpieza.
- f) Tubería de ventilación.
- g) Zanja de coronamiento para interceptar el escurrimiento de aguas pluviales.
- h) Cerco perimetral de protección para evitar el acceso de animales y personas.

La obra de captación de vertiente debe cumplir las siguientes condiciones:

- a) Debe estar realizada de manera que no altere la calidad del agua, garantice el libre escurrimiento hacia la cámara de toma y no interfiera el régimen hidráulico de la fuente.
- b) La tubería de salida debe estar ubicada al menos a 0,10 m del fondo de la cámara colectora y deberá disponer de criba o filtro de entrada con orificios de 2 mm a 5 mm. El diámetro debe ser calculado a partir del caudal de diseño.
- c) Debe contar con un dispositivo de rebose que permita la salida de los caudales de excedencia sin retrocargar el manantial. El dispositivo debe diseñarse como vertedero o tubería. El diámetro debe garantizar la evacuación del caudal máximo de la vertiente
- d) En el fondo de la cámara de toma se debe disponer de un acumulador de arenas acarreadas por las aguas y facilitar su limpieza periódica.
- e) Se debe diseñar una tubería de limpieza, al nivel del piso de la cámara colectora. El piso debe tener una pendiente mayor o igual a 1,50% para permitir la limpieza de sedimentos. El diámetro mínimo de la tubería de limpieza debe ser un diámetro comercial mayor al de la tubería de aducción.
- f) La cámara de toma debe contar con una tubería de ventilación, ubicada en su parte superior. Debe incorporar una malla milimétrica para evitar el ingreso de insectos y animales.
- g) La cámara debe contar con una tapa sanitaria de 0,60 m x 0,60 m con cierre hermético para evitar ingreso de aguas superficiales, insectos, roedores y todo elemento extraño.

Las dimensiones de la obra de toma deben ser calculadas en función del caudal de diseño y la capacidad de producción de la vertiente.

Si la vertiente se presenta como un afloramiento único y localizado, la obra debe ser diseñada construyendo el fondo natural de la vertiente, hasta alcanzar el manto acuífero. A continuación de la cámara de toma se debe ubicar la cámara de válvulas.

En el caso en que se presenten varios manantiales cercanos unos a otros, la captación debe proyectarse con varias cámaras de toma conectadas a una cámara común.

Si el afloramiento se presenta a lo largo de una sola línea, bofedales o terrenos anegadizos, se debe captar la cantidad necesaria de agua mediante tubos perforados con orificios o ranuras de 2 mm a 4 mm, instalados dentro de un dren ciego construido con material granular seleccionado de diámetro variable entre 1,00 cm y 8,00 cm, que funcionen como colectores y conduzcan las aguas hacia una cámara colectora.

La estructura de captación del vertiente puede ser ejecutada en mampostería de ladrillo gambote, piedra, H°C° u H°A°, con revestimiento interior impermeabilizante en todas sus paredes de 2 cm de espesor como mínimo, para garantizar la hermeticidad de la misma.

Los materiales empleados no deben alterar la calidad de las aguas.

Los conductos dentro la cámara de toma y cámara de válvulas deben ser de PVC, FG u otro material de acuerdo a lo especificado en el Reglamento de Tuberías, Accesorios y Válvulas.

Las tuberías ubicadas fuera de las cámaras deben seleccionarse en cuanto a clase y material en función de la topografía de la zona, presiones y esfuerzos a que estén sometidos, características químicas del agua y grado de agresividad del suelo.

En caso de suelos corrosivos deben proyectarse las protecciones adecuadas.

5.4.5 Diseño de la obra de captación mediante galería filtrante

Las galerías filtrantes deben ubicarse en acuíferos que tengan un coeficiente de permeabilidad que permita captar al menos el doble del caudal de diseño y la fuente tenga características químicas aceptables, que la hagan utilizable.

En el lugar elegido para la construcción de la galería, se debe obtener el perfil geológico del terreno a través de pozos de observación y/o sondeos geofísicos, en función de la magnitud del proyecto. Además, se debe obtener la granulometría del lecho para determinar las características del material filtrante.

La capacidad y el coeficiente de permeabilidad del acuífero deben ser determinadas mediante pruebas de bombeo.

El material filtrante debe estar dispuesto de tal manera que las líneas de flujo sean perpendiculares al mismo y dispuestas en capas, con una granulometría tal, que aseguren una adecuada permeabilidad y estabilidad.

El material filtrante debe tener una granulometría adecuada en relación a la granulometría del lecho.

El material más fino debe ser mayor o igual al diámetro mínimo de la granulometría del lecho. El material granular de mayor tamaño debe tener un diámetro mayor o igual al tamaño medio de los cantos rodados del curso de agua. La grava y la arena deben colocarse en capas estratificadas de espesores adecuados y concéntricos al tubo o canal, de tal forma que los tamaños vayan disminuyendo de un máximo en el fondo (interior) hasta un mínimo en la parte superior (exterior).

De acuerdo a las características de la corriente superficial o subterránea, la galería filtrante se debe construir en forma transversal o paralela a la misma.

Si se utilizan galerías filtrantes tipo túnel, en las paredes y cúpula de la bóveda, se deben disponer orificios o barbacanas de 2,00 cm a 5,00 cm construidos al tres bolillo cada 15 cm a 25 cm de separación entre ellas.

Si se utilizan tuberías de infiltración, la tubería colectora debe ubicarse en el fondo de la zanja, su diámetro debe ser determinado en función a las características del escurrimiento del agua, caudal que se requiera captar y de las condiciones de operación y mantenimiento. En ningún caso, el diámetro de la tubería debe ser menor a 100 mm.

La tubería debe ser resistente a la corrosión del agua. El diámetro de los orificios varía de 2,5 cm a 5,0 cm dispuestos al tres bolillo con una separación de 15 cm a 25 cm y las ranuras deben ser de 2 mm a 10 mm. El área total de los orificios o ranuras debe calcularse fijando una velocidad máxima a través de ellos de 0,05 m/s a 0,10 m/s. El coeficiente de entrada por orificio debe ser de 0,55.

La velocidad de escurrimiento en la tubería colectora no debe ser menor a 0,50 m/s para lograr su auto limpieza ni mayor a 1,0 m/s para limitar las pérdidas de carga.

Si se utiliza canales de infiltración, éste debe tener en su parte superior ranuras cuyo tamaño debe estar entre 1 cm a 3 cm de ancho.

Todos los drenes o barbacanas, deben estar por debajo del nivel freático mínimo, siendo éste el correspondiente a un período de estiaje.

Deben preverse accesos por lo menos en los extremos de la galería para efectuar el mantenimiento correspondiente.

Para la inspección de la galería, el pozo colector debe ubicarse en el extremo inferior, a partir del cual se construye la tubería de aducción.

El sistema de captación debe estar provisto de medios o dispositivos que permitan su fácil limpieza y desinfección.

5.4.6 Diseño de pozos someros

Los pozos someros deben construirse mediante excavación cuando se vea conveniente explotar las aguas freáticas y/o subsuperficiales ubicadas a profundidades menores a 30 m.

La explotación de los pozos excavados puede realizarse mediante bombas manuales, bombas eólicas, solares, eléctricas y/o accionadas por motores a combustión.

Para pozos excavados manualmente, el diámetro efectivo mínimo debe ser de 1,00 m.

En pozos perforados manualmente, el diámetro mínimo entubado debe ser de 50 mm.

La profundidad del pozo debe ser tal que garantice durante todo el año el caudal de extracción previsto. La distancia mínima entre la válvula de pie y el nivel de abatimiento en época de estiaje (sumergencia mínima) debe ser de 0,50 m.

La distancia entre la válvula de pie y el fondo del pozo debe ser de 0,50 m para evitar la succión de sólidos.

En pozos con ademe de concreto, la parte ubicada en el estrato permeable debe llevar perforaciones dimensionadas previo estudio granulométrico del acuífero. El diámetro mínimo de las perforaciones, dependiendo de la granulometría, debe estar entre 10 mm a 25 mm, colocados al tres bolillo a distancias de 15 cm a 25 cm.

En pozos con ademe de mampostería de piedra o ladrillo gambote se deben dejar espacios en la zona correspondiente al estrato permeable, de acuerdo a lo especificado en el anterior párrafo.

En los pozos excavados se debe prever siempre la construcción de un sello sanitario que consiste en el hormigonado o impermeabilización de la parte superior del pozo, hasta una profundidad mínima de 3 m, en función de la fuente de contaminación y permeabilidad del material del subsuelo. Asimismo, se debe prever la ejecución de una losa de protección perimetral al pozo, sobre el nivel del terreno. El brocal del pozo debe sobresalir al menos 0,30 m por encima de la losa de protección.

La cubierta o tapa del pozo debe construirse en H°A° provista de una tapa sanitaria de inspección con cierre hermético de 0,60 m x 0,60 m.

5.4.7 Diseño de pozos profundos

El sitio para la perforación y la profundidad del pozo debe estar basado en estudios hidrogeológicos y geofísicos de la zona.

El diámetro del pozo debe ser seleccionado en función del caudal de agua requerido, características del acuífero y equipo de perforación a emplearse. Para caudales menores a 20 m³/h, el proyectista podrá utilizar un diámetro mínimo de 100 mm.

El diámetro y profundidad del entubado debe estar acorde con el diámetro final del pozo perforado y de los resultados que se obtengan mediante el registro eléctrico que se hará posteriormente a la perforación del pozo piloto.

El espacio anular mínimo entre la pared del pozo y el entubado debe ser de 0,05 m a cada lado.

Hasta la profundidad donde debe ir dispuesta la bomba, el diámetro del entubado debe tener al menos una holgura de 0,05 m mayor a los tazones de la bomba.

El diámetro del ademe debe definirse en función de la capacidad del equipo de bombeo calculado para garantizar el caudal de explotación programado. Asimismo, debe preverse una holgura adecuada para efectos de instalación, de manera que no se presenten riesgos de atascamiento por diferencias en la verticalidad del pozo.

5.4.7.1 Profundidad

La profundidad del pozo debe ser tal, que logre penetrar en el acuífero, para captar el caudal requerido, con el objeto de disponer una longitud adecuada de filtro para satisfacer los requerimientos del proyecto.

En acuíferos libres con espesores saturados inferiores a 30 m, el pozo debe penetrar todo el espesor del acuífero, para aprovechar al máximo su capacidad productiva, previéndose la colocación del filtro desde el fondo hasta un máximo de la mitad del espesor saturado.

En acuíferos confinados, el pozo debe penetrar todo el espesor del acuífero si el mismo fuera inferior a 30 m, previéndose la colocación del filtro en una extensión del 80% del espesor del acuífero. En acuíferos libres o confinados, con espesores mayores a 30 m, debe realizarse un estudio técnico económico para fijar la posición de entrada de agua en el pozo.

5.4.7.2 Ubicación

Para la ubicación de los pozos se deben tener en cuenta los siguientes factores:

- a) El sistema de operación de pozos.
- b) Potencia adicional e incremento de los costos por interferencia de pozos que estén uno cerca del otro.

El sitio para la perforación y la profundidad del pozo debe estar basado en estudios hidrogeológicos y geofísicos de la zona.

La distancia mínima entre pozos debe estar fijada en función del radio de influencia del pozo, determinada mediante pruebas de bombeo en el pozo de producción y el control de niveles en el pozo de observación, de acuerdo a la profundidad de los mismos.

Los datos de la prueba de bombeo deben ser utilizados también para evaluar la interferencia entre cada uno de 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 por el bombeo individual de cada uno de los pozos.

Excepcionalmente, cuando no exista información sobre pruebas de bombeo que hayan determinado el radio de influencia en la zona del proyecto, la distancia mínima entre pozos debe ser de al menos 500 m.

5.4.7.3 Prueba de bombeo

En las pruebas de bombeo deben utilizarse pozos de prueba, o un pozo permanente con uno o más pozos de observación, que deben estar a una distancia no menor a 15 m del pozo productor, con un diámetro mínimo de 100 mm.

La duración mínima de la prueba de bombeo debe ser de 24 horas. Previa a ésta prueba se debe realizar una prueba escalonada para determinar el caudal óptimo de bombeo para la prueba de larga duración.

Durante la prueba de larga duración, se debe obtener la siguiente información:

- a) Nivel estático inicial de cada pozo.
- b) Caudal de bombeo, medido con espacios de 1, 3, 5, 10, 20, 40, 60 minutos, cada hora, cada 2 horas y cada 3 horas, hasta completar las 24 horas.
- c) Nivel dinámico de bombeo, determinado en correspondencia con los tiempos en que se mide el caudal.
- d) Velocidad de recuperación del acuífero.
- e) Durante la prueba deben tomarse por lo menos dos muestras de agua, una a la mitad del tiempo de bombeo y otra al final para realizar el análisis físico químico y bacteriológico.
- f) Si existen variaciones significativas de la calidad del agua, se deben tomar muestras a intervalos menores, suficientes para indicar dichas variaciones.
- g) Se deben registrar los niveles de agua en los pozos de observación, con una exactitud de 0,10 m.
- h) Se debe elaborar un gráfico representativo de la variación caudal - abatimiento, para determinar el caudal de explotación y otro abatimiento - tiempo para determinar el coeficiente de transmisibilidad, capacidad específica del pozo, radio de influencia y otros parámetros hidráulicos del pozo.

5.4.7.4 Capacidad específica

La capacidad específica se determina de acuerdo a la siguiente expresión:

$$CE = \frac{R}{A}$$

Donde: CE Capacidad Especifica en l/s-m de abatimiento
R Rendimiento, Producción de agua en l/s
A Abatimiento en m
A = Nivel estático – Nivel dinámico

La capacidad específica debe utilizarse para determinar las características del equipo de bombeo.

5.4.7.5 Prevención contra la contaminación

Se deben prever dispositivos y medidas de protección para que el pozo no se constituya en un vehículo de contaminación de las reservas de agua subterránea.

Los pozos antiguos u obsoletos deben ser tapados y/o sellados, extrayendo si es posible, la tubería de revestimiento, filtro y demás accesorios del pozo.

5.5 OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUA DE LLUVIA

Son estructuras, dispositivos o un conjunto de ellas que permiten la captación de agua de lluvia para consumo humano, interceptando y recolectando el agua en depósitos, tanques de almacenamiento o atajados.

5.5.1 Tipos de captación de agua de lluvia

Entre los tipos de captación de agua de lluvia se pueden considerar:

a) Captación en la superficie del suelo

Se emplearán en zonas donde los períodos de lluvia son cortos e intensos, se pueden almacenar grandes cantidades de agua a través de estanques o atajados construidos por debajo del nivel del terreno.

Para evitar la contaminación del agua por parte de los animales, se debe construir un cerco de protección.

En general el agua recolectada por este sistema debe ser tratada y desinfectada antes de ser utilizada para el consumo doméstico.

b) Captación en techos

Están destinadas principalmente al abastecimiento familiar, se recomienda donde las condiciones de la superficie del techo de la vivienda lo permitan. Se deben emplear en zonas donde los períodos de sequía no son muy largos o en zonas donde existe lluvia durante períodos prolongados.

5.5.2 Diseño de la obra de captación

Para el diseño de las obras de captación de agua de lluvia en techos, deben considerarse los siguientes aspectos:

- a) Datos de precipitación pluvial.
- b) Tipos de superficies en techos.
- c) Cálculo del volumen para la captación.

CAPÍTULO 6 - ADUCCIÓN DE AGUA

6.1 DEFINICIÓN

Se denomina aducción, al conjunto de tuberías, canales, túneles, dispositivos y obras civiles que permiten el transporte del agua, desde la obra de captación hasta la planta de tratamiento, tanque de almacenamiento o directamente a la red de distribución.

6.2 TIPOS DE ADUCCIÓN

En el diseño de aducciones se pueden considerar los siguientes tipos:

a) Aducción por gravedad

- Aducción por conductos y canales a superficie libre, en la que el agua se conduce a una presión igual a la atmosférica, pueden ser túneles, tuberías y canales en general.
- Aducción por conductos cerrados a presión, en la que el agua se conduce a presiones superiores a la presión atmosférica, son generalmente tuberías de agua a sección llena.

En lo posible debe utilizarse la aducción por conductos cerrados a presión, debido a las dificultades que presentan los canales en su construcción y mantenimiento, pero fundamentalmente debido a que están más expuestos a contaminación.

b) Aducción por bombeo

- Bombeo en serie, en la que se impulsa el agua con dos o más bombas instaladas en la misma línea de impulsión.
- Bombeo en paralelo, en la que se impulsa el agua con dos o más bombas instaladas en sus respectivas líneas de impulsión.
- Bombeo por etapas, en la que se impulsa el agua de un nivel inferior a otro superior en más de una etapa.

c) Aducciones mixtas, en la que el agua se puede conducir por canales o conductos a superficie libre, conductos a presión por gravedad o por bombeo, en cualquier secuencia y dimensiones.

6.3 SELECCIÓN DEL TIPO DE ADUCCIÓN

Para la selección del tipo de aducción deben considerarse:

- Ubicación de la obra de captación respecto al centro poblado.
- Topografía de la zona o área de proyecto.
- Presiones máximas y mínimas.
- Características del suelo.
- Fuentes de energía disponibles.

6.4 DISEÑO DE LA ADUCCIÓN

6.4.1 Caudal de diseño

El caudal de diseño de las obras de aducción depende del sistema de abastecimiento de agua.

- a) Si el sistema es por gravedad y cuenta con un tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento la obra de aducción debe calcularse con el caudal máximo diario.
- b) Si el sistema es por gravedad y no cuenta con un tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento, y la aducción se efectúa directamente a la red, la obra de aducción debe calcularse con el caudal máximo horario.
- c) Si la aducción es por bombeo y el sistema incluye tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento debe estimarse en función al caudal máximo diario y el número de horas de bombeo; en cambio si el sistema no incluye tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento y el bombeo es directo a la red la capacidad debe ser igual al caudal máximo horario.

6.4.2 Ubicación

Para definir la ubicación de las obras de aducción se requieren:

- a) Planos topográficos.
- b) Estudio de suelos (en caso necesario).
- c) Características de subsuelo (en caso necesario).
- d) Datos geológicos (en caso necesario).
- e) Requerimientos de obras de arte (puentes, sifones, cruces de carreteras, ferrocarriles y otros).
- f) Derechos de propiedad y uso de la tierra.

6.4.3 Trazado

El trazado de la aducción debe realizarse, previo reconocimiento en campo del relieve topográfico, reconocimiento geológico y tipo de suelo, en lo posible paralelo a vías públicas y caminos de uso general de la población. Si se deben atravesar predios privados se debe establecer la correspondiente servidumbre.

En el trazado de la aducción se deben considerar además del caudal de diseño, vida útil y análisis económico, los siguientes factores:

- a) Que la conducción sea cerrada (en lo posible a presión).
- b) Que el trazado sea lo más directo posible de la fuente a la planta de tratamiento y/o tanque de almacenamiento o red de distribución.
- c) Que la línea evite, en lo posible, los tramos de difícil construcción o inaccesibles.
- d) Que esté siempre por debajo de la línea piezométrica a fin de evitar zonas de depresión que representan un peligro de aplastamiento de la tubería y posibilidad de cavitación (en tuberías a presión).
- e) Que se eviten presiones superiores a las máximas permisibles que afecten la seguridad de la aducción (en tuberías a presión).

- f) Que en lo posible sean paralelos a los caminos de acceso o vías férreas.
- g) Que la línea evite, en lo posible, zonas de deslizamiento e inundaciones.
- h) Que se eviten tramos de pendiente y contrapendiente que pueden causar bloqueos de aire en la línea.

6.4.4 Determinación de cotas

Se deben determinar las cotas del terreno de los siguientes puntos:

- Obra de toma.
- Pasos de los accidentes topográficos sobre la línea del trazado.
- Cambios bruscos de sentido y pendiente.
- Tanque de almacenamiento o planta de tratamiento.
- Otros puntos relevantes del terreno que determinen el trazado de la tubería.

La diferencia de elevación entre el punto de ingreso de agua y cualquier punto tubería abajo, determinará la presión estática interna en la tubería.

La presión estática entre los diferentes puntos de la aducción, determinará el material y las características mecánicas de trabajo de la tubería y la necesidad de colocar válvulas o cámaras rompe presión.

6.4.5 Materiales

La elección del material debe ser efectuada con base en:

- a) Las características topográficas.
- b) Calidad del agua.
- c) Tipo de suelo.
- d) Resistencia a la corrosión y agresividad del suelo.
- e) Resistencia a esfuerzos mecánicos producidos por cargas externas e internas.
- f) Características de comportamiento hidráulico (velocidades, presiones, golpe de ariete).
- g) Vida útil del proyecto.
- h) Costos de operación y mantenimiento.
- i) Análisis económico.

Para tuberías a presión, los materiales deben ser elegidos en función de la presión nominal y de trabajo, la cual debe ser proporcionada por el fabricante. El material utilizado debe contar con una certificación de calidad, o en su caso, cuando las certificaciones provengan de otros países, ésta debe ser homologada por el IBNORCA.

6.4.6 Velocidad de escurrimiento

6.4.6.1 Canales

Las velocidades máximas y mínimas en los canales dependen del caudal de escurrimiento, tipo de revestimiento y radio hidráulico. Así mismo, del peligro de erosión que puedan sufrir y la deposición de sedimentos que obstruyan la sección transversal de los mismos.

En la **Tabla 6.1** se presentan los valores referenciales de velocidades máximas permisibles en canales con revestimiento, para evitar la erosión de la solera y paredes laterales.

La velocidad mínima debe ser de 0,60 m/s, en lo posible se debe mantener un flujo subcrítico, es decir $F_r < 1$ ($F_r = N^\circ$ de Froude), sin embargo, las velocidades pueden ser menores si el ingeniero proyectista justifica técnicamente en función de la tensión tractiva mínima necesaria a partir del cual se genera la autolimpieza del canal.

6.4.6.2 Tuberías a presión

a) La velocidad máxima debe ser considerada en función del tipo de material de la tubería, de acuerdo a la **Tabla 6.2**.

Tabla 6.1. Velocidad máxima en canales revestidos (m/s)

Tipo de revestimiento	Características del material	Tirante de agua (m)	
		0,5	1,0
Revestimiento de hormigón (agua libre de arenas y piedras)	Hormigón H10 (1)	12,50	13,80
	Hormigón H15 (1)	14,00	15,60
	Hormigón H20 (1)	15,60	17,30
	Hormigón H30 (1)	19,20	21,20
Revestimiento de piedra (agua libre de arena y piedras)	Hormigón H5-H15 (1)	7,40	3,70
	Hormigón H25 (1)	6,30	7,40
	Hormigón H10 (1)	4,30	5,00
Gaviones 0.50 m y mayor	- - -	4,70	5,50
Piedras grandes	- - -	3,00	3,50
Capas de piedra o arcilla (10 a 15 cm)	- - -	2,40	2,80
Suelo apisonado con piedra	Piedra de 15 - 20 cm	2,60	3,00
	Piedra de 20 - 30 cm	3,00	3,60
Capa doble de piedra	Piedra de 15 - 20 cm	3,00	3,50
	Piedra de 20 - 30 cm	3,10	3,70

Fuente: H. Llanusa y C. Viamonte.

(1)Tipo de Hormigón de acuerdo al Código Boliviano del Hormigón (CBH 1987).

Tabla 6.2. Velocidad máxima permisible en tuberías (m/s)

Material	Velocidad máxima (m/s)
Tubería revestida de hormigón simple	3,00
Tubería de hormigón centrifugado	3,50
Tubería de asbesto cemento	5,00
Tubería de PVC	5,00
Tubería de hierro fundido	5,00
Tubería acero galvanizado	5,00
Tubería de acero	5,00

En tuberías de impulsión la velocidad no debe ser mayor a 2,00 m/s.

A objeto de mitigar los efectos por golpe de ariete, y en general cuando éste sea inminente, se recomienda que la velocidad máxima sea menor a 1,50 m/s.

b) La velocidad mínima en la tubería debe ser establecida en función de la velocidad de autolimpieza. La velocidad mínima recomendada es de 0,30 m/s.

6.4.7 Cálculo hidráulico

6.4.7.1 Canales

Para el cálculo de la pérdida de carga en canales o tuberías de flujo libre puede utilizarse las siguientes fórmulas:

- a) Manning Strickler
- b) Bazin
- c) Kutter

6.4.7.2 Tuberías a presión

Para el cálculo hidráulico y la determinación de pérdidas de carga en tuberías a presión se pueden utilizar las siguientes fórmulas:

- a) Flamant
- b) Darcy Weisbach
- c) Hazen Williams

En el cálculo hidráulico se utiliza el diámetro real. Sin embargo, para efectos del diseño se debe considerar el diámetro nominal de la tubería.

Asimismo, en el cálculo de tuberías deben considerarse las pérdidas localizadas o el efecto de mecanismos y singularidades (válvulas, codos, tees, reducciones, etc.) introducidas en la línea que producen pérdidas de carga adicionales.

Para el cálculo de dichas pérdidas de carga localizadas puede utilizarse el método de la longitud equivalente de tuberías, añadiéndola a la longitud real del tramo.

El proyectista puede dejar de considerar el cálculo de pérdidas localizadas si los sistemas son por gravedad.

6.4.8 Presiones máximas y mínimas

La presión estática máxima de la tubería de aducción no debe ser mayor al 80% de la presión de trabajo especificada por el fabricante, debiendo ser compatibles con las presiones de servicio de los accesorios y válvulas a utilizarse.

Para casos en los que se tiene altas presiones se debe efectuar un análisis comparativo técnico económico entre adoptar el uso de tuberías de alta presión o utilizar estaciones reductoras de presión y tuberías de menor presión. Para el último caso debe verificarse que la presión en el punto más alejado y elevado sea al menos la mínima especificada en la presente Norma.

La presión mínima recomendable en cualquier punto de la tubería de aducción, en las condiciones mas desfavorables de escurrimiento, debe ser de 2 m.c.a., excepto en los puntos inicial y final de la aducción ligados a un tanque o cámara en contacto con la atmósfera.

6.4.9 Diámetro mínimo

a) Para canales cerrados de sección circular a superficie libre, el diámetro mínimo debe ser de 100 mm.

b) Para tuberías a presión la selección del diámetro de la tubería de aducción debe considerar:

- Presión disponible.
- Velocidad de escurrimiento.
- Longitud de la línea de aducción.

La elección del diámetro debe basarse en un estudio comparativo técnico económico.

6.5 ASPECTOS COMPLEMENTARIOS DE DISEÑO

6.5.1 Profundidad de instalación

La profundidad mínima para el tendido de la tubería de aducción debe ser mayor o igual a 0,60 m sobre la clave de la misma.

En áreas de cultivo, cruce de caminos, líneas de ferrocarril o aeropuertos, la profundidad mínima debe ser de 1,00 m sobre la clave de la tubería. El proyectista debe justificar el uso de valores menores al indicado si éstos cuentan con un sistema de protección.

En el caso de suelos rocosos e inestables, el proyectista debe tomar medidas de protección necesarias como revestimientos de hormigón simple y anclajes.

En zonas con pendiente fuerte se deben adoptar tendidos superficiales siempre y cuando se tenga en cuenta apoyos y anclajes antideslizables.

En el caso de tuberías de PVC y PEAD deben necesariamente estar enterradas.

6.5.2 Ubicación de válvulas

En los puntos altos y bajos de la tubería de aducción a presión deben instalarse válvulas de purga de aire y limpieza respectivamente, las cuales deben estar protegidas con una cámara de inspección y dotadas de un sistema de drenaje.

Cuando haya un tanque de almacenamiento instalado en una cota más baja que los probables sitios de bolsones de aire y que éstos se encuentren por lo menos 10 m por debajo del nivel dinámico, se puede evitar la instalación de la válvula de purga de aire.

Dependiendo del costo y en caso de no disponer de válvulas de purga de aire, se podrá considerar la instalación de otras válvulas como las de control.

La instalación de válvulas de limpieza debe ser realizada a través de una tubería que tenga, en principio, el mismo diámetro de la aducción, pudiendo luego ser disminuido a través de una reducción excéntrica, de manera que se permita la total evacuación hasta un punto de descarga alejado del trazado.

El diámetro de la tubería de desagüe debe estar entre $D/4$ a $D/3$ (D = diámetro de la tubería principal), con un mínimo de 75 mm para tuberías mayores a 100 mm. Para diámetros menores a 100 mm se debe adoptar el mismo diámetro de la tubería principal.

6.5.3 Estaciones reductoras de presión

Con el objetivo de reducir la altura de presión hasta un valor menor y establecer un nuevo nivel estático, debe emplearse una estación reductora de presión.

Una estación reductora de presión debe emplearse también cuando la calidad de las tuberías, válvulas y accesorios de la tubería de aducción no permite soportar altas presiones, así como para mantener las presiones máximas de servicio en una red de distribución dentro de los límites permisibles de presión.

Las estaciones reductoras de presión deben estar basadas en el uso de válvulas reductoras de presión o en el uso de cámaras rompe presión que permitan igualar la presión atmosférica correspondiente.

6.5.4 Anclajes

Las tuberías de aducción deben contar con anclajes de seguridad cuando:

- a) Están expuestas a la intemperie y requieren estar apoyadas en soportes o adosadas a formaciones naturales de roca.
- b) Se presentan cambios de dirección horizontales o verticales en tramos enterrados o expuestos.

Los anclajes deben ser metálicos o de hormigón armado, simple o ciclópeo. Asimismo, deben contar con el cálculo estructural y análisis de costos.

Para el cálculo se debe tomar en cuenta el efecto equilibrante del terreno siempre y cuando se tenga certeza de su permanencia. Para efectos de estabilidad el empuje pasivo del terreno adyacente debe considerarse hasta un valor máximo de $1,00 \text{ kgf/cm}^2$.

6.5.5 Estructuras especiales

Cuando la tubería de aducción cruce carreteras, vías férreas, ríos, arroyos u otro tipo de obstáculos se deben proyectar estructuras especiales como puentes, pasos colgantes u otros, que garanticen la seguridad de la misma.

Las estructuras especiales podrán ser metálicas, de madera u hormigón armado simple o ciclópeo. Asimismo, deben contar con el cálculo estructural y análisis de costos respectivo.

CAPÍTULO 7 - ESTACIONES DE BOMBEO

7.1 DEFINICIÓN

Las estaciones de bombeo son un conjunto de estructuras civiles, dispositivos, tuberías, accesorios, motores y bombas que permiten elevar el agua de un nivel inferior a otro superior.

7.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO

Las estaciones de bombeo pueden ser:

- a) Fijas, cuando la bomba se localiza en un punto estable y no es cambiada de posición durante su período de vida útil.
- b) Flotantes, cuando los elementos de bombeo se localizan sobre una plataforma flotante. Se emplea sobre cuerpos de agua que sufren cambios significativos de nivel.
- c) Móviles, cuando las bombas son localizadas sobre soportes o plataformas que permiten su cambio de posición accionadas por elementos motrices.

7.3 ELEMENTOS DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO

Una estación de bombeo puede estar constituida de los siguientes elementos, los mismos que podrán variar dependiendo de las condiciones particulares de cada proyecto:

- Caseta de bombeo.
- Cámara de bombeo.
- Tubería de succión.
- Bombas.
- Válvulas de regulación y control.
- Interruptores de máximo y mínimo nivel.
- Tableros de protección y control eléctrico.
- Equipo de montaje y mantenimiento.
- Equipo para comunicaciones.
- Sistema de ventilación.
- Instalaciones para personal de operación.
- Cerco de protección.

7.4 UBICACIÓN

En la selección del sitio para la estación de bombeo, se deben considerar los siguientes aspectos:

- Fácil acceso en las etapas de construcción, operación y mantenimiento.
- Protección de la calidad del agua de fuentes de contaminación.
- Nivel de crecidas y/o áreas de inundación.
- Eficiencia hidráulica del sistema de impulsión o distribución.
- Peligro de interrupción del servicio por incendio, inundación u otros factores.
- Disponibilidad de energía eléctrica, de combustión u otro tipo.
- Topografía del terreno.
- Características de los suelos.

7.5 CAPACIDAD DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO

Cuando el sistema de abastecimiento de agua incluye tanque de almacenamiento posterior a la estación de bombeo la capacidad de la tubería de succión (si corresponde), equipo de bombeo y tubería de impulsión deben ser calculadas con base en el caudal máximo diario y el número de horas de bombeo.

$$Q_b = Q_{\max.d} * \frac{24}{N}$$

Donde: Q_b Caudal de bombeo en l/s.
 $Q_{\max.d}$ Caudal máximo diario en l/s.
 N Número de horas de bombeo.

Cuando el sistema de abastecimiento de agua no incluye tanque de almacenamiento posterior a la estación de bombeo la capacidad de la tubería de impulsión y equipo de bombeo debe ser calculada con base al caudal máximo horario y las pérdidas en la red de distribución.

7.6 CRITERIOS DE DISEÑO

7.6.1 Carga neta positiva de succión (CNPS)

La CNPS disponible y requerida son los parámetros de control de la cavitación.

La cavitación se presenta cuando la presión en la succión está cercana a la presión de vapor del fluido y se caracteriza por la formación de espacios vacíos en puntos donde la presión desciende por debajo de la tensión de vapor del líquido bombeado y son llenados por la vaporización del mismo. Las burbujas de vapor así formadas son arrastradas por la corriente hacia zonas de mayor presión, donde al destruirse por condensación violenta, produce una marcha inestable de la bomba, con caída de caudal y de rendimiento, acompañado de ruidos y vibraciones. La súbita interrupción del líquido en los vacíos dejados por las burbujas de vapor al desaparecer en las zonas de mayor presión de la bomba, provoca un impacto (implosión) que origina la destrucción rápida de los materiales, arrancando partículas del mismo y produciendo el efecto de erosión.

La CNPS disponible es función del diseño del bombeo y representa la diferencia entre la altura absoluta y la presión de vapor del líquido y se representa por:

$$CNPS_{\text{disponible}} = H_{\text{atm}} - (H_{\text{vap}} + H_s + \Delta H_s)$$

Donde: $CNPS_{\text{disponible}}$ Carga neta positiva de succión disponible.
 H_{atm} Presión atmosférica en m.
 H_{vap} Presión de vapor en m.
 H_s Altura estática de succión en m.
 ΔH_s Pérdida de carga por fricción de accesorios y tubería en m

La CNPS requerida es función del diseño de la bomba y viene dada por el fabricante. Es la carga exigida por la bomba para aspirar el fluido, representa la mínima diferencia requerida entre la presión de succión y la presión de vapor a una capacidad dada, sin que se corran riesgos de cavitación.

Para evitar el riesgo de cavitación por presión de succión, se debe cumplir que:

$$\text{CNPS}_{\text{disponible}} > \text{CNPS}_{\text{requerida}}$$

Otra de las causas de cavitación en bombas son las excesivas revoluciones del rotor. En este caso se debe verificar que la velocidad específica de operación no sobrepase la máxima dada por el fabricante.

7.6.2 Sumergencia mínima

Cuando se emplean bombas centrífugas de eje horizontal se debe verificar la sumergencia, esto es el desnivel entre el nivel mínimo de agua en el cárcamo y la parte superior del colador o criba.

Se debe considerar el mayor valor que resulte de las siguientes alternativas:

a) Para impedir el ingreso de aire:

$$S = 2,5 * D + 0,10$$

b) Condición hidráulica:

$$S > 2,5 * \left(\frac{v^2}{2 * g} \right) + 0,20$$

Donde:	S	Sumergencia mínima en m.
	D	Diámetro en la tubería de succión en m.
	v	Velocidad del agua en m/s.
	g	Aceleración de la gravedad en m/s ² .

7.7 DISEÑO DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO

Para el diseño de estaciones de bombeo se deben tomar en cuenta:

a) Altura manométrica total o altura total de bombeo

- Bombeo con bombas no sumergibles:

$$H_b = h_s + h_i + \Delta h_s + \Delta h_i$$

- Bombeo con bombas sumergibles:

$$H_b = h_i + \Delta h_i$$

Donde:	H _b	Altura total de bombeo en m.
	h _s	Altura geométrica de succión en m.
	h _i	Altura geométrica de impulsión en m.
	Δh _s	Altura de pérdida de carga en la tubería de succión en m.
	Δh _i	Altura de pérdida de carga en la tubería de impulsión en m.

b) Potencia del equipo de bombeo

$$P_b = \frac{Q_b * H_b}{75 * \eta}$$

Donde:

P_b	Potencia en CV (practicamente HP). 1 CV = 0,986 HP.
γ	Peso específico del agua en Kg/m ³
Q_b	Caudal de bombeo en m ³ /s.
H_b	Altura manométrica total en m.
η	Eficiencia del sistema de bombeo. $\eta = \eta_{motor} * \eta_{bomba}$

7.7.1 Selección de la bomba de agua

En la selección de las bombas se deben considerar los siguientes factores:

7.7.1.1 Condiciones generales

a) Características del proyecto

- Caudal de bombeo (diseño).
- Altura manométrica.
- Calidad del agua.
- Tipo de energía (eléctrica, eólica, fotovoltaica, etc.).
- Disponibilidad y tipo de combustible cuando se requiere de generador propio.
- Disponibilidad de bombas en el mercado.
- Etapas del proyecto.
- Operación en serie o en paralelo.
- Número de unidades.
- Eje horizontal o vertical.
- Normalización de equipos con los de otras estaciones elevadoras existentes.
- Economía y facilidad de operación y mantenimiento, tomando en cuenta también las unidades en la montante y aguas abajo.

b) Características de la bomba

- Potencia.
- Voltaje y amperaje necesarios.
- Curvas características de comportamiento de la bomba (altura dinámica versus caudal, eficiencia versus caudal y potencia versus caudal).
- La CNPS requerida por las bombas de modo que en todos los puntos de operación, la CNPS disponible, supere el requerido en un mínimo de 0,30 m.
- Calidad del agua referida al pH, corrosión y abrasión (los impulsores y cuerpo de la bomba deberán resistir la calidad del agua a ser bombeada).
- Tipo y material de los impulsores.
- Dimensiones.
- Los puntos de operación de las bombas en las diversas situaciones posibles deben estar situados en la faja de operación adecuada para aquella bomba específica.
- Número de conjuntos de reserva compatible con las condiciones operacionales, con previsión de como mínimo un conjunto.

7.7.1.2 Tipo de bomba

En la Tabla 7.1 se presentan las posibles alternativas de empleo de bombas respecto al tipo de fuente.

Tabla 7.1. Tipos de bombas eléctricas recomendadas por tipo de fuente

Tipo de fuente	Tipo de bomba recomendado
Pozo profundo	Bomba centrífuga vertical, sumergible (cilíndrica, angosta) Bomba axial vertical sumergible (cilíndrica, angosta) Bomba neumática o jet
Pozo excavado y cámara de bombeo	Bomba centrífuga vertical sumergible Bomba axial vertical sumergible Si $h_s < 4$ m (h_s = altura de succión) Bomba centrífuga horizontal, no sumergible Bomba centrífuga vertical, no sumergible
Cuerpo de agua superficial	Bomba centrífuga vertical, sumergible (cuerpo chato) Bomba centrífuga horizontal (sobre plataforma flotante o móvil) Bomba axial horizontal (sobre plataforma flotante o móvil)

Para la selección definitiva deben considerarse las condiciones locales de instalación de la bomba.

7.7.1.3 Características electromecánicas de las bombas

a) Materiales de construcción de las bombas

Los materiales de las bombas se seleccionarán en función de las propiedades del agua con la cual tendrán contacto.

Las características del agua a tomar en cuenta son:

- Temperaturas (máximas y mínimas).
- Presión máxima.
- Conductividad.
- Corrosión.
- Condiciones de cavitación (CNPS).
- Característica del material en suspensión que provoca la abrasión.

Los materiales comúnmente empleados en la fabricación de las bombas son el hierro, bronce y acero.

b) Características eléctricas de los motores de las bombas

Los motores eléctricos de las bombas funcionan con diferentes tensiones, corrientes y número de fases; estos factores determinan la potencia efectiva de la bomba.

Los datos eléctricos deben ser proporcionados por el fabricante o proveedor.

c) Máquinas de potencia

En caso de no existir energía eléctrica y dependiendo de las condiciones locales y los costos de operación y mantenimiento se deben considerar:

- Generadores a gasolina.
- Generadores a diesel (motores a diesel).
- Generadores a gas (turbinas).
- Generadores en base a paneles solares.
- Turbinas eólicas.

Deben preferirse en general los motores eléctricos (CA) por su mejor rendimiento y costos bajos de operación y mantenimiento.

7.7.1.4 Instalación de las bombas

Las bombas centrífugas pueden instalarse en pozo húmedo o pozo seco, en posición horizontal o vertical.

Las bombas de eje horizontal son instaladas con el grupo motor-bomba en pozo o ambiente seco, debiendo reducirse en lo posible la altura de succión.

En los pozos perforados, pueden emplearse las bombas tipo turbina (conjunto motor-bomba separado), o las de tipo sumergibles (conjunto motor-bomba compacto).

En los casos de captaciones de corrientes superficiales con grandes variaciones de nivel, se recomienda la instalación de tomas flotantes con bombas sumergibles del tipo compacto motor-bomba.

7.7.2 Número de bombas a instalar

El número de unidades de bombeo a instalar debe proveerse de la siguiente manera:

- a) Para poblaciones menores a 2 000 habitantes, puede utilizarse una sola unidad con una capacidad de bombeo suficiente para cubrir el 100% de la capacidad requerida más una de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente.
- b) Para poblaciones de 2 000 a 5 000 habitantes debe utilizarse, previo análisis técnico-económico, una de las siguientes alternativas:
 - Una sola unidad con capacidad de bombeo mayor al 100% más una de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente o,
 - Dos unidades con capacidad de bombeo mayor o igual al 50% cada una más una de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente.
- c) Para poblaciones de 5 000 a 20 000 habitantes se usarán dos equipos, cada uno con una capacidad de bombeo mayor o igual al 50% del total, mas uno de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente. Cuando la fuente de energía para los equipos de bombeo sea eléctrica, se debe disponer además de un grupo electrógeno con capacidad para el 50% de los equipos de bombeo.

- d) Para poblaciones de más de 20 000 habitantes se debe contar con un mínimo de tres unidades de bombeo, cada uno con capacidad de bombeo mayor o igual al 50% del total, más uno de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente. Cuando la fuente de energía para los equipos de bombeo sea eléctrica, se debe disponer además de un grupo electrógeno con capacidad para el 50% de los equipos de bombeo.

7.7.3 Cámara de bombeo

Debe utilizarse cuando la instalación impulsora se encuentra en un sitio distinto a un pozo perforado o excavado.

En el diseño de la cámara de bombeo deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

a) Consideraciones generales

El caudal de bombeo se debe determinar según lo indicado en 7.5.

La entrada de agua a la cámara debe ser diseñada de modo que se eviten turbulencias.

En general deben evitarse los siguientes aspectos geométricos que pueden conducir a un mal diseño:

- Cambios bruscos en la dirección del flujo.
- Pozos rápidamente divergentes.
- Pendientes pronunciadas.
- Distribución asimétrica de flujo en el pozo.
- Entrada de agua al pozo por debajo del nivel de la tubería de succión.

Deben proveerse dispositivos de desagüe, rebose y limpieza del pozo.

En función de la calidad del agua y a fin de no dañar el funcionamiento de las bombas deben preverse, rejillas de protección y/o tanques desarenadores o de sedimentación, a ser dispuestos en forma previa a la propia estación.

b) Tipo de cámara de bombeo

Se debe emplear una cámara de bombeo con almacenamiento cuando el rendimiento de la fuente no sea suficiente para suministrar el caudal de bombeo.

Se debe emplear una cámara de bombeo sin almacenamiento cuando la fuente de provisión de agua tenga una capacidad mayor o igual al caudal de bombeo.

c) Dimensionamiento de la cámara de bombeo

El dimensionamiento de la cámara de bombeo con almacenamiento debe ser realizado utilizando el diagrama de masas (caudal mínimo de la fuente de agua y caudal de bombeo) o considerando los períodos de no bombeo (caudal máximo diario y tiempo más largo de descanso de las bombas).

Para el dimensionamiento de la cámara de bombeo sin almacenamiento deben considerarse los siguientes criterios:

- La sumergencia mínima será fijada mayor a 1,5 veces el diámetro (d) de la tubería de succión y no debe ser inferior a 0,50 m, véase también 7.6.2.
- La holgura comprendida entre el fondo del pozo y la sección de entrada de la canalización de succión será fijada en un valor comprendido entre $0,5*d$ y $1,5*d$.
- En los pozos con deflectores la distancia entre el eje de la tubería y las paredes adyacentes será fijada como mínimo en $1,5*d$.
- En los pozos sin deflectores, la distancia entre el eje de la canalización y las paredes adyacentes laterales será como mínimo de $1,5*d$ y la distancia entre el eje de la canalización y la pared de fondo será del orden de $1,1*d$ a $1,2*d$.

7.7.4 Caseta de bombeo

El dimensionamiento de la caseta de bombeo debe ser adecuado para albergar el total de los equipos necesarios para la elevación del agua. Cuando fuese necesario, la caseta albergará los dispositivos de maniobra y desinfección.

Debe permitir facilidad de movimientos, mantenimiento, montaje, desmontaje, entrada y salida de los equipos.

El dimensionamiento de la caseta dependerá del tipo y tamaño de las bombas y energía a utilizarse en las mismas.

7.8 TUBERÍAS Y ACCESORIOS DE SUCCIÓN

En el diseño y cálculo de tuberías de succión deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

- a) La CNPS disponible debe ser como mínimo 0,30 m mayor a la CNPS requerida, para evitar el fenómeno de cavitación.
- b) El área libre de los orificios de la criba debe ser 2 a 4 veces la sección de la tubería de succión.
- c) Cuando el diámetro de la tubería de succión es mayor que el de admisión de la bomba, la conexión debe realizarse por medio de una reducción excéntrica con su parte superior horizontal a fin e evitar la formación de bolsas de aire.
- d) En tuberías de succión verticales, las reducciones serán concéntricas.
- e) La velocidad mínima de flujo en la tubería de succión debe estar entre 0,30 a 0,45 m/s.
- f) La velocidad máxima de flujo en la tubería de succión debe estar entre 0,75 a 1,80 m/s.
- g) El diámetro de la tubería de succión debe ser mayor que el diámetro de la tubería de impulsión por lo menos en un diámetro nominal.
- h) En una tubería de succión con presión positiva debe instalarse una válvula de compuerta.
- i) En una tubería de succión que no trabaje con presión positiva debe instalarse una válvula de retención en su extremo inferior para evitar el descebado.

7.9 TUBERÍAS Y ACCESORIOS DE IMPULSIÓN

En el diseño y cálculo de tuberías de impulsión deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Dotar al sistema de los dispositivos que eviten los riesgos debido al fenómeno del golpe de ariete.
- b) A la salida de la bomba debe proyectarse una válvula de retención y una de compuerta. Asimismo, debe considerarse la instalación de uniones flexibles para mitigar los efectos de vibración.
- c) La selección del diámetro de la tubería de impulsión debe basarse en un estudio comparativo técnico económico entre diferentes alternativas.
- d) En todo cambio de dirección debe considerarse elementos de anclaje y sujeción.

7.10 FUENTE DE ENERGÍA

En la elaboración del proyecto, en cuanto a suministro de energía se refiere, deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) Estudiar cuidadosamente las alternativas para determinar la fuente de energía más económica y eficiente para el funcionamiento de las bombas.
- b) Que sea posible suministrar suficiente energía para operar las bombas a su máxima capacidad en caso de emergencia.
- c) Cuando la necesidad técnico – económica lo justifique, se proveerá una fuente de energía de emergencia (grupo electrógeno).

Debe(n) ser previsto(s) generador(es) de emergencia y ser dimensionado(s) de acuerdo con las necesidades, para accionar sistemas auxiliares que aseguren un trabajo ininterrumpido.

7.11 SISTEMAS DE OPERACIÓN, MEDICIÓN Y CONTROL

Se debe incluir un sistema de medición de caudal. En poblaciones menores a 2 000 habitantes, el proyectista debe justificar técnica y económicamente su implementación.

Los dispositivos de operación, control y alarma deben proporcionar, cuando se justifique, no sólo la indicación visual y sonora de la condición potencial de peligro, sino también, en situación más crítica, la interrupción del funcionamiento del sistema.

7.12 SELECCIÓN DE LOS EQUIPOS DE MOVIMIENTO Y SERVICIO

En la selección de los equipos de movilización debe considerarse que:

- a) Su capacidad de carga debe atender al elemento de mayor peso que pueda ser transportado aisladamente.
- b) El uso de esos equipamientos debe ser estudiado y debe ser tal que permita el retiro adecuado, movilización o reposición de las piezas constituyentes de la estación elevadora.

Para la instalación de equipos de movilización y servicio se hará una previsión adecuada de:

- a) Vigas, para la instalación de puentes rodantes, monovías, apoyos para polea, o manutención o remoción de bombas, motores o cualquier otra pieza de equipamiento pesado, o ya sea dejar paso libre para los pórticos cuando fuera el caso.
- b) Aberturas en el piso, o en otros lugares que permitan libre movimiento del mayor elemento instalado.

7.13 PROYECTOS COMPLEMENTARIOS

En estaciones de bombeo para poblaciones mayores a 2 000 habitantes se deben considerar los siguientes aspectos complementarios. Sin embargo el proyectista puede desestimar la necesidad de alguno(s) de ellos si lo justifica técnicamente.

- Iluminación.
- Ventilación y acústica.
- Instalaciones hidráulicas sanitarias.
- Sistema de aguas de servicio.
- Sistema de combate de incendios.
- Acceso y escaleras.
- Protección contra rayos (pararayos).

CAPÍTULO 8 - TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE AGUA

8.1 DEFINICIÓN

Los tanques de almacenamiento son estructuras civiles destinadas al almacenamiento de agua. Tienen como función mantener un volumen adicional como reserva y garantizar las presiones de servicio en la red de distribución para satisfacer la demanda de agua.

8.2 GENERALIDADES

Los tanques de almacenamiento deben cumplir los siguientes propósitos fundamentales:

- Suministrar agua potable a la red en la cantidad y calidad necesarias.
- Almacenar suficiente agua para atender situaciones de emergencia tales como incendios en cualquier punto del sistema, interrupciones por daños de tuberías de aducción o de estaciones de bombeo.
- Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día.
- Mantener presiones de servicio adecuadas en la red de distribución.

8.3 TIPOS DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO

8.3.1 Considerando la ubicación sobre el terreno

a) Tanques superficiales

Se asientan directamente sobre el terreno, pueden ser superficiales o semienterrados dependiendo de las condiciones del terreno y su forma constructiva.

Deben ser utilizados cuando la topografía del terreno permita una ubicación tal que garantice la presión mínima en todos los puntos de la red de distribución.

Los tanques superficiales pueden construirse en hormigón armado, hormigón simple, hormigón ciclópeo, ferrocemento, mampostería y otros.

b) Tanque elevados

Se encuentran por encima del nivel del terreno natural y soportado por una estructura.

La altura a la cual se encuentra el tanque elevado debe ser tal que garantice la presión mínima en el punto más desfavorable de la red de distribución, de acuerdo a lo establecido en el Capítulo 9 de la presente Norma.

Los tanques elevados pueden construirse de acero, hormigón armado, pretensado, postensado, ferrocemento, fibra de vidrio y otros.

8.3.2 Considerando el tipo de alimentación

a) Tanques de cabecera (regulación)

Se alimentan directamente de la fuente o planta de tratamiento mediante gravedad o bombeo.

b) Tanques de compensación (cola)

Se ubican en la parte más alejada de la red de distribución con relación a la obra de captación o planta de tratamiento, se alimentan por gravedad o por bombeo. Almacenan agua en las horas de menor consumo y auxilian al abastecimiento de la red de distribución en las horas de mayor consumo.

8.4 INFORMACIÓN NECESARIA

La elaboración del proyecto de tanques de almacenamiento requiere disponer de la siguiente información:

- La concepción básica del sistema de abastecimiento de agua.
- La reserva total necesaria para cada zona de presión.
- Localización en la planimetría.
- Número de unidades y definición de las etapas de ejecución.
- Cota de los niveles de agua.
- Estudio de suelos del área de emplazamiento.

8.5 CAPACIDAD DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

La capacidad del tanque de almacenamiento debe ser igual al volumen que resulte mayor de las siguientes consideraciones:

- a) Volumen de regulación
- b) Volumen contra incendios
- c) Volumen de reserva

El ingeniero proyectista deberá justificar las consideraciones realizadas para el cálculo del volumen total.

8.5.1 Volumen de regulación

El volumen de regulación debe ser suficiente para compensar las variaciones de caudal que se presentan entre el caudal de alimentación y el caudal de consumo en cada instante.

El volumen necesario de regulación debe ser determinado por métodos analíticos o gráficos en base a las curvas de demandas propias de cada población o zona abastecida y a las curvas de suministro de agua.

El cálculo del volumen puede ser realizado de dos formas:

a) Curvas de consumo

En la que se toma en cuenta la curva de variaciones horarias de la demanda en el día de máximo consumo, la curva de consumos acumulados y el tipo de sistema (gravedad, bombeo).

A falta de información se puede considerar la curva de consumos de otra población de características similares.

b) Coeficientes empíricos

Para sistemas por gravedad, el volumen del tanque de regulación debe estar entre el 15% a 30% del consumo máximo diario.

Para sistemas por bombeo, el volumen del tanque de regulación debe estar entre el 15 a 25% del consumo máximo diario, dependiendo del número y duración de las horas de bombeo, así como de los horarios en los que se realicen dichos bombeos.

Para cualquiera de los casos el volumen debe ser determinado utilizando la siguiente expresión:

$$V_r = C * Q_{\text{máx.d}} * t$$

Donde:	V_r	Volumen de regulación en m ³ .
	C	Coeficiente de regulación. Sistemas a gravedad 0,15 a 0,30. Sistemas por bombeo 0,15 a 0,25.
	$Q_{\text{máx.d}}$	Caudal máximo diario en m ³ /d.
	t	Tiempo en días. t = 1 día como mínimo.

El proyectista podrá utilizar tiempos mayores a un día, si los justifica técnicamente.

8.5.2 Volumen contra incendios

Este volumen está destinado a garantizar un abastecimiento de emergencia para combatir incendios.

El volumen destinado para combatir incendios, debe ser establecido de acuerdo con la entidad que tiene a su cargo la mitigación de incendios, atendiendo las condiciones de capacidad económica, las condiciones disponibles de protección contra incendios y las necesidades de esa protección.

El volumen contra incendios debe ser determinado en función de la importancia, densidad de la zona a servir y tiempo de duración del incendio.

Se debe considerar los siguientes casos:

- Para zonas con densidades poblacionales menores a 100 hab/ha, considerar un caudal contra incendios (Q_i) en la red de distribución de 10 l/s.
- Para zonas con densidades poblacionales comprendidas entre 100 hab/ha a 300 hab/ha, considerar un caudal contra incendios (Q_i) en la red de distribución de 16 l/s.
- Para zonas con densidades poblacionales mayores a 300 hab/ha, considerar un caudal contra incendios (Q_i) en la red de distribución de 32 l/s.

El volumen de almacenamiento para atender la demanda contra incendio debe calcularse para un tiempo de duración del incendio entre 2 horas y 4 horas, a través de la siguiente expresión:

$$V_i = 3,6 * Q_i * t$$

Donde:	V_i	Volumen para lucha contra incendios en m ³ .
	Q_i	Caudal contra incendio en l/s.
	t	Tiempo de duración del incendio en horas.

8.5.3 Volumen de reserva

Este volumen, prevé el abastecimiento de agua durante las interrupciones accidentales de funcionamiento de los componentes del sistema situados antes del tanque de almacenamiento, o durante períodos de reparaciones y mantenimiento de obras de captación, conducción, tratamiento y/o en casos de falla en el sistema de bombeo.

Como aguas arriba del tanque hay una serie de obras más o menos expuestas a interrupción, es evidente que durante ese lapso debe disponerse de una reserva de agua en los tanques de almacenamiento; para ello se recomienda considerar un volumen equivalente a 4 horas de consumo correspondiente al caudal máximo diario.

$$V_{re} = 3,6 * Q_{m\acute{a}x.} * t$$

Donde:	V_{re}	Volumen de reserva en m ³ .
	$Q_{m\acute{a}x.d}$	Caudal máximo diario en l/s.
	t	Tiempo en horas.

8.5.4 Reducción de la capacidad del tanque

Podrán proyectarse tanques de almacenamiento con volúmenes diferentes a los consignados en los numerales anteriores, siempre que se den las razones técnico-económicas correspondientes que justifiquen los volúmenes adoptados.

8.6 COTAS O NIVELES DE INSTALACIÓN

La ubicación y nivel de los tanques de almacenamiento deben ser fijados de manera tal de garantizar que las presiones dinámicas mínimas en la red de distribución se hallen dentro de los límites aceptables de servicio.

Las presiones estáticas y dinámicas en la red deben estar referidas: la primera al nivel de agua máximo y la segunda al nivel de agua mínimo de los tanques de distribución.

Cuando una zona de emplazamiento para un tanque de almacenamiento no presente cota suficiente para garantizar las condiciones de presión necesarias para el funcionamiento de la red, la distribución debe ser realizada a partir de un tanque elevado.

8.7 REQUERIMIENTO DE DISEÑO

La implementación del tanque debe obedecer a los siguientes criterios:

a) Profundidad

El fondo del tanque de almacenamiento debe ubicarse por lo menos 0,50 m por encima del nivel de agua máximo del nivel freático o de la cota de inundación máxima.

b) Distancia a otros servicios

La distancia mínima entre un tanque de almacenamiento enterrado o semienterrado y una tubería de alcantarillado debe ser mayor a 30 m cuando el terreno fuera impermeable. Cuando el terreno fuera permeable, la distancia mínima será de 45 m.

c) Emplazamiento

En general, razones económicas llevan a fijar como criterios recomendables para la ubicación de los tanques los siguientes:

- a) Proximidad de la fuente de abastecimiento o de la planta de tratamiento.
- b) Dentro o en las cercanías de la zona de mayores consumos.
- c) En las zonas altas de la localidad.

El o los tanques de almacenamiento deben localizarse lo más cerca posible de la red de distribución teniendo en cuenta la topografía del área de proyecto y el mantenimiento de presiones adecuadas en la misma.

El área para el emplazamiento del tanque no debe situarse en lugares que constituyan escurrimiento natural de aguas de lluvia.

d) Sistema de drenaje inferior

Por debajo del fondo del tanque de almacenamiento debe construirse un sistema de drenaje destinado a captar fugas a través de su fondo y de otras partes de su estructura no expuesta.

El sistema de drenaje debe ser subdividido de modo que cada subdivisión corresponda a un área máxima de 500 m² de fondo de tanque.

e) Número de unidades

El almacenamiento total correspondiente a cada zona de presión, debe ser subdividido en por lo menos dos unidades independientes, situadas próximas o adyacentes.

Cuando el volumen del tanque de almacenamiento sea superior a 50 m³, se debe considerar en el diseño dos o más tanques de manera que se faciliten las tareas de operación y mantenimiento.

8.8 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

8.8.1 Generalidades

Los tanques de almacenamiento pueden ser contruidos de los siguientes materiales: ferrocemento, hormigón armado, hormigón ciclópeo, mampostería de piedra o ladrillo, metálicos, fibra de vidrio y otros

8.8.2 Accesorios

a) Tubería de entrada

La entrada de agua en cada una de las unidades, cuando tienen salida independiente, debe ser dimensionada para un caudal máximo diario que alimenta al conjunto de tanques de almacenamiento, dividida por el número de unidades menos uno, tomando en cuenta que por razones de mantenimiento una de las unidades esté fuera de servicio.

La entrada de agua debe ser dotada de un sistema de cierre mediante válvula y será maniobrada mediante dispositivo situado en la parte externa del tanque.

La distancia entre la generatriz inferior de la tubería de ingreso y la generatriz superior de la tubería de rebose no debe ser inferior a 0,05 m.

b) Tubería de paso directo (by-pass)

En tanques de un solo compartimiento, debe colocarse un paso directo (by-pass) que permita mantener el servicio mientras se efectúa el lavado o la reparación del tanque, con la debida consideración de la sobre presión que pueda presentarse, en caso que el tanque trabaje como cámara rompe presión.

Se debe considerar el uso de by pass cuando el volumen del tanque de almacenamiento sea menor a 50 m³. Para volúmenes menores el proyectista justificará la necesidad del by-pass.

La tubería de paso directo estará provista de una válvula compuerta.

c) Tubería de salida

La tubería de salida debe ser calculada de modo que la velocidad máxima a través de los elementos que la constituyen no sobrepase 1,5 veces la velocidad en la tubería que sigue a la misma y no debe sobrepasar una pérdida de carga de 0,50 m.

La tubería de salida de agua debe ser dotada de un sistema de cierre mediante una válvula compuerta, que debe ser maniobrada por medio de un dispositivo situado en la parte externa del tanque.

El diámetro de la tubería de salida será correspondiente al diámetro de la tubería de distribución o tubería de conducción.

La tubería de salida debe estar ubicada a una altura mínima de 1/3 a 1/2 del diámetro (D) de la misma, entre la parte inferior de la tubería o criba (colador) y el fondo del pozo, con un mínimo de 0,10 m.

La distancia horizontal entre el colador de salida y la pared más próxima del tanque debe ser como mínimo igual a D/2, con un mínimo de 0,10 m.

d) Tubería de rebose

La tubería de rebose debe ser dimensionada para posibilitar la descarga del caudal máximo diario que podrá alimentar al tanque.

Para el cálculo debe emplearse la fórmula general de orificios:

$$Q = C_d * A * \sqrt{2 * g * h}$$

Donde:	Q	Caudal máximo diario o caudal de bombeo en m ³ /s.
	C _d	Coefficiente de contracción. C _d = 0.60.
	A	Área del orificio de desagüe en m ² .
	g	Aceleración de la gravedad en m/s ² .
	h	Carga hidráulica sobre la tubería de desagüe en m.

El diámetro de la tubería de rebose no debe ser inferior al diámetro de la tubería de ingreso.

La tubería de rebose se conectará con descarga libre a la tubería de limpieza, permitiendo la descarga en cualquier momento, para lo cual no se proveerá de válvula.

e) Tubería de limpieza

Todo tanque de almacenamiento debe estar provisto de una tubería de limpieza.

La limpieza del tanque será realizada a través de una tubería de descarga de fondo situada por debajo de su nivel mínimo.

Los tanques con capacidad mayor a 50 m³ deben contar con una cámara de limpieza ubicada por debajo del nivel de piso y que permita drenar toda el agua del tanque. El volumen de dicha cámara no será considerado en el cálculo del volumen útil del tanque.

El fondo del tanque debe contar con una pendiente no menor al 1% hacia la tubería de limpieza.

Debe proveerse una tubería cuyo diámetro debe ser tal que facilite el vaciado del tanque en un período no mayor a 4 horas.

Para el cálculo del área del orificio de la tubería de limpieza debe utilizarse la fórmula siguiente:

$$A_0 = \frac{2 * S * \sqrt{h}}{C_d * T * \sqrt{2g}}$$

Donde:	T	Tiempo de vaciado en segundos.
	S	Área superficial del tanque en m.
	h	Carga hidráulica sobre la tubería en m ² .
	C _d	Coefficiente de contracción. C _d = 0,60 a 0,65
	A ₀	Área del orificio de desagüe en m ² .
	g	Aceleración de la gravedad en m/s ² .

La tubería de limpieza debe estar provista de válvula compuerta.

La tubería de limpieza no debe descargar en forma directa al alcantarillado sanitario, para lo cual deben tomarse las provisiones necesarias para evitar contaminaciones, preferentemente se debe descargar al alcantarillado pluvial.

f) Coladores

Las aberturas de salida de agua del tanque así como de la limpieza, deben ser protegidas con un colador o con una rejilla con abertura máxima igual a 5 cm y con un área abierta total 50% mayor que la abertura protegida.

8.8.3 Aspectos complementarios**a) Altura de revancha**

El tanque de almacenamiento debe estar provisto de una altura de revancha o altura libre por encima del nivel máximo de aguas, a fin de contar con un espacio de aire ventilado. La altura de revancha no debe ser menor a 0,20 m.

b) Revestimiento interior

El fondo y las paredes del tanque, deben ser impermeables, independientemente de cualquier tratamiento especial, como pintura o revestimiento.

c) Protecciones

Todas las áreas que existieran al interior del tanque y situadas por debajo del nivel mínimo de agua, cuya profundidad fuera superior a 1,0 m, deben ser protegidas con una rejilla constituida de material a prueba de corrosión, con aberturas menores de 0,01 m².

d) Cubierta

La cubierta del tanque, será impermeable y continua, se considerará una cubierta continua a aquella constituida por elementos unidos por juntas flexibles empotrados en los elementos que conforman la cubierta.

Además de la impermeabilidad intrínseca de la cubierta, su superficie superior, debe ser revestida con capas de materia asfáltica o de otro material impermeabilizante que sea capaz de adherirse a la cubierta.

La cubierta debe tener una pendiente mínima del 2%.

e) Descargas de agua

Las descargas de agua provenientes de uno o más tanques deben ser conducidas hasta un curso receptor mediante un conducto dimensionado para un caudal por lo menos igual al máximo caudal conducido hasta los tanques.

f) Facilidades para mantenimiento

Los dispositivos para el cierre de las tuberías de entrada, salida y de limpieza, deben ser instalados de tal manera que puedan ser reparados aún cuando el tanque se encuentre lleno de agua, de modo que su remoción pueda ser hecha sin que sea necesario cortar o destruir parte de las instalaciones.

g) Previsiones contra rupturas

Cuando las tuberías de entrada, salida o limpieza fueran instaladas por debajo del fondo del tanque, deben ser previstos dispositivos para impedir la ruptura de las mismas y para no perjudicar la fundación del tanque.

h) Limitadores de nivel

En tanques elevados, debe disponerse de un dispositivo limitador del nivel máximo de agua, destinado a impedir la pérdida de agua a través del rebosadero.

i) Ventilación

Los tanques deben contar con dispositivos para ventilación, que permitan la entrada y salida de aire de su interior.

Los orificios o tuberías para ventilación deben ser protegidos con malla milimétrica para evitar la penetración de insectos y pequeños animales.

j) Acceso de inspección

Cada tanque debe contar por lo menos con una abertura para inspección ubicada en su cubierta, con una dimensión mínima igual a 0,60 m x 0,60 m o igual a la necesaria para posibilitar el paso de equipos o dispositivos previstos en su interior.

Los bordes de las aberturas para inspección deben situarse por lo menos 5 cm más alto de la superficie de cubierta del tanque.

k) Indicador de nivel

Los tanques deben ser dotados de un dispositivo indicador de la posición del nivel de agua.

No deben ser empleados dispositivos que sean capaces de dañar la calidad del agua.

l) Medidor de caudal

Se debe colocar un medidor registrador de caudal en la tubería de salida del tanque, que permita determinar los volúmenes suministrados en forma diaria, así como las variaciones de los caudales.

El medidor de caudal debe ser considerado para poblaciones superiores a 10 000 habitantes. Para poblaciones menores el proyectista debe justificar su uso.

m) Protección contra la luz natural

No será permitida la entrada de luz natural al interior del tanque de forma permanente a fin de evitar la formación de algas en el interior del mismo.

n) Cerco de protección

Los tanques de almacenamiento deben estar protegidos mediante un cerco o muro con una altura y resistencia necesarias, para evitar el acceso directo de personas no autorizadas o animales.

o) Escaleras de acceso

Los tanques elevados deben contar con escaleras de acceso provistas con jaula de protección. La escalera permitirá el acceso hasta la losa de cubierta del tanque.

La parte superior del tanque elevado debe contar con un barandado de protección.

p) Escaleras interiores

Se proveerán escaleras interiores en caso que la altura del tanque exceda de 1,2 m, con las protecciones necesarias.

Las escaleras en el interior de los tanques, deben tener las siguientes características:

- Serán verticales y formadas por dos largueros que sustenten los peldaños espaciados 0,30 m como máximo.
- Los largueros se apoyarán en el fondo y se sujetarán a la losa de cubierta junto a una abertura de inspección.
- Serán construidas de material resistente a la corrosión, como el aluminio u otros.

q) Señalización

En la parte superior del tanque elevado deben ser instaladas luces de señalización de obstáculo elevado, conforme a las reglas del Ministerio de Aeronáutica.

CAPÍTULO 9 - RED DE DISTRIBUCIÓN

9.1 DEFINICIÓN

La red de distribución es un conjunto de tuberías, accesorios y dispositivos que permiten el suministro de agua a los consumidores de forma constante, con presión apropiada, en cantidad suficiente y calidad adecuada para satisfacer sus necesidades domésticas, comerciales, industriales y otros usos.

9.2 TIPOS DE REDES

9.2.1 Red abierta o ramificada

La red está constituida por tuberías que forman ramificaciones a partir de una línea principal.

La red abierta puede aplicarse en poblaciones semidispersas y dispersas o cuando por razones topográficas o de conformación de la población no es posible un sistema cerrado.

9.2.2 Red cerrada o anillada

La red está constituida por tuberías que forman circuitos cerrados o anillos.

La red cerrada puede aplicarse en poblaciones concentradas y semiconcentradas mediante redes totalmente interconectadas o redes parcialmente interconectadas.

La red puede estar compuesta por una red de tuberías principales y una red de tuberías secundarias.

9.2.3 Red mixta o combinada

De acuerdo a las características topográficas y distribución de la población, pueden aplicarse en forma combinada redes cerradas y redes abiertas.

9.3 FORMAS DE DISTRIBUCIÓN

9.3.1 Distribución por gravedad

La distribución por gravedad se aplica cuando la obra de captación y/o tanque de almacenamiento se encuentra en un nivel superior a la red de distribución y se garantice presión suficiente en toda la red.

9.3.2 Distribución por bombeo directo a la red

La distribución por bombeo puede aplicarse cuando la ubicación de la obra de captación o tanque de almacenamiento no garantiza presión suficiente en toda la red, por lo que es necesario utilizar dispositivos y equipos que impulsen el agua a través de la red.

Con la finalidad de proporcionar un servicio continuo, debe incluirse un sistema de suministro de energía de emergencia.

9.4 INFORMACIÓN NECESARIA

Para el diseño de redes de distribución de agua potable se requiere:

- a) La concepción básica del sistema de abastecimiento de agua.
- b) Trabajos topográficos de la localidad y sus áreas de expansión, que incluya:
 - Perímetro urbano de la ciudad.
 - Áreas de expansión previstas en el plan regulador.
 - Áreas cuyo desarrollo es evidente y no están previstas en el plan regulador.
 - Áreas en las que está prohibida la ejecución de obras de abastecimiento (parques urbanos, reservas forestales, etc.).
 - Vías de ferrocarril y vehiculares existentes y proyectadas.
 - Cursos de agua con sus obras de canalización previstas y proyectadas.
 - Puentes, viaductos y otros pasos de cursos de agua, vías públicas y calles.
- c) Urbanizaciones existentes, tipo de pavimentos existentes y futuros.
- d) Relevamiento de las partes del sistema de distribución existente, debidamente localizados en planos topográficos.
- e) Información de componentes de sistemas existentes y otros.

9.5 DISEÑO DE REDES

9.5.1 Caudal de diseño

La red de distribución debe calcularse para el caudal máximo horario o para el caudal máximo diario más la demanda contra incendios, utilizando para el diseño el mayor valor resultante.

El diseño de la red de tuberías principales debe considerar las distintas etapas del proyecto así como los caudales calculados para cada una de las mismas.

Para el cálculo de la red de distribución se debe considerar la zona actual y futura con sus densidades actuales y aquellas consideradas en los planes reguladores urbanos o establecidas por el proyectista sobre la base de información local.

9.5.1.1 Determinación de caudales en redes cerradas

En redes cerradas la determinación de caudales en los nudos de la red principal se realizará por uno de los siguientes métodos:

a) Método de área unitaria

El caudal por nudo debe determinarse utilizando el caudal unitario superficial y el área de influencia del nudo.

El caudal unitario superficial debe determinarse dividiendo el caudal máximo horario entre la superficie total del proyecto. Se aplica en poblaciones cuyas densidades poblacionales son uniformes.

b) Método de densidad poblacional

El caudal por nudo debe determinarse utilizando el caudal unitario poblacional y la población del área de influencia del nudo.

El caudal unitario poblacional debe determinarse dividiendo el caudal total entre la población total del proyecto. Se aplica en poblaciones cuyas densidades poblacionales no son uniformes.

c) Método de longitud unitaria

El caudal por nudo debe determinarse utilizando el caudal unitario y la longitud del tramo correspondiente.

El caudal unitario debe determinarse dividiendo el caudal máximo horario entre la longitud total de la red principal. Se aplica en poblaciones cuyas densidades poblacionales son uniformes.

d) Método de la repartición media

El caudal por nudo debe determinarse utilizando los caudales de los tramos adyacentes.

El caudal de tramos adyacentes debe determinarse con el caudal por tramo, repartiéndolos en partes iguales a los nudos de sus extremos.

El caudal en cada tramo debe determinarse por el método de la longitud unitaria. Se aplica en poblaciones cuyas densidades poblacionales son uniformes.

e) Método del número de familias

El caudal por nudo debe determinarse utilizando el caudal unitario y el número de familias del área de influencia del nudo.

El caudal unitario debe determinarse utilizando el caudal máximo horario y el número total de familias. Se aplica en poblaciones cuyas densidades poblacionales no son uniformes.

9.5.1.2 Determinación de caudales en redes abiertas

Para la determinación de caudales en redes abiertas debe considerarse el número de conexiones:

a) Para redes con más de 30 conexiones debe aplicarse uno de los métodos para redes cerradas.

b) Para redes con menos de 30 conexiones debe determinarse el caudal por ramal, utilizando el método probabilístico o de simultaneidad, basado en el coeficiente de simultaneidad y el número de grifos.

9.5.1.3 Determinación de caudal en piletas públicas

El caudal máximo por pileta pública debe ser determinado utilizando la población a servir por pileta, la dotación promedio por habitante, el porcentaje de pérdidas, eficiencia del sistema y el factor de uso del servicio.

En ningún caso, el caudal por pileta pública y conexión domiciliaria debe ser menor a 0,10 l/s.

9.5.2 Área del proyecto

El área del proyecto debe comprender la población de proyecto y las áreas industriales y comerciales, presentes y resultantes de la expansión futura.

A falta de un plan regulador las áreas de expansión deben ser aquellas que presenten un desarrollo relacionado con factores que estimulen el crecimiento de la región.

El área de proyecto debe ser definida mediante la interrelación de caminos, calles, ríos y otros accidentes geográficos y demarcada en planos cuya escala permita mostrar los accidentes geográficos utilizados para la demarcación.

9.5.3 Delimitación de zonas de presión

La red debe ser subdividida en tantas zonas de presión como fueran necesarias para atender las características topográficas y las condiciones de presión especificadas en la presente Norma.

Las presiones estáticas y dinámicas deben estar referidas al nivel de agua máximo y al nivel de agua mínimo del tanque de almacenamiento, respectivamente.

Las presiones en la red de distribución deben estar condicionadas por la ubicación del tanque de almacenamiento.

Áreas ubicadas en zonas altas que requieran mayores presiones deben tener sistemas separados de presión manteniéndose las presiones por medio de bombeo y tanques elevados.

9.5.4 Trazado de la red

Preferentemente deben proyectarse redes cerradas cuando las posibilidades técnicas y económicas lo permitan. La forma y longitud de las mismas debe ceñirse a las características topográficas de la localidad, densidad poblacional y ubicación del tanque de almacenamiento. Se debe contemplar el desarrollo de la localidad para prever las futuras ampliaciones.

La red abierta solo debe aplicarse en poblaciones dispersas y/o nucleadas que presentan desarrollo a lo largo de las vías de acceso a la población, donde los tramos de tuberías para cerrar circuitos resulten muy largos o de escasa utilización.

La red mixta debe ser aplicada en poblaciones nucleadas y que además presentan un desarrollo a lo largo de las vías de acceso.

9.5.5 Presiones de servicio

Durante el período de la demanda máxima horaria, la presión dinámica mínima en cualquier punto de la red no debe ser menor a:

a) Poblaciones iguales o menores a 2 000 habitantes	5,00 m.c.a.
b) Poblaciones entre 2 001 y 10 000 habitantes	10,00 m.c.a.
c) Poblaciones mayores a 10 000 habitantes	13,00 m.c.a.

Las presiones arriba mencionadas podrán incrementarse observando disposiciones municipales o locales de políticas de desarrollo urbano y según las características técnicas del sistema de distribución.

En el caso de sistemas con tanques de almacenamiento, las presiones deben estar referidas al nivel de agua considerando el nivel de agua mínimo del tanque de almacenamiento.

Las zonas ubicadas en terrenos altos que requieran mayores presiones deben contar con sistemas separados de presión por medio de bombas y/o tanques elevados.

La presión estática máxima en la red no debe ser superior a los 70 m.c.a. La presión debe estar referida al nivel máximo de agua.

Cuando la presión sobrepase los límites establecidos máximos se debe dividir la red en zonas que trabajen con diferentes líneas piezométricas, mediante válvulas reguladoras de presión, cámaras rompe presión y/o la instalación de tanques paralelos.

9.5.6 Velocidades

La velocidad mínima en la red principal de distribución en ningún caso debe ser menor a 0,30 m/s para garantizar su autolimpieza.

Para poblaciones pequeñas, se aceptarán velocidades menores, solamente en ramales secundarios.

La velocidad máxima en la red de distribución no debe ser mayor a 2,00 m/s

9.5.7 Diámetros mínimos

Los diámetros mínimos de las tuberías principales para redes cerradas deben ser:

- En poblaciones menores a 2 000 habitantes 1"
- En poblaciones de 2 001 a 20 000 habitantes 1 1/2"
- En poblaciones mayores a 20 000 habitantes 2"

En redes abiertas, el diámetro mínimo de la tubería principal debe ser de 1", aceptándose, en poblaciones menores a 2 000 habitantes, un diámetro de 3/4" para ramales.

9.5.8 Análisis hidráulico

El diseño hidráulico de las redes, puede ser realizado por una de las siguientes fórmulas: Flamant, Darcy Weisbach, Hazen Williams u otros justificados técnicamente.

a) Diseño hidráulico en redes abiertas

En el dimensionamiento de las tuberías de redes abiertas deben considerarse los siguientes aspectos:

- La distribución del caudal es uniforme a lo largo de la longitud de cada tramo.
- La pérdida de carga en el ramal debe ser determinada para un caudal igual al que se verifica en su extremo inicial.
- Los caudales puntuales (escuelas, hospitales, etc.) deben ser considerados como un nudo.

Para el cálculo de ramales debe considerarse un caudal mínimo de 0,10 l/s.

b) Diseño hidráulico de redes cerradas

Para el dimensionamiento de las tuberías de redes cerradas se deben considerar los siguientes aspectos:

- El caudal total que llega al nudo debe ser igual al caudal que sale del mismo.
- La pérdida de carga entre dos puntos por cualquier camino es siempre la misma.

En las redes cerradas se podrán considerar los siguientes errores máximos:

- 0,10 m.c.a. de pérdida de presión como máximo en cada malla y/o simultáneamente debe cumplirse en todas las mallas.
- 0,10 l/s como máximo en cada malla y/o simultáneamente en todas las mallas.

Las redes cerradas no deben tener anillos mayores a 1 km por lado.

Preferentemente las pérdidas de carga en tuberías principales y secundarias debe estar alrededor de 10 m/km.

Para el análisis hidráulico de una red de distribución cerrada pueden utilizarse uno de los siguientes métodos:

- a) Método de Hardy Cross.
- b) Método de Newton-Raphson.
- c) Método matricial.
- d) Otros métodos equivalentes.

9.5.9 Ubicación de tuberías

En poblaciones dispersas no urbanizadas, la red de distribución debe ubicarse en lo posible lo más próxima a las viviendas para facilitar su conexión.

En redes cerradas las tuberías de la red de distribución pueden ubicarse en los costados Sur y Este de las calles a 1,00 m del cordón de la acera o a un tercio de la calzada.

Debe colocarse doble tubería en una calle, cuando:

- El ancho de la vía es mayor a 18 m.
- Existe intenso tráfico de vehículos de alto tonelaje.
- El costo de reposición de pavimento de las conexiones domiciliarias fuese más caro que la construcción de red doble.

La separación entre tuberías de agua potable y alcantarillado debe ser de 1,50 m en planta, debiendo colocarse la tubería de agua potable a 0,30 m como mínimo por encima de la del alcantarillado.

9.5.10 Etapas de construcción

El proyecto elaborado de acuerdo al período de diseño establecido debe permitir la construcción de la red por etapas.

Deben definirse las obras mínimas que corresponden a cada etapa a fin que la red satisfaga las condiciones para las cuales fue prevista.

No deben ser consideradas etapas de construcción las obras de expansión de la red que son ejecutadas en forma continua durante el periodo de la validez del proyecto con el fin de atender el incremento gradual de la población abastecida.

9.5.11 Materiales

La elección del material de las tuberías debe ser realizada sobre la base de las características topográficas y agresividad del suelo al material de la red, velocidades de escurrimiento, presiones máximas y mínimas que se deseen lograr, análisis económico, costos de mantenimiento y todos los aspectos especificados en la Norma correspondiente.

Para las tuberías de distribución pueden utilizarse: FF, FFD, FG, PVC o PEAD de acuerdo a las características particulares de cada proyecto y de los factores económicos.

9.5.12 Accesorios

Los accesorios (uniones, codos, tees, reducciones, válvulas, anclajes, etc.), elementos importantes complementarios a la instalación de tuberías, deben ser compatibles entre sí, en lo que se refiere a presiones de trabajo, dimensiones (diámetros, espesores, sistemas de unión) y estabilidad electroquímica si se trata de materiales diferentes.

9.5.13 Pendientes

Con el objeto de permitir la acumulación del aire en los puntos altos y su eliminación por las válvulas ventosa y facilitar el arrastre de sedimentos hacia los puntos bajos para el desagüe de las tuberías, éstas no deben colocarse en forma horizontal.

La pendiente mínima de la tubería debe ser:

- a) $i = 0,04\%$, cuando el aire circula en el sentido de escurrimiento del agua.
- b) $i = 0,10\%$ a $0,15\%$, cuando el aire circula en el sentido contrario al escurrimiento del agua.

En este último caso la pendiente no debe ser menor que la pendiente de la línea piezométrica de ese tramo.

9.5.14 Profundidad de instalación

La profundidad mínima a la cual debe instalarse la tubería de la red de distribución debe ser 0,80 m medida desde la rasante del terreno hasta la clave de la tubería. En aquellos casos en que exista o se prevea volumen alto de tráfico o tráfico de vehículos de alto tonelaje, la profundidad mínima deberá ser de 1,00 m desde la clave de la tubería.

Cuando las tuberías pasen por debajo de carreteras o vías férreas o tengan que cruzar ríos o arroyos se deben proyectar estructuras especiales y obras de protección que garanticen la seguridad de la tubería.

En área rural la profundidad mínima de la tubería debe ser 0,60 m, medida desde la rasante del terreno hasta la clave de la tubería.

9.5.15 Válvulas

La red de distribución debe estar provista de válvulas destinadas a interrumpir, controlar o regular el flujo de agua en la tubería. Para ello, deben considerarse los siguientes tipos de válvulas:

a) Válvulas de control o bloqueo

Deben utilizarse para aislar tramos o zonas de abastecimiento, en las intersecciones de redes principales cuyo desarrollo no debe sobrepasar:

- 1 500 m en poblaciones menores y de baja densidad (menor a 250 hab/ha).
- 800 m en poblaciones con densidad mayor a 250 hab/ha.

Debe colocarse una válvula en los puntos en que exista un ramal de derivación importante.

En poblaciones rurales menores a 2 000 habitantes puede proveerse solo una válvula de entrada a la red de distribución, excepto en los casos en los que se tenga que definir áreas de consumo o zonas de presión diferenciada.

b) Válvulas de purga de aire o ventosa

En los puntos altos de la red y cuando el ángulo formado por una línea horizontal y la tubería sea mayor o igual a 30° debe instalarse una válvula de purga o ventosa a efectos de facilitar la salida de aire.

c) Válvulas de limpieza o desagüe

Deben utilizarse en los puntos bajos de la red. En los puntos terminales más bajos deben disponerse de válvulas de purga. El número de las mismas las determinará el proyectista de acuerdo a las características topográficas del terreno.

Donde existan válvulas de purga deben diseñarse obras necesarias para su adecuado desagüe.

d) Válvulas de retención

Deben colocarse en las tuberías de distribución por bombeo (líneas de impulsión) a efecto de evitar el retroceso del agua, con el consiguiente vaciado del conducto y posibles daños a las bombas.

e) Válvulas reductoras de presión

Deben utilizarse en función a los requerimientos de la red de distribución para cumplir con lo establecido en el punto 9.5.5.

9.5.16 Hidrantes

Los hidrantes para combatir incendios deben instalarse en tuberías de un diámetro mínimo de 75 mm. Deben ubicarse de acuerdo a un estudio específico, con preferencia en lugares próximos a establecimientos públicos e industriales vulnerables a los incendios, a una distancia entre ellos no mayor a 500 m para poblaciones de 10 000 habitantes a 100 000 habitantes y no mayor a 1 000 m para poblaciones mayores a 10 000 habitantes.

Deben ubicarse en puntos estratégicos, esquinas o intersección de calles y sobre la acera acordados con el municipio, el cuerpo de bomberos y estar provistos de una señalización en la que se incluya el diámetro de la tubería a la cual está conectado el hidrante y la distancias respecto a la señalización.

Cada hidrante debe llevar su propia válvula para aislarlo de la red.

9.5.17 Dispositivos y obras complementarias

En las redes de distribución deben considerarse también los siguientes dispositivos y obras complementarias:

- a) Válvulas.
- b) Cámara para válvulas.
- c) Medidores (macro y micro medidores).
- d) Estaciones reductoras de presión
- e) Anclajes.
- f) Estructuras especiales.
- g) Conexiones domiciliarias.
- h) Piletas públicas.

CAPÍTULO 10 - PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA

10.1 DEFINICIÓN

Las plantas potabilizadoras de agua son un conjunto de obras civiles, instalaciones y equipos convenientemente dispuestos para llevar a cabo operaciones y procesos unitarios que permitan obtener aguas con calidad aptas para el consumo humano.

Las plantas de tratamiento tienen por objeto mejorar la calidad del agua no tratada a través de procesos físicos, químicos y biológicos para obtener un producto (agua tratada) que cumpla con los requisitos de la Norma Boliviana NB-512 (Agua Potable - Requisitos).

El proceso de tratamiento puede incluir todas o parte de las siguientes operaciones y procesos unitarios: cribado o cernido, presedimentación, aireación, coagulación, floculación, sedimentación, flotación, filtración, desinfección, fluoración y procesos complementarios como la recarbonatación, corrección del pH, estabilización de solutos, desalinización, precipitación química, intercambio iónico y adsorción para cumplir el objetivo de la unidad de tratamiento. El tratamiento requerido se tomará en función a la calidad de las aguas de las fuentes.

10.2 CONSIDERACIONES GENERALES

El diseño de plantas potabilizadoras debe tomar en consideración aspectos relacionados con el tratamiento de las aguas, la tecnología aplicada, factores de operación y mantenimiento que sean factibles de aplicarse en el medio para el cual se diseña la planta, factores técnico – económicos y financieros que viabilicen la alternativa propuesta y los aspectos ambientales.

10.2.1 Tratamiento de las aguas

El grado y tecnología aplicada al tratamiento de las aguas depende de su origen (subterráneo, superficial o meteórico), principalmente por la calidad físico-química y bacteriológica que presentan al llegar a las instalaciones de tratamiento.

En las aguas subterráneas que cumplen con los requisitos físico – químicos establecidos en la NB 512 (Agua Potable – Requisitos), extraídas de forma segura mediante pozos excavados, pozos semiprofundos, pozos profundos o aguas captadas de manantiales o vertientes, se debe aplicar como único tratamiento la desinfección.

Las aguas de lluvias son aptas para el consumo humano si son captadas, almacenadas y manipuladas adecuadamente. Se debe aplicar un proceso de desinfección previo al consumo humano.

Las aguas superficiales presentan variabilidad en su composición y calidad, por lo que se debe aplicar el concepto multibarrera o múltiple etapa con el objeto de obtener aguas aptas para consumo y uso humano.

El tratamiento en general se debe llevar a cabo en unidades convenientemente dispuestas y cuya tecnología presentará diferentes características según la magnitud del proyecto y el contexto en el que se desarrolla (urbano, periurbano y rural). En las unidades de tratamiento se llevarán a cabo los procesos de transferencia de masa destinados a adicionar elementos y compuestos necesarios para la obtención de la calidad deseada y la remoción de elementos y compuestos indeseables para el consumo humano, a valores indicados en la Norma Boliviana NB 512.

El tratamiento de las aguas con destino a consumo humano debe considerar lo siguiente:

- Los procesos y operaciones de tratamiento.
- La definición de los parámetros de calidad.
- El tipo de fuente (superficial y subterránea).

Debe tomarse en cuenta en las decisiones de selección de los procesos y operaciones de tratamiento de las aguas los siguientes aspectos:

a) La remoción de contaminantes

El agua que no reúna condiciones de potabilidad, debe ser sometida a las operaciones y procesos de tratamiento que permitan la remoción de los contaminantes hasta obtener la calidad establecida en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos). Los procesos requeridos para la remoción de contaminantes se detallan en la **Tabla 1 del Anexo D (Normativo)**.

b) La calidad de las aguas en la fuente de origen

Debe ser tal, que una vez tratadas sean aptas para consumo humano. Se rigen a la clasificación de los GRUPOS I, II, III, IV, y V mostrado en el **Anexo A (Normativo)** de la presente Norma.

c) Los factores de fiabilidad de los procesos

Deben permitir decidir y seleccionar el proceso de tratamiento, en base a experiencias similares o estudios de caso.

Se deben definir los parámetros de calidad que deben ser modificados siendo necesario identificar aquellos parámetros físico-químicos, microbiológicos y radiológicos que exceden los valores establecidos en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos), a través de un proceso de caracterización de las fuentes, diferenciada para la época de estiaje y la de lluvias.

Deben establecerse las características de las fuentes alternativas de agua (superficial y subterránea), si se dispone de ambos recursos como base de la toma de decisiones técnico - económicas, analizando ventajas y desventajas que ofrezcan cada una de las alternativas.

10.2.2. Tecnología aplicada

Se debe seleccionar la tecnología a partir de un análisis de predicción de calidad y de tratabilidad del agua, éste análisis es realizado a través de plantas piloto construidas específicamente para cada caso particular o modelos a escala de laboratorio (prueba de jarras), de manera tal que, se alcance el propósito del tratamiento y se obtenga un producto (agua tratada) de calidad aceptable a costo razonable.

En el caso de que el tratamiento del agua no requiera el uso de sustancias químicas, la tecnología debe ser seleccionada en base a lo establecido en el Capítulo 12 de la presente Norma.

El tratamiento en lo posible debe incluir tecnología simple, minimizando o evitando los productos químicos y equipos mecánicos, como base de la preservación de la salud, la minimización de costos y el aseguramiento de la sostenibilidad.

La solución tecnológica debe ser conocida, comprendida y aceptada por los beneficiarios y en su caso deberá participar en las decisiones que le compete, a objeto de garantizar la sostenibilidad del sistema adoptado a través de la capacidad y voluntad de pago por el beneficio de recibir agua de calidad aceptable.

10.2.3 Operación y mantenimiento de la plantas

El diseño de sistemas de tratamiento debe incluir manuales de operación y mantenimiento, especificaciones técnicas de materiales y equipos, planos a detalle, para asegurar óptimo desempeño y su sostenibilidad en el tiempo.

Los sistemas de tratamiento deben incluir un análisis de vulnerabilidad ante eventos provocados por el hombre o por la naturaleza (desastres naturales) que afecten la calidad de la materia prima (agua) y su infraestructura y proponer las medidas de mitigación para cada caso particular.

10.2.4 Aspectos técnico - económicos y financieros

La selección de la alternativa de tratamiento debe efectuarse mediante un análisis de costo-beneficio tomando en cuenta los costos de inversión, operación y mantenimiento, cumpliendo la calidad exigida en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos).

10.2.5 Aspectos ambientales

El diseño de los sistemas de tratamiento debe tomar en consideración aspectos ambientales a tiempo de disponer del recurso hídrico para destinarlo a consumo humano, en cantidad tal que no afecte el equilibrio ecológico.

Las plantas potabilizadoras deberán ubicarse de manera tal que no produzcan alteraciones ambientales a tiempo de construirlas, operarlas y mantenerlas.

Los residuos generados por las plantas no deben afectar el medio ambiente, por lo que el proyectista a tiempo de diseñar el sistema de tratamiento y disposición final, seleccionará la tecnología adecuada.

10.3 DEMANDA DE AGUA

Debe determinarse la demanda de agua de manera tal que queden satisfechas las demandas de los usuarios, a partir de estudios específicos realizados en cada categoría. Los usuarios a considerar serán: el doméstico, comercial, industrial y público.

10.4 PERIODO DE DISEÑO

Debe adoptarse en base al crecimiento poblacional, aspectos técnicos, económicos, financieros y periodo de vida de varios componentes de las obras civiles y equipos.

Para instalaciones con capacidad de tratamiento mayor a 1,0 m³/s, el periodo de diseño será de 20 a 30 años.

Para instalaciones con capacidad de tratamiento menor a 1,0 m³/s, el periodo de diseño será de 15 a 20 años.

Para instalaciones que correspondan al concepto de tecnología apropiada será de 5 a 10 años; excepcionalmente de 15 a 20 años, justificada por el projectista.

El projectista debe justificar el periodo de diseño según las características poblacionales y los contextos socio – económicos y financieros del proyecto.

10.5 UBICACIÓN DE LAS PLANTAS POTABILIZADORAS

Las plantas de tratamiento de agua se deben ubicar tomando en cuenta los siguientes factores técnicos, socio - económicos y ambientales:

- Topografía del terreno.
- Resistencia y capacidad portante del terreno.
- Profundidad del nivel freático.
- Facilidad de llegada del agua no tratada.
- Accesibilidad a los servicios públicos de energía eléctrica y alcantarillado.
- Distancias a principales vías de comunicación.
- Proximidad a suministro de insumos para la construcción, operación y mantenimiento.

10.6 CAPACIDAD NOMINAL DE DISEÑO DE LAS PLANTAS

La capacidad nominal de diseño de la plantas, corresponde al caudal de la demanda máxima diaria proyectada para el periodo de diseño.

El agua empleada en la planta y las pérdidas de la misma por diferentes circunstancias, no están incluidas en la capacidad nominal. En caso de no contar con un sistema de recirculación de las aguas de lavado y limpieza, se incrementará la capacidad nominal en un 3.5% - 7%, para compensar los consumos y pérdidas de la planta.

10.7 ETAPAS O FASES DEL PROYECTO

Las plantas potabilizadoras de agua podrán ser construidas en etapas o en fases para que los costos de operación de la planta no sean elevados y sus componentes subutilizados.

10.8 LÍNEAS DE TRATAMIENTO

La línea de tratamiento es el conjunto de unidades capaces de lograr el tratamiento completo del agua. Su número se seleccionará en consideración a la flexibilidad de operación, mantenimiento y capacidad de cada unidad de proceso.

10.9 MEDICIÓN DE CAUDALES

La medición de caudales en las plantas de tratamiento debe realizarse al ingreso y a la salida de las instalaciones con los dispositivos adecuados al tamaño y ámbito de la planta. Para instalaciones con caudales menores a 1,0 m³/s preferentemente se utilizarán medidores hidráulicos. Para instalaciones con caudales mayores a 1,0 m³/s, podrán utilizarse electromecánicos o sistemas automatizados.

10.10 REGULADORES DE RÉGIMEN HIDRÁULICO

Se debe disponer de reguladores de régimen hidráulico toda vez que se determine flujos de alta carga hidráulica y régimen turbulento. Se ubicará en el ingreso a la planta potabilizadora de agua.

En caso necesario estos dispositivos deben repartir los caudales equitativamente a través de dispositivos manuales o automáticos.

Los reguladores de régimen hidráulico deben prever el ingreso de los caudales punta.

10.11 OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS EN PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA

La aplicación de operaciones y procesos unitarios, permitirán la potabilización de las aguas a los niveles exigidos en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos).

Los procesos de transferencia de fase empleados en el tratamiento del agua para el consumo humano son: transferencia de sólidos, iones, gases y molecular o de nutrientes. Complementariamente y de acuerdo a las necesidades se debe realizar el proceso de estabilización de solutos, desalinización, fluoruración o defloruración y cloración o decloración.

10.11.1 Transferencia de sólidos

Comprende el cribado o cernido, desarenación, sedimentación, flotación, prefiltración y filtración.

a) Cribado o cernido; Se debe llevar cabo a través de rejas o tamices que retienen los sólidos de tamaño mayor a la separación de las barras o mallas tamizadoras.

Rejas de limpieza manual

Deben ser construidas con barrotes rectos de acero, a veces verticales o inclinados con ángulos de 60 y 80 ° sobre la horizontal, especialmente construidas en plantas alimentadas por aguas superficiales.

Rejas de limpieza mecánica

Deben ser construidas según requerimientos de caudal, profundidades de canal, ancho del canal, debiendo referirse específicamente al fabricante en caso de utilizarlas.

Parámetros de diseño:

Velocidad de paso

La velocidad media de paso entre barrotes será de 0,60 m/s a 1,0 m/s para caudal mínimo y de 1,20 m/s a 1,40 m/s para caudal máximo.

Pérdida de carga

La pérdida de carga debe ser de 0,05 m para caudal mínimo y de 0,15 m para caudal máximo

Dimensionamiento:

Cribado fino, con separación entre barras	3 mm a 10 mm
Cribado medio, con separación entre barras	10 mm a 25 mm
Cribado grueso, con separación entre barras	30 mm a 100 mm

b) Sedimentación; Se debe llevar a cabo en desarenadores, presedimentadores y decantadores donde se promueve la remoción de partículas en suspensión más densas que el agua.

i) Desarenadores

Tienen por objeto extraer del agua cruda, la gravilla, arena y partículas minerales más o menos finas.

El desarenado se refiere a partículas mayores a 200 micrómetros (0,2 mm) y peso específico de 2 650 kg/m³

Parámetros de diseño:

El dimensionamiento de las unidades debe estar en función de la velocidad de sedimentación V_s y la velocidad de escurrimiento horizontal V_h , Se verificará que la velocidad de resuspensión V_a sea mayor a la velocidad horizontal V_h .

Carga superficial

La velocidad de sedimentación V_s se expresa generalmente como carga superficial (q)

Velocidad de sedimentación

Se pueden tomar como base los valores de carga superficial de la **Tabla 10.1** y **10. 2**, válidos en sedimentación libre, para partículas de peso específico 2 650 kg/m³.

Tabla 10.1. Cargas superficiales en desarenadores

d (mm)	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	5	10
Vc (mm/s)	2	7	23	40	56	72	150	270	350	470	740
Vc' (mm/s)	0	5	17	30	40	50	110	210	260	330	-
Vc'' (mm/s)	0	0	16	30	45	60	130	250	330	450	650
VI (mm/s)	150	200	270	320	380	420	600	830	1000	1300	1900

Vc = Velocidad de sedimentación para un fluido de velocidad horizontal nula
 Vc' = Velocidad de sedimentación para un fluido de velocidad horizontal igual a VI
 Vc'' = Velocidad de sedimentación para un fluido de velocidad horizontal igual a 0.30 m/s.
 VI = Velocidad de sedimentación crítica de arrastre de la partícula depositada.
 (Fuente: Degremont; 1974).

Tabla 10.2. Cargas superficiales según Hazen

Diámetro partícula (mm)	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,15	0,10
Velocidad de sedimentación (mm/s)	100	83	63	53	42	32	21	15	8

Velocidad de sedimentación crítica

La velocidad de sedimentación crítica V_{sc} corresponde a una velocidad minorada por factores tales como: gradientes de temperatura (ambiente y agua), cortocircuitos, zonas muertas, deficiencias en los dispositivos de entrada y salida. Se debe considerar un factor minorante "f" que varía de 10 al 30 % ($f = 1,1$ a $1,3$)

$$V_{sc} = \frac{V_s}{f}$$

Velocidad de escurrimiento horizontal

La velocidad horizontal V_h debe estar en el rango de 0,30 m/s a 0,40 m/s con periodos de retención de 30 s a 120 s que permiten la sedimentación de las partículas de arena.

$$V_h = \frac{Q}{B * H}$$

Donde: V_h Velocidad de escurrimiento horizontal en m/
 Q Caudal de diseño en m^3/s
 B Ancho del desarenador en m
 H Profundidad del desarenador en m

Velocidad de resuspensión

Para evitar la resuspensión de las partículas, la velocidad de arrastre V_a debe ser mayor que la velocidad horizontal V_h .

Dimensionamiento:

Superficie del desarenador

$$q = \frac{Q}{A_s} ; A_s = B * L$$

Donde: q Carga superficial adoptada en m^3/m^2s
 Q Caudal de diseño en m^3/s
 A_s Área superficial en m^2
 B Ancho del desarenador en m
 Recomendable: 0,60 m (mínimo)
 L Largo del desarenador en m

$$\text{Relación largo – ancho: } \frac{L}{B} = 7 \text{ a } 12$$

Profundidad del desarenador

$$H = \frac{Q}{B * V_h}$$

Donde: H Profundidad del desarenador en m
 Recomendable: 0,50 m (mínimo)
 Q Caudal de diseño en m³/s
 B Ancho del desarenador en m
 V_h Velocidad de escurrimiento horizontal en m/s

Relación largo – alto: $\frac{L}{H} = 15$ a 22,5

Se debe cumplir que:

$$L / H = V_h / V_{sc}$$

ii) Presedimentadores

Son unidades de pretratamiento que tienen por objeto separar las partículas sólidas de un líquido; estas partículas no deben ser de origen coloidal. Los diámetros están comprendidos entre 0,01 mm y 0,20 mm.

Parámetros de diseño

Se toma en consideración las partículas discretas, el escurrimiento horizontal V_h, la velocidad de sedimentación V_s (velocidad de sedimentación crítica V_{sc}), el tiempo de retención y la carga lineal de los vertederos. Véase **Tabla 10.3**.

Tabla 10.3. Parámetros de diseño

Parámetro de diseño	Unidades	Valores
Tiempo de retención	Horas	1,5 - 3,0
Carga superficial	m ³ /m ² d (mm/s)	24,2 – 60,5 (0,28 – 0,70)
Velocidad horizontal	mm/s	<10
Carga lineal de vertederos	Litros/ m s	<10

Fuente: Sedimentación; Huisman 1992

Dimensionamiento:

Superficie del presedimentador

$$q = \frac{Q}{A_s} ; A_s = B * L$$

Donde: q Carga superficial adoptada en m³/m²s
 Q Caudal de diseño en m³/s
 A_s Área superficial en m²
 B Ancho del desarenador en m
 Recomendable: 0,60 m (mínimo)
 L Largo del desarenador en m

Relación largo – ancho: $\frac{L}{B} = 4$ a 8

Profundidad del presedimentador

$$H = \frac{Q}{B * V_h} ; t = \frac{V}{Q} ; H = \frac{Q * t}{A_s}$$

Donde:

H	Profundidad del presedimentador en m Recomendable (3 m a 5 m)
Q	Caudal de diseño en m ³ /s
B	Ancho del presedimentador en m
V _h	Velocidad de escurrimiento horizontal en m/s
t	Tiempo de retención en segundos en s
V	Volumen del presedimentador en m ³
A _s	Área superficial en m ²

iii) Sedimentadores de alta tasa

Las Unidades de sedimentación de alta tasa son de alta eficiencia y de poca profundidad con relación a los sedimentadores clásicos. Se realiza en elementos poco profundos; placas planas paralelas, placas onduladas paralelas, módulos tubulares, de sección cuadrada, hexagonal, octogonal y otras, colocados en los tanques, presentando en cada caso eficiencias particulares. Los tiempos de retención son cortos (15 minutos)

Sedimentadores de flujo ascendente

Unidades de tratamiento en las cuales el flujo de agua atraviesa a los elementos insertos en forma ascendente.

Sedimentadores de flujo descendente

Unidades de tratamiento en las cuales el flujo atraviesa a los elementos insertos en forma descendente.

Parámetros de diseño

Tanto para sedimentadores de flujo ascendente como descendente, se aplican las mismas relaciones

Dimensionamiento

Número de Reynolds

El número de Reynolds debe ser menor a 500 para garantizar el flujo en transición.

$$Re = \frac{V_o * d}{\nu} ; \nu = \frac{497 * 10^{-6}}{(T + 42.5)^{1.5}}$$

Donde:

Re	Número de Reynolds (adimensional)
v _o	Velocidad promedio del fluido en el sedimentador en m/d
d	Ancho del conducto o espaciamiento entre placas en m
ν	Viscosidad cinemática en m ² /s
T	temperatura del agua en °C

Tiempo de retención: El tiempo de retención es de 3 a 6 minutos en los sedimentadores de tubos y de 15 a 25 minutos en sedimentadores de placas.

$$t = \frac{l}{V_o}$$

Donde: t tiempo de retención en min
 l longitud recorrida a través del elemento (tubo, placa) en m
 V_o Velocidad promedio del fluido en el sedimentador en m/min

Velocidad crítica de sedimentación:

$$V_{sc} = \frac{S_c V_o}{\text{Sen}\theta + L_c \text{Cos}\theta}$$

$$L_c = L - L' \quad ; \quad L = \frac{l}{d} \quad ; \quad L' = 0,013 * Re$$

Donde: V_{sc} velocidad crítica de asentamiento o carga superficial de sedimentación de alta tasa
 V_o Velocidad promedio del fluido en el elemento de sedimentación de alta tasa o carga superficial en el área de sedimentación de alta tasa
 θ Angulo de inclinación del elemento de sedimentación de alta tasa
 S_c Parámetro característico; igual a 1,0 para sedimentadores de placas paralelas
 S_c Parámetro característico; igual a 4/3 para tubos de sección circular
 S_c Parámetro característico; igual a 11/8 para conductos de sección cuadrada

El valor de S_c para sedimentadores de placas paralelas es 1,0. Cualquier partícula suspendida con un valor mayor o igual a 1,0 en un sedimentador de placas paralelas será removida.

L_c Longitud relativa del sedimentador de alta tasa en flujo laminar, corregida en la longitud de transición L' (adimensional)
 L Longitud relativa del sedimentador (adimensional)
 l longitud recorrida a través del elemento (tubo, placa) en m
 d Ancho del conducto o espaciamiento entre placas en m
 Re Número de Reynolds (adimensional)
 θ Angulo de inclinación del elemento de sedimentación de alta tasa

Velocidad promedio de flujo entre placas

$$V_o = \frac{Q}{A * \text{Sen}\theta}$$

Donde: V_o Velocidad promedio de flujo entre placas en m/s
 Q Caudal de diseño en m³/s
 A Área superficial en m²
 θ Angulo de inclinación del elemento de sedimentación de alta tasa

Carga superficial

$$CS = \frac{Q}{A} \quad ; \quad A = \frac{Q}{CS}$$

Donde: CS Carga superficial de sedimentación en m³/m²d
 Q Caudal de diseño en m³/d
 A Área superficial en m²

El valor de la carga superficial CS debe obtenerse en laboratorio o pruebas de campo y cuyo valor tendrá relación con un valor de eficiencia remocional deseable o la máxima turbiedad admisible por las unidades de filtración (razonable hasta 10 UNT).

El valor V_{sc} es comparable con la carga convencional superficial de diseño que para floculos de sulfato de aluminio que es de 14 – 22 m/d

Longitud de sedimentación

$$L_s = \frac{A}{b}$$

Donde: L_s Longitud de sedimentación en m
 A Área superficial en m²
 b Ancho del sedimentador en m; asumido por el proyectista en función al ancho de placas.

Número de placas por módulo

$$N = \frac{L_s \text{ Sen}\theta + d}{d + e}$$

Donde: N Número de placas por módulo
 L_s Longitud de sedimentación en m
 θ Ángulo de inclinación de las placas en (°)
 d Separación entre placas en m
 e Espesor de las placas en m

c) Flotación; Se debe llevar cabo en tanques con sistemas de aire a presión incorporado que promueve que los sólidos con densidades menores a la del agua asciendan a la superficie de la unidad de donde son retirados por desnatado, utilizándose en algunos casos agentes de flotación (microburbujas de aire).

Dimensionamiento:

Profundidad del tanque: 1.5 m
 Tasa de rebose: 8 a 12 m/h (depende del agua tratada)

Inclinación del baffle: 60 ° (con la horizontal)
 Área de tanques: mayores a 80 m² (operacionales)
 Tiempo de retención: 5 a 15 minutos (depende de la carga superficial y la profundidad del tanque).

d) Prefiltración y Filtración; Se debe llevar a cabo en unidades que promuevan la remoción de sólidos en suspensión por medio del paso del agua a través de un medio poroso, normalmente grava y arena, en el que actúan mecanismos de remoción según las características del proceso; sin uso de químicos (Filtración Múltiple Etapa - FiME); Filtración Gruesa, Dinámica FGD_i, Filtración Gruesa Ascendente FGA, Filtración Gruesa Descendente FGD (filtración lenta) y con uso de químicos (tratamiento convencional); filtración rápida de tasa constante y tasa declinante.

La selección de los procesos de tratamiento del Sistema de Filtración de Múltiples Etapas, según la calidad del agua, son los señalados en la **Tabla 10.4**.

Tabla 10.4. Guía de selección de los procesos de tratamiento en sistema de Filtración de Múltiples Etapas

Etapa de tratamiento y distribución	Turbidez			Coliformes termorresistentes o E. Coli		
	Eficiencia de remoción (%) [*]	Valor promedio U.N.T.	Valor máximo recomendable U.N.T.	Eficiencia de remoción (%) [*]	Valor promedio U.F.C./100 ml.	Valor máximo U.F.C./100 ml.
Sedimentación o filtro grueso dinámico	50	60	600	50	1 000	10 000
Prefiltración (gruesa en 3 etapas)	80	30	300	90	500	5 000
Filtración lenta en arena	>90	6	60	95	50	500
Desinfección	N.A. [*]	<1	< 5	> 99,99	< 3	25
Agua tratada en el sistema de distribución (red)	N.A. [*]	<1	< 5	N.A. [*]	< 1	< 1

^{*} Remociones esperadas en cada etapa para cumplir los objetivos del tratamiento.

Fuente: Barry Lloyd, Gerardo Galvis, Rafael Eurovique

N.A.: No aplicable.

Adaptado de: Filtración en Múltiples etapas CINARA – IRC; 1999

Filtración Gruesa Dinámica (FGDi)

Este sistema consiste básicamente de dos o más módulos operados paralelamente con flujo descendente donde cada unidad es empacada con lechos de grava de tamaño variable en el rango de grueso en el fondo y a fino en la superficie.

Cámara de filtración

Es la zona donde se realiza el proceso de tratamiento, normalmente la altura total del filtro es de 0,70 m, con paredes verticales construidas en mampostería o concreto reforzado.

Lechos filtrantes y de soporte

El medio filtrante está conformado por tres capas de grava con tamaños que varían entre 3,0 y 25,0 mm. La grava de fondo como la intermedia funcionan como lechos de soporte, el tamaño de la grava del lecho de soporte, varía según el tamaño de la grava superficial y del diámetro de los orificios del múltiple recolector.

Parámetros de diseño

Los parámetros recomendados por Cinara – IRC, tomando como base su trabajo a nivel de planta piloto, señala conservar la estratificación propuesta en la **Tabla 10.5**, en la cual indica las guías de diseño para filtros gruesos dinámicos.

Tabla 10.5. Guías de diseño para Filtros Gruesos Dinámicos

Criterio	Valores recomendados
Período de diseño (años)	8 – 12
Período de operación (h/d) (*)	24
Velocidad de filtración (m/h)	2 – 3
Número mínimo de unidades en paralelo	2
Área de filtración por unidad (m ²)	< 10
Velocidad superficial del flujo durante el lavado superficial (m/s)	0.15 – 0.3
Lecho filtrante:	
Longitud (m)	0.6
Tamaño de gravas (mm)	Según Tabla 10.6
Altura de vertedero de rebose (m) (**)	0.03 – 0.05

(*) En estaciones de bombeo de agua con periodos de operación inferiores a 24 h/d, se recomienda proyectar un almacenamiento de agua cruda, a partir del cual se suministre agua de manera continua al FGDi y demás componentes del FiME.

(**) Medidos a partir del lecho superficial de grava fina.

Se recomienda áreas superficiales entre 3,0 y 5,0 m² y profundidades entre 0,20 y 0,40 m., siendo que sus dimensiones deben ser tales que faciliten el desplazamiento y maniobrabilidad del operador.

Tabla 10.6. Especificaciones del lecho filtrante recomendado para Filtros Gruesos Dinámicos

Posición en la Unidad	Espesor de la Capa (m)	Tamaño de Grava (mm)
Superior	0.20	3.0 – 6.0
Intermedio	0.20	6.0 – 13.0
Inferior, fondo	0.20	13.0 – 25.0

Eficiencia de Remoción

Está orientado a reducir la concentración de material suspendido, como la remoción de parámetros microbiológicos y fisicoquímicos. Véase la **Tabla 10.7** en la cual se establecen los parámetros y la reducción típica para filtros gruesos dinámicos.

Tabla 10.7. Eficiencia remocional

Parámetro	Reducción típica
Sólidos Suspendidos	Entre el 70 y el 80 %, con fuentes en el rango de 10 a 200 mg/l
Turbiedad	Entre 30 y el 50 % en fuentes de zona plana. En fuentes de ladera, la remoción fue aproximada al 50%. La eficiencia de remoción es afectada por la naturaleza, tamaño y distribución de las partículas.
Color Real	Entre 10 y 25 %, con fuentes en el rango entre 15 y 20 UPC.
Hierro, Manganeseo	Entre 40 y 70 % como hierro total y entre el 40 y 60 % para manganeseo.
Coliformes Termorresistentes	Entre 50 y 80 %, para niveles de Coliformes Termorresistentes en el agua cruda en el rango 2 000 a 100 000 UFC/100 ml y sólidos suspendidos entre 10 y 50 mg/l

Dimensionamiento

El área superficial de la unidad A_s en m^2 .

$$A_s = \frac{Q_d}{V_f} = b * l \quad A_s < 10 \text{ m}^2 \text{ por cada módulo}$$

Donde: Q_d Caudal de diseño en m^3/h
 V_f Velocidad de filtración seleccionada en m/h
 b Ancho en m
 l Largo en m

El ancho de la unidad es un parámetro que depende de la velocidad superficial V_s que varía entre 0,15 (cuando predominan limos y material orgánico) y superiores a 0,2 m/s (cuando predominan arenas y arcillas).

Se calculará el largo en m , por la siguiente relación.

$$l = \frac{A_s}{b}$$

Filtración Gruesa Ascendente (FGA)

Es un sistema conformado por una sola unidad, Filtración Gruesa Ascendente en Capas (FGAC), ésta es empacada con lechos de grava de diferente tamaño en el rango de gruesa en el fondo, a fina en la superficie.

Este sistema tiene como ventaja favorecer en la acumulación de sólidos en el fondo del filtro, donde se encuentra localizado el sistema de drenaje

Cámaras de filtración

La altura total del filtro está determinada por la altura del lecho de grava, Esta altura debe estar en el rango de 1,1 a 1,5 m. Se debe construir con concreto reforzado.

Lechos filtrantes y de soporte

Consiste de 5 capas de grava con tamaños diferentes, variando entre 25 y 1,6 mm en la dirección del flujo y distribuidas en 1,2 ó 3 compartimentos.

La capa de grava de 0,20 a 0,40 m en contacto con el sistema de drenaje, constituyen el lecho de soporte.

Parámetros de diseño.

Los parámetros recomendados por Cinara – IRC, están basados en la experiencia con unidades experimentales y plantas a escala real. La **Tabla 10.8** contiene los criterios, los cuales son guías de diseño para filtros gruesos ascendentes.

Tabla 10.8. Guías de diseño para filtros gruesos ascendentes

Criterio	Valores recomendados
Período de diseño (años)	8 – 12
Período de operación (h/d) (*)	24
Velocidad de filtración (m/h)	0,3 – 0,6
Número mínimo de unidades en serie	
- FGAC	1
- FGAS	2 – 3
Área de filtración por unidad (m ²)	< 20
Lecho filtrante:	
Longitud total (m)	
- FGAC	0,6 – 0,90
- FGAS	1,15 – 2,35
Tamaño (mm)	Según Tabla 10.9
Lecho de soporte total	
- Longitud (m)	0,30 – 1,25
- Tamaño (mm)	Según Tabla 10.9
Altura del sobrenadante de agua (m)	0,10 – 0,20
Carga estática mínima de agua para lavado en contra flujo (m)	3,0

Tabla 10.9. Lecho filtrante recomendado para Filtros Gruesos Ascendentes

Tamaño de grava (mm)	Altura (m)					
	FGAC	FGAS 2		FGAS3		
		1	2	1	2	3
19 - 25	0,30*	0,30*		0,30*	0,20*	
13 - 19	0,20 - 0,30	0,30 - 0,45	0,20*	0,15	0,15*	0,15*
6 - 13	0,15 - 0,20	0,30 - 0,45	0,15*	0,45 - 0,75	0,15*	0,15*
3 - 6	0,15 - 0,20		0,30 - 0,45		0,40 - 0,70	0,15*
1,6 - 3	0,10 - 0,20		0,25 - 0,40			0,45 - 0,75
Total (m)						
Soporte	0,30	0,30	0,35	0,30	0,50	0,45
Lecho Filtrante	0,60 - 0,90	0,60 - 0,90	0,55 - 0,85	0,60 - 0,90	0,40 - 0,70	0,45 - 0,75

* Lecho soporte

FGAS2: Filtración Gruesa Ascendente en Serie de 2 Etapas

FGAS3: Filtración Gruesa Ascendente en Serie de 3 Etapas

Eficiencia de Remoción

Los filtros gruesos de flujo ascendente constituyen la segunda etapa de tratamiento, orientada a minimizar el número de partículas gruesas y a disminuir la concentración de las más pequeñas. Véase la **Tabla 10.10** en la cual se establecen los parámetros y la reducción típica para estos filtros.

Tabla 10.10. Eficiencias típicas de tratamiento por Filtros Gruesos Ascendentes

Parámetro	Reducción típica
Sólidos Suspendidos	Alcanza hasta el 95%; 90 % es el valor comúnmente reportado en fuentes con altos contenidos de materia suspendido (50 a 200 mg/l), en fuentes con material suspendido en el rango entre 5 50 mg/l, se reporta remociones del 50 al 90 %
Turbiedad	Entre 50 y 80 % en fuentes superficiales de valle, siendo mayores para los FGAS en fuentes superficiales de ladera, la remoción esta en el rango de 50 y 90 %
Color Real	Entre 20 y 50 %
Hierro, Manganeseo	Alrededor del 50 %
Coliformes Termorresistentes	Reducciones entre 0.65 y 2.5 Unidades Log siendo mayor para FGAS, tratando con contaminación bacteriológica de 20 000 a 100 000 UFC/100 ml y contenidos de sólidos suspendidos entre 20 y 200 mg/l. La menor eficiencia se presentó con fuentes de calidad bacteriológica entre 500 y 20 000 UFC/100 ml

Filtración Gruesa Descendente (FGD)

Corresponde a una serie de 3 compartimientos, cuyos parámetros y valores recomendados se encuentran en la **Tabla 10.11**

Tabla 10.11. Guías de diseño para Filtros Gruesos Descendentes

Parámetro	Valores recomendados
Periodo de operación	24 h/d
Velocidad de filtración	0,3 – 1,0 m/h
Velocidad de drenaje	20 m/h (mínimo)
Altura del medio filtrante	0,9 – 1.2 m (máximo 1.5 m)
Pérdida de carga inicial	0,1 (con filtro limpio)
Pérdida de carga final	0,3 (máxima)
Medio filtrante grueso	25 – 19 mm Primer compartimiento 19 – 13 mm Segundo compartimiento 13 – 4 mm Tercer compartimiento 2 mm (aguas con material coloidal y niveles de contaminación bacteriológica)

Sandec (1998)

Eficiencia de Remoción

Experiencias de campo muestran eficiencias similares a la de los filtros ascendentes

Filtración Gruesa Horizontal

Las unidades pueden construirse con 2 o 3 compartimientos de lecho granular de mayor a menor gradación en dirección longitudinal. Los parámetros y valores recomendados para su diseño se encuentran en la **Tabla 10.12**.

Tabla 10.12. Guías de diseño para Filtros Gruesos Horizontales en serie

Parámetro	Valores recomendados
Periodo de operación	24 h/d
Velocidad de filtración	0,3 – 1,5 m/h
Velocidad de drenaje	20 m/h (mínimo)
Altura del medio filtrante	0,8 – 1.2 m
Pérdida de carga $L_{1,2,3}$	5 - 7 m
Pérdida de carga final	0,3 (máxima)
Medio filtrante grueso	25 – 19 mm Primer compartimiento 19 – 13 mm Segundo compartimiento 13 – 4 mm Tercer compartimiento

Sandec (1995)

Eficiencia de Remoción

La eficiencia remocional de un Filtro Grueso horizontal depende del nivel de operación y mantenimiento dado a la unidad. La reducción de turbiedad puede variar desde un 70 hasta un 95 %. La eficiencia en términos de E Coli puede alcanzar hasta un 95%.

Filtración Lenta en Arena (FLA)

Son unidades de baja velocidad de filtración que no requieren sustancias químicas y permiten reducir virus, bacterias, protozoarios o huevos de nemátodos dañinos para la salud pública. Se reduce materia fina orgánica e inorgánica, la cual es retenida en el lecho de arena. Compuestos orgánicos disueltos son más o menos degradados, dependiendo de su naturaleza.

Caja de filtración y estructuras de entrada

La altura total del FLA puede oscilar entre 1,80 m y 2,10 m, dependiendo del espesor de la capa de arena, la altura sobrenadante y del sistema de drenaje empleado. La altura del sistema de drenaje está alrededor de 0,25 m y puede alcanzar hasta 0,50 m.

La estructura de entrada (cámara de entrada), debe permitir el control del caudal afluente, disipar energía, distribuir flujo y verter excesos.

En la cámara de 0,8 x 0,8 m y 1,0 m de profundidad; la velocidad de paso del agua a través de la ventana debe ser inferior a 0,10 m/s.

Lecho filtrante.

El Tamaño de los granos se debe determinar con base en el diámetro efectivo, d_{10} , y su distribución granulométrica, por el coeficiente de uniformidad C_u . El d_{10} es la abertura del tamiz a través del cual pasa el 10% (en peso) de los granos.

El C_u es igual a la relación d_{60}/d_{10} . Se recomienda arena relativamente fina con diámetro efectivo entre 0,15 y 0,30 mm y coeficiente de uniformidad menor de 5 y preferiblemente entre 2,0 y 4,0.

Capa de agua sobrenadante

En un filtro con control a la entrada, la carga inicial es cercana a 0,05 m, valor que gradualmente se incrementa hasta alcanzar el nivel máximo, oscilando entre 0,60 y 0,80 m.

Capas de grava:

Espesor:	0,10 – 0,15 m
Tamaño efectivo:	9 – 19 mm

Espesor:	0,05 m
Tamaño efectivo:	2 – 9 mm

Capa de Arena Gruesa:

Espesor:	0,05 m
Tamaño efectivo:	0,15 – 0,30 mm

Criterios de diseño

Existen diferentes criterios de diseño en base a la experiencia de autores y países. Véase **Tabla 10.13**.

Tabla 10.13. Criterios de diseño recomendados por autores y países

Criterio de diseño	Recomendación			
	Huisman and Wood (1974)	Ten States Standards (1987)	Visscher et al. USA (1987)	Cinara, IRC (1997) Colombia
Período de diseño (años)	n.e.	n.e.	10 - 15	8 – 12
Período de operación (h/d)	24	n.e.	24	24
Velocidad de filtración (m/h)	0,1-0,4	0,08-0,24	0,1-0,2	0,1-0,3
Altura de arena (m)				
Inicial	1,2	0,8	0,9	0,8
Mínima	0,7	n.e.	0,5	0,5
Diámetro efectivo (mm)	0.15-0.30	0.15-0.35	0.30-0.45	0.15-0.30
Coefficiente de uniformidad				
Aceptable	<3	≤2.5	<5	<4
Deseable	<2	n.e.	<3	<2
Altura del lecho de soporte incluye drenaje (m)	n.e.	0,4-0,6	0,3-0,5	0,25
Altura de agua sobrenadante (m)	1-1,5	0,9	1	0,75 (*)
Borde libre (m)	0,2-0,3	n.e.	0,1	0,1
Área superficial máxima por módulo (m ²)	n.e.	n.e.	<200	<100

(*) Con desarrollo exponencial en la pérdida de carga en estudios a nivel piloto

n.e.: no especificado.

Determinación del número de módulos de filtración

$$n = 0.5 * \sqrt[3]{A}$$

Donde: n número total de unidades rectangulares operando en paralelo.
 A área superficial total en m²

Dimensionamiento de módulos de filtración

$$L_{tp} = 2 * n [\pi A]^{0.5}$$

Donde: L_{tp} Longitud total de pared en m
 n Número total de unidades de filtración
 A Área superficial de cada unidad en m²
 π Número Pi = 3,1416

$$L_{tp} = 2 * n * b + a * (n + 1)$$

L_{tp} Longitud total de pared en m
 n Número total de unidades de filtración
 b Ancho de la unidad en m
 a Longitud de pared común por unidad en m

$$a = \left(\frac{2 * n * A}{n + 1} \right)^{0,5} \quad b = \left(\frac{(n + 1) * A}{2 * n} \right)^{0,5}$$

Donde: a Longitud de pared común por unidad en m
 A Área superficial total en m²
 n Número de unidades
 b Ancho de la unidad en m

Selección del sistema de tratamiento

La selección del sistema de tratamiento se basa en la interrelación de los parámetros: turbiedad (UNT), color verdadero (UCV) y la concentración de Coliformes Termoresistentes (UFC/ 100 ml) presentes en las aguas crudas. **La Tabla 10.14** muestra los criterios de selección.

Tabla 10.14. Criterios para la selección del sistema de tratamiento del agua por Filtración en Múltiples Etapas FiME (1)

Coliformes Termorresistentes (UFC/100 ml)	Turbiedad (UNT)	< 10	10 – 20	20 – 50	50 – 70 ⁽²⁾
	Color Real (UC)	< 20	20 – 30	30 – 40	30 – 40 ⁽²⁾
< 500		Sin FGA (B)	FGAC _(0,6) (M)	FGAC _(0,45) (A)	FGAS3 _(0,3) (A)
500 – 10 000		FGAC _(0,6) (M)	FGAC _(0,6) (M)	FGAC _(0,45) (A)	FGAS3 _(0,3) (A)
10 000 – 20 000 ⁽²⁾		FGAC _(0,6) (A)	FGAC _(0,45) (A)	FGAC _(0,45) (A)	FGAS3 _(0,3) (A)

FGA: Filtración Gruesa Ascendente

FGAC: Filtración Gruesa Ascendente en Capas

FGAS3: Filtración Gruesa Ascendente en Serie de 3 Etapas

(1) Todas las opciones de pretratamiento inclusive aquella sin FGA, incluye dentro de sus componentes de tratamiento, FGD_i con velocidad de filtración 2,0 m/h y FLA con velocidad 0,15 m/h. (El Subíndice del pretratamiento indica la velocidad de filtración recomendada en m/h).

(2) Para valores superiores a 70 UNT; 20 000 UFC/100 ml o 40 UC, se recomienda realizar estudio en planta piloto.

Clasificación de fuentes según rango de calidad (concentraciones)

Baja **(B)**

Media **(M)**

Alta **(A)**

Fuente: Cinara (1999)

Filtración Rápida en Arena (FRA) (Tasa constante)

Tasa de filtración

La tasa de filtración debe obtenerse de laboratorio mediante ensayos en columna de filtración que permitan verificar las eficiencias remocionales de los parámetros que se desean tratar a partir de la variación de alturas de lecho, combinación de material granular, granulometrías y alturas de sobrenadante. Al disponer de columnas de ensayo o filtros piloto la tasa a adoptarse será:

$$V_f: 120 - 600 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$$

De no ser posible acceder a ensayos de columna de filtración o filtros piloto, las tasas máximas de filtración serán:

Para filtro con medio simple (arena): 180 m³/m²d
 Para filtro con medio dual (arena y antracita): 360 m³/m²d

Área de filtración requerida

$$A_T = \frac{Q}{V_f}$$

Donde: A_T Área total de filtración requerida en m²
 Q Caudal de diseño en m³/h
 V_f Tasa de filtración en m³/m² h

Número de unidades

$$N = \sqrt{\frac{A_T}{3}}$$

Donde: N Número de filtros necesarios al final del periodo de diseño
 A_T Área total de filtración requerida en m²

Capa Soporte

El tipo y tamaño de lecho de grava depende del sistema de drenaje que se use. Para drenajes con orificios menores a 1 mm (boquillas) no se usa grava sino arena "torpedo" de 4 mm de diámetro. Para drenajes con orificios entre 1 – 5 mm (Leopold) se usan 20 - 30 cm de grava distribuidos de acuerdo a los valores mostrados en la **Tabla 10.15**.

Tabla 10.15. Espesores y diámetros de la grava soporte

Espesor de la capa (cm)	Espesor acumulado (cm)	Diámetro (pulgadas)
5	5	3/4 a 1/2
5	10	1/2 a 1/4
5	15	1/4 a 1/8
5	20	1/8 a N° 10
5	25	1/8 a 1/4
5	30	1/4 a 1/2

N° 10 corresponde al tamiz 10 U.S.

Medio filtrante

Corresponde al material granular (arena, antracita, granate, ilmenita, carbón magnetita u otros) que retienen los flóculos no sedimentables.

La arena para filtros rápidos estará compuesta de material silicio con dureza de 7 en las escala de Moh (1 al 10) y peso específico no menor a 2, libre de materia orgánica y no más de 1 % podrá ser material laminar o micáceo.

La solubilidad en ácido clorhídrico al 40% durante 24 horas debe ser menor al 5 % y la pérdida por ignición menor a 0,7% en peso.

La antracita debe tener una dureza de 2,7 ó mayor en la escala de Moh y su peso específico no menor a 1,40. El contenido de carbón libre no debe ser menor del 85 % en peso.

La solubilidad en ácido clorhídrico al 40% durante 24 horas debe ser menor al 5 % y no más del 2 % debe perderse en una solución al 1% de Na OH. El máximo porcentaje de partículas planas debe ser del 30% en peso.

Coefficiente de uniformidad (arena)

$$Cu = 1,5 \text{ a } 1,7$$

Altura del lecho y tamaño efectivo

La altura de lecho convencional de arena podrá ser (0,60 a 0,75 m), cuando el tamaño efectivo sea de 0,45 a 0,55 mm. La altura de lecho profundo podrá ser (0,9 a 1,8 m), cuando el tamaño efectivo sea de 0,90 a 1,20 mm.

Para lechos mixtos (arena – antracita); si la arena tiene tamaño efectivo de 0,45 a 0,55 mm, la altura de lecho será 0,20 a 0,40 m; si la antracita tiene tamaño efectivo de 0,90 a 1,40 mm, la altura de lecho será de 0,30 a 0,55 m

Granulometría

Se debe utilizar arenas finas cuando el pretratamiento es deficiente y es necesaria la remoción de turbiedad y bacterias.

Se debe utilizar arenas gruesas cuando el pretratamiento es deficiente, pudiendo optarse filtros de lecho profundo.

Se debe utilizar arena media cuando existan características intermedias

La **Tabla 10.16** muestra los porcentajes retenidos en los tamices para el preparado de arenas finas medias y gruesas.

Tabla 10.16. Arena para filtros de tasa constante

Abertura tamiz (mm)	Porcentaje arena retenida (%)		
	Fina	Media	Gruesa
0.30	97 - 100	99 - 100	100 - 100
0.42	75 - 94	94 - 98	99 - 96
0.69	27 - 69	61 - 86	69 - 70
0.84	3 - 29	16 - 51	29 - 32
0.17	0 - 6	1 - 16	7 - 0
T. E. (mm)	0.35 - 0.45	0.45 - 0.55	0.55 - 0.65

T.E. = Tamaño Efectivo

Se debe utilizar antracitas con tamaños efectivos entre 0,6 y 1,4 mm. Cuando se emplea como lecho único los tamaños efectivos serán de 0,6 a 0,8 mm. Cuando se emplea en los lechos múltiples los tamaños serán entre 0,8 y 1,4 mm.

Coefficiente de uniformidad (antracita)

$$Cu = 1,0 - 1,40$$

Pérdida de carga máxima en los filtros

En filtros sin controladores las pérdidas de carga no deben exceder los 2 m.

Altura de agua sobre el lecho (sobrenadante)

La altura de agua sobre el lecho debe ser mínima de 0,9 m y máxima de 1,60 m.

Lavado del filtro

Para la limpieza de los filtros se requiere de agua para el lavado en contracorriente (flujo ascendente), lo cual se consigue mediante una bomba, o un tanque elevado cuya cota sea suficiente para garantizar el lavado. El tiempo de lavado será de 3 a 15 minutos.

Tasa de lavado

Los valores de la tasa de lavado serán de 60 cm/ min (36 m/h) - 120 cm /min (72 m/h). En caso de filtros de flujo ascendente, la velocidad mínima de lavado debe ser de 80 cm /min y un tiempo de lavado de 15 min.

Expansión del lecho

El caudal de agua de lavado en contracorriente debe producir un porcentaje de expansión del lecho filtrante de 20 al 30 %.

Altura de los filtros

Está definida por la altura de seguridad (revancha), la altura de agua (sobrenadante), altura del lecho de arena, altura del lecho de grava y la altura del sistema de drenaje. La **Tabla 10.17** muestra los valores mínimo y máximo de las alturas consideradas.

Tabla 10.17. Alturas máximas y mínimas

Altura	Mínima (m)	Máxima (m)
Altura de seguridad	0,30	0,50
Altura de agua	0,90	1,60
Altura de arena	0,60** (0,90)***	0,75** (1,80)***
Altura de grava	0,20	0,45
Altura del sistema de drenaje*	0,70	0,80
Altura total	2,70 (3,0)***	4,10 (5,15)***

* Drenaje del tipo "V" invertida

** Para filtros de lecho convencional

() *** Para filtros de lecho profundo

Filtración Rápida en Arena (FRA) (tasa declinante)

Tasa de filtración

La tasa de diseño debe ser obtenida de pruebas de laboratorio o de filtros piloto. La **Tabla 10.18** proporciona las tasas de filtración según la calidad del agua que ingresa a las unidades y los tipos de lecho (único y doble).

Tabla 10.18. Tasas de filtración

Filtración rápida descendente con tasa declinante	Tasa de filtración (m ³ /m ² -d)
De agua decantada en medio filtrante único de arena con espesor inferior a 0,8 m.	150 - 239 (med) 240 - 300 (max).
De agua floculada o prefloculada en medio filtrante único con espesor superior a 1,0 m y uso de polímero como auxiliar.	240 - 359 (med). 360 - 600 (max).
De agua decantada en medio filtrante doble, con espesor total inferior a 0,80 m.	240 - 359 (med) 360 - 600 (max).

Tasa de lavado

Cuando el lavado es sólo con agua:

Tasa de lavado sólo con agua: 0,7 – 1,0 m/min.

Tiempo de lavado: 6 a 9 min.

La velocidad de lavado se establece gradualmente, produciendo una expansión promedio de 25 a 30 %.

Cuando el lavado se efectúa con agua y aire:

Tasa de lavado con agua : 25 – 35 (m³/h-m²)

Tiempo de lavado: 3 a 5 min

Tasa de lavado con aire: 17 – 29 (m³/h-m²)

Tiempo de lavado: 2 a 5 min

Capa soporte.

La capa soporte debe tener la siguiente granulometría. Véase la **Tabla 10.19** donde se especifica la altura de cada capa y el diámetro efectivo.

Tabla 10.19. Granulometría de la capa soporte

Granulometría de la Capa Soporte	
Altura de cada capa (mm)	Diámetro (mm)
75	2,4 - 4,8
75	4,8 - 12,6
75	12,7 - 19,0
75	19,1 - 38,0
100	38,1 - 50,0

Capa filtrante

En éstos filtros se recomienda dos medios filtrantes, 60% de la altura ocupa el material de menor densidad (antracita o granate) y 40% del material de mayor densidad (arena).

Si la altura media de la capa filtrante es de 75 cm, corresponde a la antracita 45 cm y a la arena 30 cm. La **Tabla 10.20** muestra las características de los medios filtrantes.

Tabla 10.20. Valores admisibles en lechos filtrantes múltiples

Propiedades físicas	Antracita	Granate o Ilmenita	Arena
Densidad (gr/m ³)	1,40 - 1,6	3,80 - 4,90	3,80 - 4,90
Tamaño efectivo (mm)	0,80 - 1,40	0,15 - 0,20	0,15 - 0,20
Coefficiente de uniformidad	1,00 - 1,40	1,35 - 1,40	1,35 - 1,40

Altura de agua.

La altura mínima total del agua es 3,90 m para lograr la presión necesaria de lavado, y la altura mínima del vertedor de agua de lavado 1,30 m.

Lavado de los filtros.

Mediante una apertura y cierre adecuado de válvulas, el lavado de un filtro se debe realizar con el agua de los otros filtros.

Altura del filtro de tasa declinante

La altura total de los filtros se debe determinar en función a las alturas parciales del fondo falso, capa soporte, altura de lecho de arena (arena y antracita), altura de agua mínima y máxima y altura de seguridad. La **Tabla 10.21** muestra los valores de cada altura.

Tabla 10.21. Altura del filtro de tasa declinante

Descripción	Altura (m)
Altura de fondo falso	0,50 - 0,50
Altura capa soporte (incluyendo viguetas)	0,50 - 0,50
Altura de arena	0,30 - 0,35
Altura de antracita	0,45 - 0,50
Altura mínima de agua (sobre el nivel de arena)	1,25 - 1,35
Altura máxima de agua (sobre el nivel mínimo)	1,60 - 1,70
Altura de seguridad	0,40 - 0,40
Altura total	5,0 - 5,30

Filtración de flujo ascendente descendente

Son unidades dobles para filtración de aguas, consiste en unidades conectadas en serie unas ascendentes y otras descendentes. El filtro ascendente con lechos profundos y gruesos sirve como método de pretratamiento para el filtro descendente.

Tasa de filtración

Los valores de las tasas aplicables a éstas unidades deben ser obtenidas de pruebas de laboratorio o de plantas piloto.

La **Tabla 10.22** proporciona valores referenciales de las tasas de filtración y lavado, para las unidades ascendente y descendente.

Tabla 10.22. Tasa de filtración y lavado

Tasas	Filtro Ascendente	Filtro Descendente
Filtración (m ³ /h-m ²)	12 - 16	5 - 10
Lavado (m ³ /h-m ²)	4 - 18	36 - 48

Capa soporte

En el filtro ascendente se coloca como capa soporte grava con un tamaño efectivo de 0,35 mm y cuyo diámetro varía de 10 a 60 mm y una altura de 50 cm.

El filtro de flujo descendente puede tener la misma granulometría de la capa soporte de los filtros rápidos descendente de tasa constante.

Capa filtrante

Considerando las características del medio filtrante, para cada filtro se tendrán los valores mostrados en la **Tabla 10.23**.

Tabla 10.23. Características del medio filtrante

Características	Filtro ascendente	Filtro descendente
Espesor de la capa (m)	1,20 - 1,50	0,60 - 0,80
Tamaño efectivo (mm)	0,90 - 1,20	0,45 - 0,55
Tamaño mayor (mm)	2,0 - 2,40	1,41
Tamaño menor (mm)	0,70	0,42
Coefficiente de uniformidad	≤ 1,8	≤ 1,6
Coefficiente de esfericidad	≥ 0,7	≥ 0,7

La capa filtrante en el filtro ascendente debe ser de arena gruesa, distribuida en tres capas, cada una de 40 a 50 cm.

Altura de agua

La altura de agua en el filtro ascendente sobre el nivel del lecho filtrante puede ser 0,90 m con una sobre elevación o revancha de 0,30 m.

La altura de agua en el filtro descendente puede ser de 1,65 m con una sobre elevación o revancha de 0,30 m.

Lavado de los filtros

El retrolavado de ambas unidades debe efectuarse simultáneamente, con agua de un tanque elevado situado a una cota tal que permita el lavado eficiente. Las tasas y tiempos de lavado referenciales son las de la filtración rápida.

Altura de filtros

La altura total de los filtros, se debe calcular en base a las alturas parciales del fondo falso, capa soporte, lecho filtrante, altura de agua y la sobre elevación. La **Tabla 10.24** muestra los valores característicos.

Tabla 10.24. Altura total de filtros

Altura de los filtros	Filtros de flujo	
	Ascendente (m)	Descendente (m)
Altura de fondo falso	0,30	0,30
Altura de la capa soporte	0,50	0,40
Altura del lecho filtrante.	0,90	0,60
Altura de agua	0,90	1,30
Sobre elevación o revancha	0,30	0,30
Altura total	2,90	2,90

10.11.2 Transferencia de iones, mezcla rápida y floculación

Se debe llevar a cabo mediante los procesos de coagulación, precipitación química, intercambio iónico y adsorción. Los procesos asociados son la mezcla rápida y la floculación.

a) Coagulación

Se debe adicionar al agua una sustancia química que tiene propiedades coagulantes cuando se busque transferir sus iones a la sustancia que se desea remover neutralizando la carga eléctrica de los coloides, favoreciendo la formación de flocúlos de un cierto tamaño y peso. La **Tabla 10.25** muestra las características de los compuestos coagulantes, su presentación y concentración comercial.

i) Sustancias Coagulantes

Se debe utilizar el coagulante más apropiado para el tratamiento. Debe presentar las mayores ventajas en calidad, costo y facilidad de adquisición, almacenamiento y manejo. La Norma **NB 650 “PRODUCTOS QUIMICOS PARA USO INDUSTRIAL; SULFATO DE ALUMINIO”** especifica las características que debe reunir ésta sustancia química para su utilización en el tratamiento de aguas.

Tabla 10.25. Compuestos coagulantes de uso en tratamiento de aguas de consumo humano

Compuesto	Fórmula	Presentación	Concentración comercial
Cloruro Férrico	FeCl ₃	Solución	35 – 45 %
	(anhidro solución)	Cristales	60 %
	FeCl ₃ . 6 H ₂ O (cristal)	Granular	96 – 97 %
Sulfato de Aluminio	Al ₂ (SO ₄) ₃ . 24 H ₂ O	Granular	9 % aluminio o 17 % como Al ₂ O ₃ 4,23 % de Al soluble en agua u 8 % como Al ₂ O ₃
		Polvo	
		Líquido	
Sulfato Férrico	Fe ₂ (SO ₄) ₃ . 3 H ₂ O (Ferri -clear) Fe ₂ (SO ₄) ₃ (Ferri -floc)	Granular	68 % Fe ₂ (SO ₄) ₃ 18.5% Fe 76 % Fe ₂ (SO ₄) ₃ 21 % Fe
		Sulfato Ferroso	Fe SO ₄

ii) Sustancias coadyuvantes de la coagulación

Se debe utilizar el coadyuvante de coagulación más apropiado para el tratamiento. Debe presentar las mayores ventajas en calidad, costo y facilidad de adquisición, almacenamiento y manejo. La Norma **NB 647 “PRODUCTOS QUIMICOS PARA USO INDUSTRIAL; CAL VIVA Y CAL HIDRATADA”** especifica las características que debe reunir esta sustancia química para su utilización en el tratamiento de aguas. La **Tabla 10.26** muestra las características de los compuestos coadyuvantes de coagulación, su presentación y concentración comercial.

Tabla 10.26. Coadyuvantes de coagulación utilizados para el tratamiento de aguas

Compuesto	Fórmula	Presentación	Concentración comercial
Hidróxido de Calcio	Ca (OH) ₂	Polvo	62 % CaO
Cal dolomítica	CaO	Granular Polvo	80 % CaO
Hidróxido de Sodio	Na OH	Polvo	98.9 % Na OH 24,7 % Na ₂ O

iii) Relación entre el tipo de coagulación y la dispersión de los coagulantes

Existen dos tipos de coagulación: la de adsorción – neutralización y la de barrido o por incorporación. La primera ocurre en 0,01 a 1,0 segundos, la segunda cuando hay precipitación masiva de hidróxido de aluminio y se completa en 1 a 7 segundos.

A tiempo de realizar pruebas de tratabilidad, se debe determinar el tipo de coagulación que se lleve a cabo en la planta y se debe reportar sus características.

iv) Gradientes y tiempos óptimos para mezcla rápida por coagulación

Para mezcla rápida por coagulación de barrido pueden seleccionarse gradientes de 400 s⁻¹ a 800 s⁻¹ y tiempos de 30 a 180 segundos y con coagulación por adsorción – desestabilización, gradientes entre 1 000 y 3 000 s⁻¹ con tiempos de 1 a 5 segundos (los mayores tiempos para gradientes más bajos).

v) Mezcladores de flujo de pistón

Los más difundidos por su simple operación y mantenimiento son: Canaleta Parshall, resalto hidráulico y los vertederos.

v-1) Canaleta Parshall

Consiste en un segmento de canal con cambio rápido de pendientes y constricción en el punto llamado garganta.

La canaleta Parshall se adecua a las plantas medianas a grandes ($Q \geq 500$ l/s). En plantas medianas a pequeñas ($100 \text{ l/s} < Q < 500 \text{ l/s}$), se recomienda el vertedero rectangular. En las plantas pequeñas ($Q < 50 \text{ l/s}$) se utilizará un vertedero triangular como unidad de mezcla, preferiblemente para caudales menores a 30 l/s.

El número de Froude debe estar entre 1,7 a 2,5 o 4,5 y 9,0. Debe evitarse números entre 2,5 y 4,5, producen resaltos inestables los cuales no permanecen en su posición dificultando la aplicación de coagulantes.

v-2) Mezclador de resalto hidráulico

Consiste en un canal rectangular, con un vertedero también rectangular sin contracciones en su sección. La lámina vertiente, después de pasar el vertedero toca el fondo del canal en la sección 1, a una distancia L_m del vertedero. Cuando la lámina de agua alcanza el fondo, se subdivide en una corriente principal que se mueve hacia el frente y en una secundaria que retorna.

Estas unidades se adecúan a las calidades de agua, en las que la mayor parte del tiempo se esté coagulando mediante mecanismo de adsorción. Sirven como medidores y unidades de mezcla rápida.

Gradientes de velocidad: 1 000 – 2 000 s⁻¹
Tiempo de retención: < 1 segundo
Número de Froude: 4,5 – 9,0

v-3) Mezcladores rápidos mecánicos.

Un mezclador rápido mecánico está compuesto de un tanque diseñado para un periodo de retención y un sistema de agitación mecánico. La sección del tanque podrá ser circular o cuadrada provista de baffles laterales que eviten la formación del vórtice.

Los valores recomendados para el dimensionamiento son los siguientes:

Tiempo de retención: 10 – 90 s
Nº de Reynolds: 100 000
Velocidad tangencial: 0,6 m/s
Longitud de las paletas: 1/3 del ancho o diámetro del tanque

vi) Floculación

La floculación se refiere a la aglomeración de partículas coaguladas en partículas floculentas; es el proceso mediante el cual se aplica una mezcla de bajo gradiente para incrementar las colisiones interparticulares sin romper los agregados formados.

Similar a la coagulación, la floculación está influenciada por las fuerzas químicas y físicas (carga eléctrica de las partículas, capacidad de intercambio, tamaño y concentración del flóculo, el pH, la temperatura del agua y la concentración de electrolitos).

vi-1) Floculadores hidráulicos

vi-1.1) Floculador de flujo horizontal

Consiste en un tanque de concreto dividido por tabiques, baffles o pantallas de concreto, madera u otro material adecuado, dispuesto de forma tal que el agua haga un recorrido de ida y vuelta alrededor de los extremos libres de los tabiques. El floculador de flujo horizontal es recomendable para caudales menores a 100 l/s.

Las velocidades del flujo no deben ser menores a 0,1 m/s ni mayores a 0,60 m/s para evitar la sedimentación y la ruptura del floc correspondientemente.

Cada uno de los compartimientos (mínimo 3) se diseñarán para diferentes gradientes mostrados en la **Tabla 10.27** y tiempos de retención.

Tabla 10.27. Rango de gradientes hidráulicos para cada compartimiento o cámara

Compartimiento o cámara	Gradiente (s ⁻¹)
1	50 – 100
2	20 – 50
3	10 – 40

El tiempo total de floculación varía de 15 a 30 minutos (IRC 1981). El tiempo para cada compartimiento o cámara se determinará a partir de la ecuación del floculador.

El número de baffles (chicanas) necesarios para alcanzar el gradiente de velocidad de diseño se calculará por la relación:

$$n = \{[(2\mu T / \rho (1.44 + f)) * [HLG/Q]^2]^{\frac{1}{3}}\}$$

Donde:	n	Número de baffles en la cámara o compartimiento
	H	Profundidad de agua en el tanque en m
	L	Largo del tanque en m
	G	Gradiente de velocidad en s ⁻¹
	Q	Caudal de diseño en m ³ /s
	T	Tiempo de floculación en s
	μ	Viscosidad dinámica en kg /m s (Véase Tabla 10.28)
	ρ	Densidad del agua en kg/m ³
	f	Coefficiente de fricción de los baffles (madera = 0,3)

Tabla 10.28. Variación entre densidad del agua, la viscosidad y la temperatura

Temperatura °C	0	5	10	15	20	25	30
Densidad ρ en kg/m ³	999,9	1 000	999,7	999,1	998,2	997,1	995,7
Viscosidad dinámica en kg/ms	0,00179	0,00152	0,00131	0,00114	0,00101	0,00089	0,00080

vi-1.2) Floculador de flujo vertical.

Consiste en un tanque de concreto dividido por tabiques, baffles o pantallas de concreto madera u otro material adecuado, dispuesto de forma tal que el agua fluya hacia arriba y hacia abajo, por encima y por debajo de los tabiques, baffles o pantallas.

El floculador de flujo vertical es recomendable para caudales mayores a 100 l/s.

Los gradientes de velocidad en cada uno de los compartimientos son los señalados para floculadores de flujo horizontal (Véase **Tabla 10.27**), tomando en cuenta que las velocidades en las cámaras no deben ser menores a 0,1 m/s ni mayores a 0,60 m/s.

El tiempo total de floculación varía de 15 a 30 minutos (IRC 1981). El tiempo para cada compartimiento se determinará a partir de la ecuación del floculador.

El número de baffles necesarios para alcanzar el gradiente de velocidad de diseño se calculará por la relación:

$$n = \left\{ \left[\frac{2\mu T}{\rho (1.44 + f)} \right] * \left[\frac{WLG}{Q} \right]^2 \right\}^{\frac{1}{3}}$$

Donde:	n	Número de baffles en la cámara
	L	Largo del tanque en m
	G	Gradiente de velocidad en s ⁻¹
	Q	Caudal de diseño en m ³ /s
	T	Tiempo de floculación en s
	μ	Viscosidad dinámica en kg m/s (Véase Tabla 10.28)
	ρ	Densidad del agua en kg/m ³
	f	Coefficiente de fricción de los baffles (madera = 0,3)
	W	Ancho del tanque en m

vi-1.3) Floculadores mecánicos

Unidades a las cuales se introduce potencia al agua para asegurar la mezcla lenta. El más usado es el de paletas, sean estos de eje horizontal o vertical. También existen impulsores de turbina y de flujo axial. Como el grado de mezcla es variable, según la calidad del agua, es necesario que el equipo sea de velocidad variable.

Los valores recomendados para el dimensionamiento son los siguientes:

Gradiente de velocidad: 5 - 100 s⁻¹

Número de Camp (GT): 30 000 – 150 000

Tiempo de Floculación: 20 – 60 minutos

Velocidad de las paletas: 0,03 – 0,9 m/s

Área de las paletas: 10 – 25 % del área de la sección transversal

b) Precipitación química; Se debe adicionar al agua sustancias químicas solubles cuando sea necesario que los iones adicionados reaccionen con los de la sustancia que se desea remover, formando un precipitado.

c) Intercambio iónico; Se debe llevar a cabo por el intercambio entre los iones de la sustancia a remover y un medio sólido con gran superficie específica a través del cual se hace pasar el flujo de agua. Una vez saturado el adsorbente se regenerará a través de procedimientos específicos de acuerdo a sus propiedades físico-químicas.

d) Adsorción; Se debe aplicar para la remoción de iones y moléculas presentes en la solución, concentrándolos en la superficie de un medio adsorbente mediante la acción de fuerzas interfaciales. Se debe aplicar para la remoción de olores y sabores, mediante la adición de carbón activado.

10.11.3 Transferencia de gases

Proceso mediante el cual las moléculas del gas serán intercambiadas entre el agua y un gas a una interfase gas – líquido a objeto de cambiar la concentración del gas que este presente en el agua por un proceso de adsorción o desorción.

a) Aireación; Corresponde al proceso de transferencia de una fase gaseosa (aire) a una líquida (agua) en contacto. Se debe incorporar oxígeno del aire atmosférico para la remoción de sabor y olor producido por sustancias volátiles presentes en el agua, remoción del dióxido de carbono para ajustar o lograr el equilibrio carbónico respecto al calcio y remoción de otros gases indeseables en el agua de consumo. También se debe aplicar para la oxidación de metales presentes en el agua cuya concentración esté por encima del valor máximo aceptable en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos).

La transferencia de gases inducida servirá para:

Adicionar oxígeno al agua subterránea para oxidar el hierro disuelto y manganeso, para facilitar su remoción.

Adición del dióxido de carbono por medio de generadores para aguas ablandadas por el proceso cal – soda, que generalmente están sobresaturadas con carbonato de calcio e hidróxido de magnesio y requieren su estabilización.

La adición de ozono o cloro para el proceso de desinfección de las aguas o para la eliminación del sabor y olor.

Remoción del dióxido de carbono para ajustar o lograr el equilibrio carbónico respecto al calcio.

Remoción de sustancias orgánicas volátiles, productoras de olores y sabores.

i) Sistemas de aireación

Se recomiendan los siguientes tipos de aireadores:

Aireadores de bandejas
Aireadores de cascada

i-1) Aireadores de bandejas.

Consisten en un sistema de bandejas con perforaciones en su parte inferior, colocadas en forma sucesiva con intervalos de 30 a 50 cm. El ingreso de agua es por la parte superior en forma distribuida (Tubería perforada), de donde cae a la primera bandeja y así sucesivamente. Los orificios serán circulares con diámetros de 5 a 12 mm, con una separación de 2.5 cm.

Parámetros de diseño

Para el diseño de aireadores de bandeja se podrán adoptar los criterios indicados en la **Tabla 10.29**.

Tabla 10.29. Parámetros de diseño - aireadores de bandejas

Parámetro	Valor	Unidad
Carga hidráulica C_H	550 – 1 800 (0,006 – 0,02)	m/d (m^3/m^2s)
Caudal/ área total de bandejas	500 – 1 600	m/d
Numero de bandejas	4 - 6	
Altura total del aireador	1,2 – 3,0	m
Lecho de contacto: Espesor	15 – 30	cm
Coke o piedra, diámetro	4 -15	cm
Orificios de distribución: diámetro	5 – 12	mm
separación	2,5	cm
Profundidad de agua en la bandeja	15	cm
Separación entre bandejas	30 - 75	cm

Adaptado de Romero J (1999)

Dimensionamiento

La superficie de cada bandeja se calculará mediante:

$$S = \frac{Q}{C_H}$$

Donde: S Área de la bandeja en m^2
 Q Caudal de diseño en m^3/s
 C_H Carga hidráulica en $m^3/m^2 s$

i-2) Aireadores de cascada

Una altura disponible es subdividida en varias caídas para incrementar la cantidad de oxígeno al agua que atraviese ésta estructura o por el contrario disminuir el contenido de los no deseables.

Parámetros de diseño

La **Tabla 10.30** indica los parámetros de diseño aplicables a aireadores de cascada.

Tabla 10.30. Parámetros de diseño – aireadores de cascada

Parámetro	Valor	Unidad
Carga hidráulica C_H	1 200 – 6 200 (0,01 – 0,03)	$m^3/m d (m^3/m s)$
Altura de escalón	15 - 30	cm
Longitud del escalón	30 - 60	cm
Altura de la cascada	1,2 – 5,0	m

Adaptado de Romero J (1999)

Dimensionamiento

La longitud del aireador de cascada se calculará a través de la relación:

$$L = \frac{Q}{C_L}$$

Donde: L Longitud total del aireador de cascadas en m
Q Caudal de diseño en m³/s
C_L Carga Lineal del aireador en m³/m s

(2) El contenido de oxígeno absorbido en cada peldaño se aproxima a través de la siguiente ecuación:

$$C_e = C_o + K (C_s - C_o)$$

Donde: C_e Concentración de oxígeno al final de la caída en mg/l
C_s Concentración de saturación del oxígeno en mg/l
C_o Concentración inicial de oxígeno en el agua en mg/l
K Coeficiente de eficiencia de un escalón (10% al 30% del valor de concentración de saturación, para una altura de 0,30 m)

b) Recarbonatación; se debe aplicar el dióxido de carbono para bajar el pH del agua y lograr su equilibrio carbónico, después de aplicarse tratamientos que alcalinicen las aguas.

c) Desinfección; se debe llevar a cabo a través de la aplicación de cloro gaseoso o sales de cloro (hipocloritos) al agua a objeto de inviabilizar microorganismos perjudiciales a la salud humana.

Se debe elegir el desinfectante más apropiado para el tratamiento. Debe presentar las mayores ventajas en calidad, costo y facilidad de adquisición, almacenamiento y manejo. **La Norma NB 648 “PRODUCTOS QUIMICOS PARA USO INDUSTRIAL; CLORO LIQUIDO”** especifica las características que debe reunir esta sustancia química para su utilización en el tratamiento de aguas.

La dosificación de desinfectantes (dosis) debe determinarse en laboratorio a través de la Prueba de Demanda de Cloro. Debe tenerse en cuenta que la demanda de cloro de cualquier agua, varía con la cantidad de cloro que se aplique, con el tiempo de contacto del que se dispone en la planta de tratamiento con el pH y con la temperatura.

Se podrán utilizar otros desinfectantes toda vez que el proyectista demuestre su necesidad técnico – económica dentro del tratamiento. La **Tabla 10.31** muestra las características de los compuestos desinfectantes, su presentación y concentración comercial.

Tabla 10.31. Compuestos desinfectantes utilizados para el tratamiento de aguas

Compuesto	Fórmula	Presentación	Concentración comercial
Cloro	Cl ₂	Gas líquido bajo presión	99,5%
Hipoclorito de Calcio	Ca (OCl) ₂ . 4 H ₂ O	Granular Polvo	65 % de cloro disponible en peso (mínimo)
Hipoclorito de Sodio	Na OCl	Solución	10 % de cloro disponible en peso (mínimo)

10.11.4 Transferencia molecular

Proceso de purificación natural del agua transformando sustancias complejas en sustancias simples incluyendo los gases de descomposición. Esta transferencia se debe llevar a cabo en la filtración y aireación principalmente.

10.11.5 Procesos complementarios

Corresponde a los procesos específicos que dependen de las características finales que se quiera dar al agua.

a) Estabilización de solutos; se debe llevar a cabo el proceso cuando se requiera transformar un soluto objetable en un otro inocuo sin llegar a su remoción, principalmente anhídrido carbónico a bicarbonato, ácido sulfhídrico a sulfatos.

b) Desalinización; se debe aplicar cuando sea necesaria la remoción de elementos y sales excedentes del agua transformando las aguas salobres en dulces.

c) Fluoración y defluoración; se debe llevar a cabo a través de la adición o remoción del fluor de las aguas de consumo. Se debe realizar la adición, como elemento profiláctico dental en niños menores a 5 años y la remoción, en casos en los que la concentración natural de fluor en forma de fluoruros exceda los valores permitidos por la Norma. (0,6 a 1,5 mg/l).

d) Cloración y decloración; se debe llevar a cabo a través de la adición o remoción del cloro de las aguas de consumo, en forma de gas o sales (hipocloritos). Se debe realizar la adición para llevar a cabo la desinfección; la remoción, en casos en los que la concentración de cloro utilizado para llevar a cabo procesos de oxidación sea excesiva y produzca olor y sabor al agua.

10.12 CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

La clasificación está basada en el tipo de procesos que comprende y por la clase de tecnología empleada en su concepción.

10.12.1 Por el tipo de procesos que comprende

Se clasifican en plantas de filtración rápida y plantas de filtración lenta.

a) Plantas de Filtración Rápida

Comprenden los procesos de: coagulación, sedimentación y filtración rápida descendente y desinfección. Una alternativa de la filtración rápida es la Filtración Directa, constituida solamente por los procesos de coagulación y filtración. Podrá ser Filtración Directa Descendente (F.D.D.), Filtración Directa Ascendente (F.D.A.) ó una combinación de ambas, denominada doble filtración; Filtración Directa Ascendente – Descendente (F.D.A.D.).

En cada caso se requiere un estudio de la calidad de la fuente de agua para determinar su aplicabilidad.

b) Plantas de Filtración Lenta

Comprenden procesos cuyos mecanismos de remoción son solamente físicos y biológicos. Los procesos que se llevan a cabo son: desarenado, presedimentación, sedimentación, prefiltración en grava, filtración lenta y desinfección de seguridad.

10.12.2 Por la tecnología empleada

Se clasifican en sistemas convencionales, de tecnología apropiada y patentados

a) Sistema convencional

Comprende las plantas de tratamiento donde se llevan a cabo los procesos de: mezcla rápida, floculación, sedimentación, filtración y desinfección. Utilizan el potencial hidráulico para su funcionamiento y su mecanización es mínima.

b) Sistemas de Tecnología Apropiada

Deben satisfacer el concepto de multibarrera o de múltiples etapas y, llevan a cabo el tratamiento de las aguas sin la adición de productos químicos para la coagulación. Principalmente está conformada por unidades de filtración. Comprende los procesos de desarenación, presedimentación, sedimentación, filtración gruesa dinámica, filtración gruesa de flujo horizontal, filtración gruesa de flujo vertical, filtración lenta y desinfección, como opciones, las cuales, el proyectista elegirá de acuerdo a las características de la calidad del agua, ámbitos del proyecto y al concepto de sostenibilidad en el tiempo.

Los sistemas de tratamiento con tecnología apropiada, son todos aquellos que cumplen una función determinada en la remoción de algún parámetro físico-químico y/o bacteriológico, a bajo costo.

Se deben considerar como alternativas tecnológicas apropiadas las siguientes: sistema de filtración en medios granulares, porosos y sintéticos de uso doméstico, destiladores solares para la remoción de contenidos salinos en aguas de consumo, sistemas de desinfección solar, sistemas de desinfección con producción de desinfectantes in situ y el uso y aplicación de desinfectantes de uso comercial, disponibles en el mercado local.

c) Sistemas patentados

Se deben considerar como sistemas patentados aquellos que se caracterizan por su equipamiento, grado de complejidad, grado de mecanización y automatización mayor al de un sistema convencional.

Se deben establecer los requerimientos de personal calificado para su construcción, operación y mantenimiento, los programas específicos de mantenimiento preventivo, existencia de repuestos y suministro constante de energía eléctrica. Su aplicación debe estar justificada con estudios de factibilidad técnico – económico social y de sostenibilidad.

10.13 INSTALACIONES E INFRAESTRUCTURA DE LAS PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA

En el proyecto de una planta potabilizadora de agua se deben diseñar las instalaciones e infraestructura necesaria para llevar a cabo el tratamiento y el control del mismo.

10.13.1 Casa de química

Corresponde al espacio físico en la planta donde se realizan actividades técnicas y administrativas propias de una instalación. Debe reunir condiciones sanitarias, hidráulicas y de seguridad.

La disposición y tamaño de cada uno de los ambientes que la componen deben estar acorde a los requerimientos técnicos del proceso de tratamiento necesario y con la capacidad de la planta.

Deben preverse áreas para: depósitos de sustancias químicas, galerías de tuberías, galerías de operación y control, salas de dosificación, salas de bombas, laboratorios, vestuarios, ambientes sanitarios, áreas de circulación y acceso, facilidades para el manejo y almacenamiento de sustancias químicas, talleres de reparación y mantenimiento, depósitos para herramientas y útiles de limpieza áreas para equipos de regulación y alimentación eléctrica y áreas administrativas, adecuadas a la capacidad de la planta.

La ubicación de la Casa de Química debe estar lo más próxima al punto de aplicación de las sustancias químicas, a fin de realizar un control eficiente y evitar el transporte a través de largos conductos.

10.13.2 Laboratorios

En toda planta potabilizadora de agua debe proyectarse instalaciones adecuadas para el funcionamiento de laboratorios de control operacional. Se debe disponer de equipo, insumos y reactivos para realizar determinaciones físico – químicas y bacteriológicas con la instrumentación adecuada al tamaño y características de la planta. El proyectista o el responsable técnico de la planta, en instalaciones nuevas o en funcionamiento, según corresponda, será quien determine los parámetros a controlar, según el requerimiento que establezca la Autoridad Competente.

10.13.3 Depósitos para Sustancias Químicas

Las plantas que requieran de sustancias químicas, deben contar con depósitos de reactivos ubicados en ambientes secos y de fácil circulación. Los depósitos deben diseñarse para tener capacidad suficiente para almacenar las sustancias químicas para un periodo de reabastecimiento seguro.

Cada reactivo químico se debe almacenar en forma separada, en ambientes ventilados y protegidos ante agentes naturales o malintencionados, como medida de seguridad.

La localización y accesibilidad a los depósitos, deben diseñarse considerando evitar daños a terceros al transportar y manejar los productos químicos.

Las características particulares de las sustancias químicas empleadas en plantas y los métodos para determinar su calidad de los insumos en las plantas están dados en la **NB 647** (Productos Químicos para Uso Industrial; Cal Viva y Cal Hidratada), **NB 648** (Productos Químicos para Uso Industrial; Cloro Líquido), **NB 649** (Productos Químicos para Uso Industrial; Hipocloritos Utilizados en el Tratamiento de Aguas) y **NB 650** (Productos Químicos para Uso Industrial; Sulfato de Aluminio).

En ningún caso está permitido el uso de sustancias peligrosas como los ácidos fuertes para regulación del pH.

Otros productos químicos tales como carbón activado, coadyuvantes de coagulación, polímeros, deben ser especificados en detalle en el proyecto, mencionando su origen y exigiéndose su certificado de calidad para el tratamiento de aguas destinadas al consumo humano.

10.13.4 Depósitos para otros insumos

Corresponde a los depósitos necesarios para almacenar material granular para reposición en las unidades de filtración. Asimismo y de acuerdo a la concepción tecnológica del proyecto, podrán almacenarse materiales como la antracita, granate u otros que no sean reactivos con el agua o el medio ambiente.

Otros materiales necesarios en planta serán los de construcción, los cuales se aprovisionarán contra la elaboración de un proyecto específico de ampliación, mejoramiento y/o reparación de la infraestructura existente.

10.14 RESIDUOS DE LAS PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA

Los residuos de las plantas de tratamiento de agua corresponden a los residuos sólidos, líquidos y gaseosos y no se deben manejar independientemente al tratamiento de las aguas.

El proyectista deberá considerar la infraestructura y equipamiento necesario para el almacenamiento, tratamiento, transporte y/o disposición final de los residuos producidos durante el tratamiento. En los proyectos de diseño, ampliación y mejoramiento de las plantas se deben manejar estos componentes de forma integral.

La calidad, cantidad y características de los residuos sólidos, líquidos y gaseosos de las plantas, están relacionadas con la calidad y cantidad de las aguas y los insumos químicos que se apliquen en el proceso de tratamiento principal.

En todos los casos, se deben caracterizar y cuantificar los residuos para establecer el tratamiento y disposición final adecuados.

El proyectista debe considerar los siguientes tipos de residuos a momento de diseñar las plantas potabilizadoras:

a) Residuos sólidos (Lodos)

Son productos sólidos con alto contenido de humedad (pastosos - lodos) emanados principalmente de los procesos de cribado, desarenado, filtración y/o sedimentación. Después de su tratamiento o estabilización, la disposición final se realizará de la forma más segura ambientalmente.

b) Residuos líquidos

Corresponden a los lixiviados provenientes de la deshidratación de los lodos, aguas de lavado y limpieza de las unidades de filtración y las aguas de lavado de otras unidades de tratamiento (floculadores, sedimentadores), del lavado tanques de almacenamiento, los cuales deben ser almacenados, reciclados, acondicionados y tratados previo a su disposición final.

c) Residuos gaseosos

Corresponden a los gases emanados a la atmósfera o a los ambientes de la planta por efecto de los procesos de aireación (dióxido de carbono, amoníaco, gases disueltos en el agua, cloro u ozono) y otros que contenga el agua en forma natural o por la adición que se le proporcione durante el tratamiento.

CAPÍTULO 11 - DESINFECCIÓN Y FLUORACIÓN DE AGUAS

11.1 DEFINICIÓN DE DESINFECCIÓN

La desinfección de las aguas es un proceso que permite la inviabilización de bacterias, virus, virus entéricos humanos, protozoos, helmintos (tremátodos, céstodos y nemátodos) entre otros, que pueden estar presentes en las aguas de consumo humano.

11.2 FORMAS DE DESINFECCIÓN

11.2.1 Formas físicas

a) Sedimentación natural

Se puede aplicar la sedimentación natural cuando sea necesaria la decantación de material fino como limo y arcillas y, se requiera la remoción de esporulados y huevos de helmintos.

El decaimiento de substrato y las condiciones adversas tales como pH y temperatura originarán la mortalidad de los microorganismos.

b) Sedimentación con ayuda de coagulantes

Podrán aplicarse los procesos de mezcla, coagulación y sedimentación ya que los mismos eliminan con apreciable grado de eficiencia, la mayoría de las bacterias, protozoarios y virus que se encuentran en el agua.

c) Filtración lenta

Se debe aplicar a través de medios porosos, los cuales son capaces de retener materia en suspensión. Los procesos físico – químico – biológicos que se producen en los filtros lentos permiten la remoción de microorganismos.

d) El calor

Al someter el agua a temperatura de ebullición (2 a 5 minutos) se promoverá el proceso de desinfección.

e) Radiación ultravioleta

Se podrá utilizar la luz solar ya que la misma se constituye en un desinfectante natural al disponer de rayos ultravioleta que atraviesan la atmósfera. Los rayos ultravioleta podrán producirse mediante lámparas que se encuentran en contacto con el agua en tiempos de exposición variables de acuerdo a la calidad del agua.

f) Radiaciones Gamma

Se aplicará este proceso cuando se requiera que se produzca la oxidación de compuestos químicos (fenoles, detergentes y plaguicidas). Los sólidos suspendidos se adhieren con mayor facilidad, facilitando su eliminación. Este proceso elimina bacterias, protozoarios y virus sin dejar radiación residual.

11.2.2 Formas químicas

a) Uso de Cloro

Se podrá introducir cloro al agua para desinfectarla y contribuir a mejorar la coagulación en aguas que contienen complejos coloreados y hierro.

El cloro inviabiliza a los microorganismos que causan enfermedades a temperatura ambiente y en tiempo corto (menor o igual a 30 minutos).

Se debe promover la aplicación del cloro dado su bajo costo y la fácil determinación de su concentración en el agua, a partir de métodos colorimétricos y titrimétricos.

El cloro tiene efecto residual en el agua, protegiendo la misma de futuras contaminaciones.

La cloración debe realizarse a pH bajo, ya que la eficiencia es mayor por la mayor formación de ácido Hipocloroso complementariamente a la formación de ión Hipoclorito.

No debe aplicarse cloro en concentraciones mayores a 3 mg/l, pues produce sabor y olor medicinal que provoca quejas en los usuarios. Concentraciones por encima de 3 mg/l deben ser justificadas por el personal técnico encargado.

Se debe evitar la cloración en presencia de materia orgánica, evitando así la formación de los Trihalometanos, perjudiciales para la salud cuando se encuentran en concentraciones mayores a los 100 microgramos por litro como Trihalometanos (THMs) totales. Asimismo la formación de cloroformo, cuando las concentraciones son mayores a 200 microgramos por litro.

b) Uso de Yodo

El Yodo es un halógeno germicida de gran penetración en la desinfección de las aguas y cuyo efecto residual se conserva más tiempo que el de cloro. No forma yodaminas en presencia de amoníaco y no reacciona con los fenoles.

No debe aplicarse yodo en exceso pues a concentraciones mayores a 1 mg/l produce sabor medicinal.

Se debe aplicar en concentraciones inferiores o iguales a 0.5 mg/l, las cuales son aceptables por los consumidores. La dosis de 0.5 mg/l produce la destrucción del 99.99 % de E. Coli en un minuto, de virus poliomiélticos Tipo 1 en 10 minutos y de quistes de amebas en 100 minutos.

c) Uso de Bromo

Se le confiere las mismas propiedades bactericidas que el cloro y el yodo pero con menor eficacia por lo que su uso se debe restringir a la desinfección de piscinas de natación.

La dosis mínima a aplicar debe ser 0,4 mg/l. Esta dosis a cualquier pH del agua, no proporcionará olor ni sabor al agua ni provocará irritación a las mucosas.

d) Uso de plata ionizada

Produce la desinfección por un proceso oligodinámico ("fuerza de cantidades diminutas") y para ello es necesario que la plata se encuentre en forma iónica. Se deben utilizar concentraciones de 0.15 mg/l.

Se utiliza en filtros de agua domésticos de cerámica porosa, a través de revestimientos que reciben los elementos filtrantes a momento de ser fabricados.

e) Uso del Ozono

Desinfectante de alta eficiencia por su alto poder oxidante. Se aplicará cuando se requiera eliminar olor y color de las aguas. La eficiencia microbicida es alta, alcanzándose la destrucción de bacterias en el orden de segundos (2 segundos para mezcladores en línea). Las dosis de ozono variará según la calidad de las aguas: Aguas subterráneas con baja turbiedad y contenido mineral, 0,25 a 0,50 mg/l; aguas superficiales de buena calidad bacteriológica después de la filtración, 2 a 3 mg/l y para aguas superficiales contaminadas, el ozono aplicado después de la filtración, 2,5 a 5 mg/l.

Se debe tomar en cuenta la baja solubilidad del ozono, la cual no permite que el ozono residual pase al sistema de distribución en cantidad que de garantía contra una posible contaminación de redes de agua.

11.3 CLORACIÓN

Consiste en la adición de cloro en forma de cloro gas, aplicable a sistemas de abastecimiento grandes (urbanos), de sales de cloro, hipocloritos de calcio y soluciones de hipoclorito de sodio, aplicables a pequeños sistemas. Las características y especificaciones que deben cumplir cada una de estas sustancias se encuentran referenciadas en la NB 648 – 95, NB 649 – 95.

Se debe adoptar como método de desinfección para sistemas públicos de aprovisionamiento de aguas para consumo y uso humano, en consideración a que presenta residual que mantiene desinfectada la infraestructura de almacenamiento y transporte del agua.

11.3.1 Formas de Aplicación

a) El cloro gaseoso se aplicará al agua a través de un proceso de inyección, siendo necesario disponer de los dispositivos que permitan inyectar y dosificar el gas en forma segura.

Se debe aplicar el gas cloro para la desinfección de las aguas a través de sistemas que estén ubicados en áreas ventiladas y protegidas de choques eléctricos.

Debe disponerse de seguridad y protección del personal operador contra posibles fugas, disponiendo de elementos de primeros auxilios.

b) La aplicación de las sales y soluciones de cloro se realizará a través de dosificadores de altura constante cuyo error de dosificación no sobrepase el 10 %. La dosificación se realizará en las zonas de alta turbulencia (salida de los filtros o ingreso a los tanques de almacenamiento), de manera que se garantice la mezcla del desinfectante con el agua.

c) En la aplicación de gas cloro, sales o soluciones cloradas para la desinfección de las aguas se debe prever un tanque de contacto, que tenga un tiempo mínimo de retención de 30 minutos (tiempo de contacto necesario para la inactivación de los microorganismos).

11.3.2. Dosificación

La cantidad de cloro a añadirse al agua debe ser determinada en laboratorio a través de la prueba “cloración al punto de quiebre”, realizada sobre un juego de 6 jarras provistas de diferentes concentraciones y se determinará la concentración residual después de un tiempo de contacto de 30 minutos, tomándose la precaución de tener las jarras fuera del alcance de la luz.

Cuando no se dispone de facilidades para realizar la prueba al punto de quiebre, se podrá adoptar una dosis base de 1 mg/l y determinar el cloro residual libre que deberá ser como mínimo de 0.2 mg/l en el punto mas alejado de la red de abastecimiento, se regulará la dosis a través de pruebas de campo, siendo necesario disponer de un detector de concentraciones de cloro (kit, comparador de cloro).

Puede aplicarse la supercloración cuando el agua tienen altos contenidos de materia orgánica que dan sabor y olor desagradable al agua, siendo necesario después realizar el proceso de dechloración, si se verificase que el agua tiene concentraciones de cloro libre residual por encima de 3 mg/l. Necesariamente la dosis de supercloración se determinará en laboratorio.

11.4 FLUORACIÓN

La fluoración es el proceso de introducir flúor en el agua de abastecimiento público. Es una medida eficaz, práctica y económica para proteger la salud dental sobre todo en la niñez.

Consiste en la adición de flúor en forma de Fluoruro de Sodio, Fluosilicato de Sodio o Acido Fluosilícico.

Previa adopción del proceso se deben caracterizar las aguas de consumo y establecer que la concentración de fluoruros en la misma no sobrepase el valor señalado en la Norma Boliviana NB 512 Agua Potable – Requisitos (1.5 mg/l). Valores superiores pueden influir en la salud, la apariencia, el sabor, el olor o perjudicar otros usos del agua.

En poblaciones mayores de 50 000 habitantes es recomendable el diseño de un sistema que permita agregar flúor al agua de consumo, siempre que se verifique que las concentraciones naturales de flúor en el agua no excedan los valores especificados en la NB 512 (Agua Potable – Requisitos).

La conveniencia o no de su aplicación en el proceso de tratamiento de agua dependerá del resultado de un análisis técnico - económico.

11.4.1. Dosificación

En la dosificación del flúor se debe tomar en cuenta la temperatura máxima del aire, en consideración a la mayor ingesta de agua en zonas de clima cálido. La **Tabla 11.1** muestra los límites de concentración de fluoruros en el agua de consumo humano.

Tabla 11.1. Límites de concentración de fluoruros

Promedio anual de temperatura máxima diaria del aire (°C)	Concentración de fluoruros (mg/l)		
	Bajas	Optimas	Altas
10,0 – 12,0	0,9	1,2	1,5
12,1 – 14,6	0,8	1,1	1,4
14,7 – 17,7	0,8	1,0	1,3
17,8 – 21,4	0,7	0,9	1,2
21,4 – 26,3	0,7	0,8	1,0
26,4 – 32,5	0,6	0,7	0,8

La **Tabla 11.2** proporciona la relación de sustancias fluoradoras que pueden emplearse en el proceso.

Tabla 11.2. Datos sobre sustancias fluoradoras

Nombre del Producto	Concentración de la solución (mg/l)	Dosificación usual (mg/l)	Porcentaje de Flúor en el producto comercial	Dosificador de las sustancias
Fluoruro de Sodio	Hasta 4	0,5 - 1,0	43	Dosificador en seco en solución
Fluosilicato de Sodio	—	0,5 - 1,0	62	Dosificador en seco
Ácido fluosilícico	1	0,5 - 1,0	23	Dosificador en seco o en solución

11.4.2 Formas de Aplicación

El punto de aplicación de las sustancias fluoradas debe ser en el efluente final (salida de los filtros después de la cloración).

Los métodos de aplicación del flúor podrán ser:

- Dosificador de químicos en seco (para compuestos secos de flúor gravimétrico o volumétrico).
- Dosificador de solución química (para soluciones preparadas a partir de compuestos secos de flúor).
- Saturador de flúor.

La selección del método de fluoración debe estar basada en los factores que incluyen la población servida, disponibilidad de las sustancias químicas en el mercado local, costos, capacidad de operación y mantenimiento.

En plantas potabilizadoras con capacidad nominal mayor a 1,0 m³/s se pueden utilizar los alimentadores químicos en seco o los alimentadores de solución química.

En plantas potabilizadoras con capacidad nominal menor a 1,0 m³/s se pueden utilizar los alimentadores químicos en seco o los alimentadores de solución química o bien el saturador.

Los materiales de las tuberías que conducen soluciones fluoradas deben ser de PVC u otros materiales que no reaccionen con los compuestos químicos.

Los materiales de los tanques que contienen soluciones fluoradas deben ser de concreto revestido con materiales no tóxicos y que no sufran deterioro en contacto con las sustancias químicas.

Los dosificadores de sustancias fluoradas no deben sufrir deterioro en contacto con las mismas.

CAPÍTULO 12 - TECNOLOGÍAS ALTERNATIVAS

12.1 DEFINICIÓN

Se denominan Tecnologías Alternativas, a las soluciones técnicas que permiten la dotación de agua segura a través de instrumentos, mecanismos, construcciones y/o procedimientos de rápida implementación y de bajo costo. La aplicación de estas tecnologías obedece a la necesidad de dar soluciones a casos particulares para la dotación de agua tomando en cuenta las diferentes características técnicas y naturales de una región, razón por la cual, también se denominan Tecnologías Apropriadas.

12.2 CLASIFICACIÓN DE LAS TECNOLOGÍAS ALTERNATIVAS

Las Tecnologías Alternativas pueden clasificarse según las medidas y acciones que se tomen sobre ellas, los dispositivos que se empleen, el uso y función que se les asigne:

a) Captación de agua:

- Obras de protección de vertiente con cámara de almacenamiento.
- Excavación de pozos y perforación manual de pozos profundos.
- Captación de aguas de lluvia para consumo humano.

b) Tecnologías para la extracción de agua:

- Bombas manuales.
- Bombas eólicas.
- Bombas solares.
- Bombas de ariete hidráulico.

c) Almacenamiento de agua:

- Tanques de ferrocemento.
- Tanques de material plástico.

d) Tratamiento del agua:

- Filtración en arena a nivel domiciliario.
- Filtración en velas de cerámica porosa.
- Desalinizadores.

e) Desinfección doméstica del agua de uso y consumo humano:

- Empleo de sustancias químicas.
- Desinfección solar del agua.

f) Tecnologías para mantener la presión de agua en la red:

- Torre hidroneumática.

12.2.1 Captación de agua

La captación de agua, bajo el concepto de tecnología alternativa, estará orientada a la protección de vertientes, la excavación manual de pozos y la perforación manual de pozos profundos con tecnología apropiada.

12.2.1.1 Obras de protección de vertientes con cámaras de almacenamiento

Estas cámaras son estructuras civiles con dos propósitos: (i) el proteger la vertiente; y, (ii) el almacenamiento de agua en la misma estructura. Son obras civiles que se ejecutan en comunidades pequeñas y con poca demanda de agua.

Estas estructuras, sólo se proyectarán cuando sea imprescindible conservar el nivel dinámico de la red de distribución.

El diseño debe prever que no se provoque el reflujo a la vertiente.

La obra de protección y almacenamiento podrá ser: “de fondo” si es que capta las vertientes de flujo vertical; o, “de ladera”, si es que capta las vertientes de flujo horizontal.

El volumen de almacenamiento debe ser determinado en base a los requerimientos de la población beneficiaria y considerando los criterios señalados para tanques de agua potable.

El volumen útil total de la estructura, será la suma del volumen de captación más el volumen de almacenamiento.

La obra de protección y almacenamiento podrá disponer de un sistema de desinfección, cuando el número de usuarios y el nivel de organización de la comunidad lo permita.

La obra de protección y almacenamiento debe disponer de tuberías de rebose, limpieza y ventilación, además de la tubería de suministro a la red.

12.2.1.2 Excavación manual de pozos y perforación manual de pozos profundos

a) Excavación manual de pozos

La excavación manual de pozos es factible cuando el terreno no tiene configuración rocosa y cuando el nivel freático no es profundo.

La profundidad máxima recomendada es de 20 m, profundidades mayores deberán ser justificadas por el proyectista y deberá considerar equipos adicionales para la excavación.

El diámetro mínimo debe ser 1,00 m, para la facilitar la excavación del pozo.

Los proyectos de pozos excavados deben considerar que el nivel freático de la zona de proyecto, se encuentre como mínimo a 2 m de profundidad en el período de máxima recarga del acuífero. No son aceptables pozos excavados en zonas inundables.

El volumen de almacenamiento en el pozo, se calculará en función a la velocidad de recarga y a la demanda del mismo. El pozo excavado se debe proyectar para una altura útil de agua de por lo menos 1,5 m en el período más seco del año.

Debe considerarse una altura adicional de 0,5 m, para la acumulación de sólidos.

El proyectista debe considerar el revestimiento de las paredes del pozo con mampostería de piedra, ladrillo o anillas de concreto. El proyectista debe seleccionar el tipo de revestimiento de acuerdo a su disponibilidad en el lugar.

En el fondo del pozo se debe considerar una cama permeable de áridos o cascote de ladrillo de 2,5 cm de diámetro para evitar la resuspensión de sólidos. La cama tendrá al menos 0,05 m de espesor.

Para proteger los pozos del agua de escorrentía superficial, estos deben diseñarse con un brocal no menor a 0,20 m sobre el nivel del terreno y sello sanitario, cuya profundidad dependa del tipo de terreno, pero en ningún caso será menor a 1,5 m.

Para proteger los pozos de materiales extraños, se debe colocar una tapa sanitaria.

b) Perforación manual de pozos profundos

Las características hidrogeológicas y litológicas de la región determinan los métodos de perforación manual a utilizar: percusión, rotación o la acción combinada.

Para pozos perforados manualmente, el proyectista debe revisar la información hidrogeológica y/o antecedentes de pozos perforados con anterioridad en el emplazamiento del proyecto. Cuando el proyecto considera la construcción de varios pozos, en el diseño, debe preverse una primera fase prospectiva antes de la ejecución plena de la totalidad de los pozos.

Dado que los perfiles litológicos no tienen gran variación en una zona, se puede extrapolar la información obtenida del pozo piloto dentro de la misma microcuenca hidrogeológica.

Dependiendo de las características hidrogeológicas del lugar, los diámetros de los pozos perforados manualmente podrán ser de 2 pulgadas a 4 pulgadas.

El diseño deberá considerar la perforación con un sistema de inyección de lodos para soportar las presiones internas, el mismo que servirá adicionalmente para la reducción de la fricción entre el suelo y el elemento perforador (trépano).

El diseño debe analizar el tipo de bomba manual o eléctrica a ser instalada.

El diseño del pozo perforado manualmente, debe considerar el sello sanitario, brocal y losa de protección. El brocal debe tener al menos una altura de 0,20 m sobre el nivel de terreno. La profundidad del sello sanitario se debe determinar en función del tipo de terreno, en ningún caso menor a 2 m.

En caso de proyectarse la instalación de bombas manuales, debe preverse infraestructura para la evacuación del agua derrochada.

12.2.1.3 Captación de aguas de lluvia para consumo humano

El sistema de captación de aguas de lluvia se aplica a las zonas rurales o urbano – marginales, donde la captación de aguas superficiales o subterráneas no es factible, resulta insuficiente o la calidad de las aguas superficiales y/o subterráneas no son aptas para consumo.

El diseño del sistema de captación de agua de lluvia, debe estar basado en los datos de precipitación mensual de por lo menos 10 años.

La demanda de agua para el diseño de sistemas de captación de agua de lluvia debe considerar un mínimo de 4 (cuatro) litros de agua por persona – por día, para ser destinada solamente a la bebida, preparación de alimentos e higiene personal.

El sistema de captación de agua de lluvia para consumo humano se compone de:

- Captación
- Recolección
- Sistema interceptor
- Almacenamiento
- Tratamiento

a) Captación

Debe utilizarse la superficie del techo de las viviendas, completando el sistema con la instalación de tanques cuya capacidad estará en función a las horas e intensidad de precipitación de la zona y a los requerimientos particulares de la comunidad (captaciones individuales o comunales).

El techo de la vivienda debe tener una pendiente no menor al 5 % en dirección a las canaletas de recolección del agua de lluvia.

La captación de aguas de lluvia como sistema de aprovisionamiento, debe realizarse únicamente en techos construidos con materiales inertes (física, química y biológicamente) y sea posible la sustitución de la superficie de techo y el sistema recolector.

Los coeficientes de escorrentía a ser aplicados, según el material constructivo del techo son mostrados en la **Tabla 12.1**:

Tabla 12.1. Coeficientes de escorrentía

Material	Valor
Calamina	0,90
Tejas de arcilla	0.80 - 0.90
Madera	0.80 - 0.90

Fuente: Adaptado de "Hojas de divulgación técnica"; CEPIS (2003)

b) Recolección

La recolección debe ser realizada mediante canaletas de materiales inertes: PVC, metálicas galvanizadas, bambú o cualquier otro material que no altere la calidad físico – química y bacteriológica del agua recolectada.

El ancho mínimo de las canaletas será de 75 mm y el máximo de 150 mm.

La altura mínima de las canaletas será de 70 mm y la máxima de 100 mm.

Para canaletas con secciones semicirculares el diámetro será de 80 mm y en secciones triangulares con anchos y altura de 100 mm.

El techo debe prolongarse hacia el interior de la canaleta, como mínimo en un 20 % del ancho de la canaleta.

El máximo tirante de agua no debe ser mayor al 60% de la profundidad efectiva de la canaleta.

La velocidad del agua en las canaletas no debe ser mayor a 1,0 m/s.

Las pendientes mínimas de las canaletas serán de 1 % (1cm por cada metro).

Para calcular la capacidad de conducción de la canaleta se deben emplear las formulas de canales, con sus correspondientes coeficientes de rugosidad, acordes a la calidad física del material con que fue construida la canaleta.

c) Interceptor de las primeras aguas de lluvia

Para evitar el ingreso de partículas y material depositado en los techos, se deberá instalar dispositivos para eliminar las primeras aguas (aguas ácidas o aguas con sólidos suspendidos).

El volumen del interceptor se debe calcular a razón de 1 litro de agua de lluvia por metro cuadrado del área del techo drenado.

d) Almacenamiento

El tanque de almacenamiento podrá ser construido de H^oC^o, H^o A^o, ferrocemento, plástico o asbesto – cemento. El tanque debe disponer de una tapa sanitaria de 0,60 x 0,60 m para facilitar la limpieza y evitar la contaminación del agua, además de un sistema de ventilación protegido para evitar su deterioro.

El volumen de almacenamiento debe determinarse a partir de la demanda de agua, de la intensidad de las precipitaciones y del área de captación. Se determinará por medio del balance de masa a partir del mes de mayor precipitación y por el lapso de un año entre el acumulado de la oferta del agua (precipitación promedio mensual de por lo menos 10 años) y, el acumulado de la demanda mes por mes del agua destinada al consumo humano. El volumen neto del tanque de almacenamiento es la resultante de la sustracción de los valores máximos y la diferencia de los acumulados entre la oferta y la demanda del agua.

El volumen de diseño del tanque de almacenamiento será igual al 110% del volumen neto, que considera altura de lodos y revancha.

El tanque de almacenamiento podrá ser enterrado, superficial o elevado y tendrá una altura máxima de 2 metros. En este caso, la parte superior del tanque no debe estar a menos de 0,30 m con respecto al punto más bajo del área de captación.

El tanque de almacenamiento debe contar con un grifo situado a 0,10 m por encima del fondo para facilitar su limpieza y una tubería de rebose situado a 0,10 m por debajo del techo o del ingreso del agua de lluvia.

El ingreso del agua de lluvia al tanque de almacenamiento, podrá realizarse por la tapa o por las paredes laterales del mismo, por medio de una tubería no menor a 75 mm de diámetro.

El interior del tanque de almacenamiento debe ser impermeable, no debiendo utilizarse productos químicos o aditivos que contaminen la calidad de las aguas.

e) Tratamiento del agua

Se podrá realizar el tratamiento del agua a partir del uso de filtros domésticos de arena o filtros de velas de cerámica porosa. Asimismo, se debe desinfectar el agua mediante cloración o cualquier otro proceso de desinfección.

12.2.1.4 Captaciones de agua de lluvia en el suelo (atajados)

Los atajados son obras de captación y almacenamiento de aguas de lluvia. Se debe dar un tratamiento al suelo para impermeabilizarlo utilizando arcillas compactadas o disponer de materiales sintéticos que, colocados sobre el suelo preparado, eviten la infiltración.

Como medida de seguridad sanitaria, los atajados deben tener un cerco perimetral de al menos 1,50 m de altura que impida el ingreso de animales y, dispuesta a una distancia mínima de 2,0 m de su perímetro mayor en época de lluvias (máximo volumen de almacenamiento).

Se debe disponer de una estructura de excedencia (vertedero de excedencias) que regule el nivel máximo de agua en el atajado.

12.2.2 Tecnologías para la extracción de agua

Las tecnologías para la extracción de agua comprenden los sistemas de bombeo manual, eólico, solar y la accionada por ariete hidráulico.

12.2.2.1 Bombas manuales

Las bombas manuales son dispositivos mecánicos, destinados a extraer agua, de un nivel inferior a otro superior accionados por la fuerza física humana. Son alternativas viables toda vez que el acceso a la tecnología por parte de los usuarios es rápida y de bajo costo.

Se deben utilizar cuando no existe la posibilidad de suministrar el agua por un sistema convencional (fuente, sistema de tratamiento, sistema de distribución).

Los sistemas de bombeo manual deben tener posibilidad de reemplazo total o parcial.

La tecnología que se adopte, debe ser aquella que se ha diseñado con las facilidades técnicas para que una mujer o un niño sean capaces de operarla sin dificultad.

Las bombas manuales deben responder al concepto BOMPO (Bomba de Operación y Mantenimiento a nivel de POblado), sin requerir apoyo técnico externo. Entre las tecnologías desarrolladas y aplicadas en el país se tienen: Bombas tipo Balde, Bombas Rosario, Bombas YAKU, Bombas AYNI, Bombas FLEXI -OPS, para pozos excavados o perforados.

Los requisitos que debe cumplir una bomba para que esté dentro del concepto BOMPO son:

- Debe ser de fácil mantenimiento y que el responsable de la comunidad pueda realizarlos con conocimiento mínimos y pocas herramientas.
- Su fabricación local debe garantizar la disponibilidad de repuestos.
- Debe tener garantía de funcionamiento en condiciones de trabajo.
- Tener buena relación costo/beneficio.
- Los materiales de su construcción deben ser resistentes a la corrosión y a la abrasión debido a la presencia de agentes químicos y arena en el agua.
- Debe ser aceptada y demandada por la comunidad.

12.2.2.2 Bombas eólicas

Son dispositivos mecánicos, destinados a extraer agua, de un nivel inferior a otro superior accionados por la fuerza eólica. La bomba eólica permite extraer agua de pozos perforados y excavados.

La utilización de bombas eólicas se debe circunscribir a zonas donde la fuerza y velocidad de los vientos permita accionar los mecanismos dispuestos en ella en forma eficiente.

El diseño de la estructura y los mecanismos (torre y rotor con aspas) debe responder a cálculos realizados considerando la variación de la fuerza y dirección de los vientos, disponiendo de un mecanismo que frena las aspas en presencia de vientos de alta velocidad.

Podrá diseñarse rotores eólicos de eje vertical “de sustentación”, en los que la fuerza sobre el rotor es hacia arriba y perpendicular al viento; o los de “arrastre”, en los que la fuerza del viento sobre el rotor está en dirección paralela y opuesta al flujo de aire. El proyectista debe seleccionar el tipo de rotor según sus requerimientos y la facilidad de operar y mantener el equipo.

Las bombas eólicas deben responder al concepto BOMPO.

12.2.2.3 Bombas solares

Son dispositivos electromecánicos que utilizan la energía solar para su funcionamiento, permitiendo extraer agua de pozos perforados y excavados. La energía eléctrica necesaria para su funcionamiento es generada por los paneles fotovoltaicos, debiendo trabajar estos en condiciones de luz baja a potencia reducida, sin decaer o sobrecalentarse.

En bombas solares debe considerarse el empleo de un acumulador - amplificador de corriente, ayudando a la bomba a no detenerse al decaer la luz solar.

Las bombas solares se emplearán cuando no exista energía eléctrica y se analizará su factibilidad técnica – económica para pequeños sistemas y pozos de poca o mediana profundidad.

12.2.2.4 Bombas de Ariete hidráulico

Son dispositivos mecánicos que permiten elevar agua aprovechando la energía hidráulica del golpe de ariete.

Las bombas de ariete podrán operar con caudales pequeños desde 4 litros por minuto, siempre y cuando la caída de agua sea suficiente. Si el caudal es relativamente grande, una caída de 0.80 m será suficiente para operar una bomba.

12.2.3 Almacenamiento de agua

El almacenamiento de agua se puede realizar a través de la utilización de tanques construidos con tecnología apropiada (tanques de ferrocemento) o tanques prefabricados en materiales que no sufren deterioro en su transporte (plásticos).

El número y volumen de los tanques debe estar en función a la demanda que se calcule.

12.2.3.1 Tanques de ferrocemento

Son estructuras de paredes delgadas construidas con fierro, malla hexagonal, cemento y áridos finos. Los tanques de ferrocemento son económicos y de fácil construcción, capaces de soportar grandes solicitaciones de carga, empuje de viento y del suelo.

Para el diseño de tanques de ferrocemento cuyo volumen sea menor a 25 m³, se debe emplear el criterio de tensiones normales uniformes de esferas y cilindros sometidos a presión interior de líquidos, en los cuales se producen tensiones normales en dos direcciones. Las que actúan en dirección del eje geométrico del cilindro denominadas axiales o longitudinales y las que lo hacen en una dirección perpendicular, tangentes.

Para el diseño de tanques cuyo volumen sea de 25 m³ a 500 m³, se debe rigidizar la pared del tanque mediante un número determinado de columnas, las que evitan el pandeo de la membrana y soportan las cargas de la losa, transmitiéndose directamente al suelo, evitando los esfuerzos de flexión en el borde superior e inferior del cilindro.

La Tabla 12.2 muestra la relación de volúmenes, alturas de tanque y los diámetros calculados por el método de la membrana (sin columnas y losa plana como techo).

Tabla 12.2. Espesores de pared para diferentes volúmenes de tanque de ferrocemento

Volumen (m ³)	Diámetro (m)	Altura (m)	Espesor (cm)	Espesor adoptado (cm)
5	1,5	2,20	2,63	5
10	1,8	2,85	4,17	5
15	1,8	3,50	5,12	5
20	2,0	3,80	6,18	6
25	2,0	4,20	6,83	antieconómico
30	2,1	4,50	7,68	antieconómico
35	2,1	4,85	8,28	antieconómico
40	2,2	5,00	8,95	antieconómico

Fuente: Ibarra C. (1999)

12.2.3.2 Tanques plásticos

Son elementos que permiten almacenar el agua en pequeños volúmenes (< 15 m³) y pueden ser utilizados por familias en forma individual o por la comunidad. Presentan la facilidad del transporte sin deteriorarse y su instalación es rápida y segura.

12.2.4 Tratamiento doméstico del agua

Se debe aplicar el tratamiento del agua, toda vez que se requiere remover material en suspensión o microorganismos que causen enfermedades de origen hídrico. Las tecnologías apropiadas que permiten una reducción significativa son: la filtración y la desinfección.

12.2.4.1 Filtración en arena a nivel domiciliario

Se puede aplicar la filtración en arena cuando se requiera depurar las aguas a nivel domiciliario. Se debe colocar el material granular en un recipiente cilíndrico de material inerte (plástico o cerámica) en capas de diferente granulometría.

El filtro casero deber ser de fácil operación y mantenimiento

Se debe utilizar grifería y accesorios plásticos o de PVC para evitar el deterioro de la calidad del agua.

Se debe utilizar un lecho filtrante que presente las características mostradas en la **Tabla 12.3** donde se señalan tamaños efectivos y espesores de capa.

Tabla 12.3. Filtros domiciliarios

Material granular	Tamaño efectivo (cm)	Espesor de capa (cm)
Grava tipo 1	5	5
Grava tipo 2	2	2
Gravilla	0,6	5
Arena gruesa	0,2	5
Arena fina	0,02 – 0,03	20 mínimo

Fuente: Fundación Sumaj Huasi (2004)

Para aquellas zonas que no disponen de material granular grueso, se puede utilizar los filtros lentos de una sola capa con la arena fina en un lecho no menor a 30 cm. Se utilizará tela sintética (plástica) para evitar la pérdida de material fino a través del grifo.

12.2.4.2 Filtración con velas de cerámica porosa

El proceso de filtración se lleva a cabo en velas de material cerámico microporoso que no permite el paso de material suspendido ni microorganismos. El agua atraviesa la superficie de la vela hacia un colector central (núcleo de la vela).

Los filtros de vela pueden montarse con una, dos o tres velas sobre un recipiente inerte (plástico) que debe ser colocado sobre otro de la misma capacidad y calidad que sirva de colector del agua filtrada. El recipiente superior debe disponer de una tapa para evitar deterioro de la calidad del agua. El recipiente inferior debe disponer de un grifo plástico que permita el uso del agua filtrada.

El tiempo de filtrado dependerá del tipo y calidad de la vela. El proyectista deberá prever los costos y frecuencias de reemplazos para estimar su análisis de factibilidad económica – financiera del proyecto.

La tecnología cuenta con variantes en el tamaño de las porosidades y las propiedades que se le da a la cerámica para poder remocionar elementos indeseables en el agua (metales pesados), así como revestimientos en base a sales de plata que tienen efecto bactericida. El proyectista debe seleccionar las velas requeridas en función a la calidad del agua a tratar.

El proyectista debe seleccionar el tipo y número de velas, en función de los elementos a remocionarse y de la cantidad de agua requerida por familia.

12.2.4.3 Desalinizadores

La desalinización se debe aplicar cuando se requiera la extracción de las sales y material indeseable en las aguas, cuando éstas tienen concentraciones que sobrepasan los valores establecidos en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos).

La desalinización se realizará en cajas oscuras y cuya parte superior está construida de vidrio transparente que deja pasar la luz solar, calentando el sistema hasta temperaturas que permiten condensar el agua (40 a 60 °C) y recuperar el condensado en la superficie de vidrio.

El vidrio, debe tener una inclinación igual a 40 ° respecto a la horizontal y debe escurrir libremente hacia una canaleta recolectora para su posterior almacenamiento en un recipiente plástico.

El desalinizador debe almacenar agua con una altura de 3 cm (altura óptima) para producir el volumen máximo de agua.

El volumen máximo de agua producida por un desalinizador es de 2.6 litros/día/m² con cielo despejado. Cielos semicubiertos disminuyen un 15 % la producción y cielos cubiertos un 40 %. El mayor rendimiento del desalinizador se produce entre las 10:00 y 15:00 horas en el occidente de Bolivia.

Para una familia de 5 miembros, un área de 2 m² satisface el requerimiento para agua de bebida. El proyectista debe compatibilizar el número de las unidades desalinizadoras con el número de usuarios a abastecer.

Complementario a la tecnología de la desalinización, se debe realizar la recomposición del agua, mezclando los condensados en proporciones deseadas con el agua sin tratar, logrando concentraciones deseables de las sales en el agua y de esta manera aumentar los volúmenes de agua tratada. Deberá preverse la desinfección del agua mezclada.

La tecnología de la desalinización se puede utilizar cuando se requiera remover metales pesados. La remoción de metales pesados como el plomo y el arsénico puede alcanzar valores hasta 67 y 96 % respectivamente. Se puede aumentar la eficiencia remocional, disponiendo de unidades en serie.

Se debe aplicar la tecnología de desalinización en aguas cuya turbiedad máxima sea de 200 UNT.

12.2.5 Desinfección doméstica del agua para uso y consumo humano

La desinfección doméstica se debe realizar cuando exista ausencia de agua clorada en la red y los suministros de agua se realicen a través de tecnologías apropiadas (sistemas de bombeo manual, captaciones de galerías filtrantes, provisión de agua por carros cisternas u otros) y cuando la recolección se realice directamente de pozos excavados manualmente o la recolección de agua sea de la misma fuente (lago, río, atajado u otros).

12.2.5.1 Empleo de sustancias químicas

La dosis de las sustancias químicas no debe exceder los 3 mg/l cuando se emplee: hipoclorito de sodio (8% de activo), hipoclorito de calcio (70% de activo), o soluciones de Hipoclorito de sodio procedentes de los generadores de cloro (0,5 % de activo).

Para volúmenes fijos de agua, se debe adicionar el cloro según lo especificado en la **Tabla 12.4**, para obtener una dosis unitaria de 1 mg/l.

Tabla 12.4. Cantidad de hipocloritos aplicables a diferentes volúmenes de agua para desinfectarla a dosis unitaria de 1 mg/l

Volumen de agua a desinfectar (litros)	Hipoclorito de sodio 8%		Hipoclorito de calcio 70% (gr)	Hipoclorito de sodio 0.5% (ml)
	gotas	ml		
5	2	0,0625	*	1
10	3	0,125	*	10
100	25	1,25	*	100
1 000	-	12,5	1.43	**

* Volumen de agua reducido para aplicar hipoclorito de calcio.

** Volumen excesivo de reactivo para realizar la desinfección.

Nota: 1 ml equivale aproximadamente a 20 gotas.

- Para calcular la cantidad de hipoclorito necesario para otras dosis, simplemente se multiplicará el valor de la tabla por el valor de la nueva dosis (entre 0.5 y 3 mg/l).
- Para calcular otros volúmenes de agua a desinfectar, al valor unitario de la tabla se multiplicará por el valor deseado.

El proyectista debe determinar la dosis requerida para desinfectar el agua en base a pruebas de laboratorio (demanda de cloro), de no poder realizar éstas, se puede recurrir a tantear la dosis determinando el cloro residual después del tiempo de contacto (30 minutos como mínimo) a través de un medidor de cloro residual.

12.2.5.2 Desinfección Solar del agua

Los rayos del sol pueden aplicarse al agua para producir en ella la desinfección. El proceso es conocido como desinfección solar del agua. La desinfección solar se lleva a cabo por el efecto sinérgico de la luz solar, donde la radiación UV – A tiene efecto germicida y la radiación infrarroja eleva la temperatura del agua. Esta combinación tiene efecto letal sobre los patógenos presentes en el agua, por la no adaptación a las condiciones que se les impone.

Los microorganismos son sensibles al calor y presentan mortalidad del 100 % para tiempos de exposición entre 1 y 60 minutos a temperaturas entre 50 y 60 °C.

El efecto de exposición a la radiación y el incremento de temperatura en un cuerpo de agua se debe lograr exponiendo el agua al sol en botellas transparentes y que alcancen una temperatura de 57 °C durante 1 minuto o si el agua contaminada mantiene una temperatura de 50 °C durante 1 hora. Se logra efecto bactericida con temperaturas menores a 57 °C, exponiendo las botellas al sol por tiempos largos (6 horas) o 2 días.

Las regiones más favorables para la exposición se ubican entre las latitudes 15° N y 35° N (así como 15° S y 35° S), correspondientes a las zonas áridas.

Para una desinfección solar efectiva se debe contar con una intensidad total de radiación solar de por lo menos 500 W/m² durante aproximadamente 6 horas.

Se debe considerar que durante días completamente nublados la radiación UV – A se reduce a un tercio de la intensidad registrada durante un día despejado. Influyendo este aspecto en el tiempo de exposición. Durante días muy nublados las botellas deben estar expuestas durante dos días consecutivos para alcanzar la radiación requerida y garantizar la inactivación de los patógenos.

En días de lluvia continua la desinfección solar no funciona, por lo que se debe hervir el agua, consumir agua de lluvia, adecuadamente recolectada o disponer de botellas almacenadas con agua desinfectada por el sol con anterioridad.

Al aplicar la desinfección solar al agua para consumo humano, la turbiedad no debe exceder de 5 UNT. Si la turbiedad fuese mayor, se debe pretratarla (tamizarla, decantarla y/o filtrarla), antes de exponerla a la luz solar.

Se debe utilizar recipientes (botellas) de materiales apropiados. El material de los recipientes recomendable es el PET (tereftalato de polietileno), que contienen menos aditivos como estabilizadores de UV que las de PVC.

La continua exposición de las botellas a la luz solar origina cambios en las propiedades ópticas del plástico, por lo que se debe renovarlas toda vez que se verifique rayaduras y el natural envejecimiento por la pérdida de los estabilizadores UV.

12.2.6 Tecnología para mantener la presión del agua en la red

Está conformada por uno o varios cilindros (tuberías de acero galvanizado) dispuestos en un trípode metálico, que actúan como tanques de almacenamiento de agua a presión, un sistema instrumental que detecta el estado de presión de la red y controla el funcionamiento de la bomba.

12.2.6.1 Torre hidroneumática

La función de la torre hidroneumática es la de mantener la presión de agua en una red dentro de los límites preestablecidos de manera continua. Trabaja en forma conjunta con una bomba eléctrica (sumergible o centrífuga).

Se puede aplicar este sistema en pequeñas comunidades, condominios, barrios o en viviendas multifamiliares.

El proyectista debe elegir el prototipo de torre hidroneumática según los caudales con los que se opere la red y la presión necesaria en la misma.

El prototipo seleccionado debe ser provisto del instrumental de control de presión con campo de regulación de 1,0 a 4,6 bares y el respectivo cableado eléctrico completo, tablero, motores e instrumentos.

12.3 SELECCIÓN DE LAS TECNOLOGÍAS ALTERNATIVAS

La selección de las Tecnologías Alternativas para la dotación de agua segura debe estar en armonía con la cultura local, en concordancia con la capacidad financiera y técnica de la comunidad tanto en sus aspectos de construcción como de operación y mantenimiento y, en lo referente al uso de los recursos ambientales.

La selección de las Tecnologías Alternativas dependerá del criterio y análisis técnico del responsable del diseño, construcción o implementación de un proyecto. Los criterios generales que deben considerarse son:

a) Características hidrogeológicas de la región y lugar del proyecto

Se deben determinar las características hidrogeológicas de la región, en particular donde se implemente una tecnología alternativa para la dotación de agua, a partir de información general obtenida de cartas o mapas regionales, estudios referenciales o de proyectos similares desarrollados en la zona o región, que muestren las potencialidades del recurso hídrico en cantidad y calidad.

b) Características topográficas del lugar de proyecto

Se deben tomar en cuenta las características topográficas del lugar del proyecto, por cuanto, algunas de ellas tienen restricción o limitación para su implementación (p.e. bomba de ariete).

c) Distancia a otras fuentes de abastecimiento

Se debe determinar la distancia a otras fuentes de abastecimiento a objeto de establecer la factibilidad técnico - económica de implementar una tecnología alternativa que provea agua de calidad a menor costo.

d) Calidad del agua

Se debe determinar la calidad del agua para la selección de la tecnología alternativa, que permita cumplir con los requisitos establecidos en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable - Requisitos).

El procedimiento para la caracterización de las aguas destinadas a consumo se realizará a través de análisis en laboratorios especializados o por medio de equipos portátiles de campo que determinen los parámetros físicos, químicos y bacteriológicos señalados en la presente Norma, Capítulo 4 "CALIDAD DEL AGUA" ; **Anexo B (Normativo); Tabla 1:** "Análisis Básicos Recomendables para la Caracterización de las Fuentes de Agua Destinadas a Consumo Humano en Poblaciones Menores a 10 000 Habitantes".

Se establecerá la calidad del agua a partir de los valores máximos aceptables de los parámetros físico - químicos y bacteriológicos señalados en la **Tabla 2 del Anexo B (Normativo)**, correspondientes a los valores de la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable - Requisitos).

Los análisis físico-químico y bacteriológicos se deben realizar en toda fuente de agua superficial o subterránea (excepto en la captación de aguas de lluvia), previo a la implementación de filtración a nivel domiciliario, desinfección doméstica, filtración con velas de cerámica porosa y uso de desalinizadores.

e) Costo de la tecnología

Para la selección de la tecnología, se debe establecer el costo de implementación, operación y mantenimiento para el beneficiario.

f) Accesibilidad

El proyectista debe establecer la accesibilidad a la tecnología alternativa desde el punto de vista técnico, económico y socio-cultural como base de la sostenibilidad.

g) Condiciones climáticas

Toda tecnología alternativa debe tomar en cuenta las condiciones climáticas del lugar del proyecto. El proyectista debe recabar información climatológica que asegure la disponibilidad de recursos (hídricos y/o energéticos) que requiere la tecnología alternativa a ser implementada. La selección de materiales debe ser adecuada a las condiciones climáticas del lugar, así como las medidas de protección necesarias que eviten su deterioro.

h) Disponibilidad de materiales de construcción en el lugar del proyecto

Los materiales con los que se construya una tecnología alternativa deben ser locales u obtenibles del mercado nacional. El proyectista deberá justificar la importación de insumos, partes o repuestos provenientes de mercados del extranjero y presentará en el proyecto un análisis de sostenibilidad técnico - económica en el tiempo.

Las tecnologías alternativas procedentes del mercado extranjero (equipos y suministros), que cumplan una función determinada dentro del abastecimiento o tratamiento de las aguas para consumo humano, deben ser evaluadas previa su implementación. El proyectista debe adjuntar en el proyecto la documentación técnica que respalde la eficiencia y condiciones en las que se probó la tecnología o los suministros propuestos.

i) Voluntad y disposición comunitaria para el uso

En la implementación de tecnologías alternativas como base de la sostenibilidad, debe incluirse en el proyecto la documentación que refleje que la comunidad tiene el conocimiento de las ventajas y desventajas de la tecnología y la disposición comunitaria para el uso.

j) Operación y mantenimiento de la tecnología

La comunidad o grupo beneficiado debe tener los criterios para la operación y mantenimiento de la tecnología adoptada y conocer los beneficios directos e indirectos que percibirá de ella.

La comunidad debe conocer los costos de construcción, operación y mantenimiento que le impone la tecnología y deben ser aceptados por ella misma, como base de la sostenibilidad. En el proyecto se debe incluir documentación que demuestre la aceptabilidad por parte de la comunidad de la(s) tecnología(s) a implementarse.

k) Otros criterios para la selección de la tecnología alternativa

El proyectista debe especificar y documentar en el proyecto, otros criterios no señalados en la presente Norma, que sean favorables a la sostenibilidad de la tecnología y el proyecto en su conjunto.

GLOSARIO

Abatimiento. Diferencia entre el nivel estático y el nivel dinámico, que es función y consecuencia del proceso de bombeo.

Ablandamiento del Agua. Proceso de tratamiento aplicado a las aguas con exceso de sales de calcio y magnesio. Se refiere a la remoción de dureza carbonácea y no carbonácea.

Acuífero. Estructura geológica estratigráfica sedimentaria, cuyo volumen de poros está ocupado por agua en movimiento o estática.

Acuífero confinado. Acuífero comprendido entre dos capas impermeables, estando el agua contenida en él sometida a presión mayor a la atmosférica.

Acuífero libre. Acuífero cuya superficie libre del agua se encuentra a presión atmosférica.

Aducción. Conjunto de tuberías, canales, túneles, dispositivos y obras civiles que permiten el transporte de agua desde la obra de captación hasta la planta de tratamiento y/o tanque de almacenamiento o directamente a la red.

Agua cruda. Agua superficial, subterránea o pluvial en estado natural.

Agua potable. Agua que por su calidad física, química radiológica y microbiológica es apta para el consumo humano y cumple con las normas de calidad de agua.

Agua freática. Agua subterránea más cercana a la superficie del suelo.

Aireación. Proceso por el cual que se produce un contacto entre el aire y el agua a objeto de oxigenarla y/o remocionar gases y sustancias volátiles.

Almacenamiento total. Volumen correspondiente a la capacidad de todos los tanques de distribución. Puede referirse a los tanques de almacenamiento de una única zona de presión o a los tanques de almacenamiento de todo el sistema de distribución.

Área específica. En un sistema de distribución, es el área cuyas características de ocupación se tornan distintas de las áreas vecinas, en términos de concentración demográfica y de la categoría de consumidores presentes.

Azolve. Lodo o sedimento que obstruye un conducto de agua.

Barrera múltiple. Inclusión de una o más etapas al tratamiento de las aguas. Estas etapas juntas remueven progresivamente los contaminantes para producir agua de uso y consumo humano. También conocido como “múltiples etapas de tratamiento”.

Bocas de desagüe. Dispositivos que sirven para el drenaje de las aguas.

Bomba manual. Dispositivo mecánico, destinado a extraer agua de un nivel inferior a otro superior accionados por la fuerza física humana.

Bomba eólica. Dispositivo mecánico destinado a extraer agua de un nivel inferior a otro superior accionados por la fuerza eólica (viento).

Bomba solar. Dispositivo electromecánico que utiliza la energía solar para su funcionamiento, permitiendo extraer agua de pozos perforados y excavados. La energía eléctrica necesaria para su funcionamiento es generada por los paneles fotovoltaicos.

Bomba de ariete hidráulico. Dispositivo mecánico que permite elevar agua aprovechando la energía hidráulica del golpe de ariete.

Calidad del agua. Se expresa mediante la caracterización de los elementos y compuestos presentes, en solución o en suspensión, que desvirtúan la composición original.

Cámara de bombeo. Depósito de agua, destinado a alojar el dispositivo de succión del equipo de bombeo. Se denomina también cárcamo de bombeo.

Capacidad de la instalación. Capacidad que presenta o se asigna a una instalación sobre la base de su infraestructura y recursos disponibles.

Capacidad de almacenamiento. Volumen de agua que puede ser almacenado en un tanque.

Capacidad específica. Relación entre el caudal extraído de un pozo y la profundidad o longitud de abatimiento, para un tiempo determinado, expresado en l/s-m.

Captación. Estructura o conjunto de estructuras necesarias para obtener el agua de la fuente.

Categoría de consumidor. Clasificación del consumidor o usuario de acuerdo con la actividad y uso que hace del agua y con la cantidad de agua consumida en una unidad de tiempo.

Cámara de lodos. Compartimiento diseñado en forma y tamaño tal, que permita la acumulación y posterior extracción de lodos de las plantas potabilizadoras de agua.

Cámaras de lodos continuas. Receptáculos de lodos, dispuestos a lo largo de la zona de sedimentación, dispuestos de forma continua.

Cámaras de lodos separadas. Receptáculos de lodo, dispuestos a lo largo y ancho de la zona de sedimentación, dispuestos en forma separada, presentando una forma troncocónica invertida.

Caudal máximo diario. Consumo máximo durante 24 horas observado en el período de un año sin tener en cuenta los gastos que se hayan presentado por razones de incendio, pérdidas, accidentes y fuerza mayor.

Caudal máximo horario. Consumo máximo obtenido durante una hora en el período de un año sin tener en cuenta los gastos que se hayan presentado por razones de incendio, pérdidas, etc.

Caudal medio diario. Consumo durante 24 horas, obtenido como promedio de los consumos diarios en el período de un año.

Cementación. Proceso que consiste en cubrir la superficie de un tubo con revestimiento de mortero o pasta de cemento a fin de proteger el tubo contra la corrosión.

Ciclo hidrológico. Sucesión de estados físicos de las aguas naturales: evaporación, condensación, precipitación pluvial, escorrentía superficial, infiltración subterránea, depósito en cuerpos superficiales y nuevamente evaporación.

Coagulación. Reacción y mecanismo físico - químico que produce la agrupación de partículas, mediante la desestabilización de las partículas y el contacto físico entre ellas.

Coeficiente de almacenamiento de un acuífero. Corresponde a la relación entre el volumen de agua drenado por área unitaria, cuando la presión estática desciende una unidad.

Coeficiente de permeabilidad. Volumen de agua que pasa en una unidad de tiempo a través de una sección del material de área unitaria con un gradiente hidráulico unitario.

Coeficiente de transmisión o transmisibilidad. Es igual al coeficiente de permeabilidad multiplicado por el espesor del acuífero.

Coliformes Termorresistentes. Grupo de bacterias que fermenta la lactosa a 44°C – 45 °C, comprendiendo el género Escherichia y en menor grado especies de Klebsiella, Enterobacter y Citrobacter. Los termorresistentes distintos de E. coli pueden proceder de aguas orgánicamente enriquecidas (efluentes industriales, materiales vegetales y suelos en descomposición).

Coliformes Totales. Indicador microbiano de la calidad del agua de bebida. Se denominan: "organismos coliformes" (total de coliformes) siendo bacterias Gram –negativas que pueden desarrollarse en presencia de sales biliares u otros agentes tensoactivos, fermentando la lactosa a 35 °C – 37 °C, produciendo gas y aldehído en un plazo de 24 a 48 horas.

Compatibilidad medio ambiental. Empatía existente entre una instalación de tratamiento, su medio ambiente y otras instalaciones que están interrelacionadas.

Conexión domiciliaria. Conjunto de tuberías y accesorios que permiten la conducción del agua desde la red de distribución hasta el límite de propiedad del beneficiario.

Consumo en la red. Cantidad de agua del sistema de distribución utilizada en una unidad de tiempo.

Cribado o cernido. Proceso mediante el cual se retienen sólidos gruesos en rejillas o cribas. Se denomina también desbaste.

Desinfección. Proceso que permite la inactivación de microorganismos patógenos y no patógenos a través de la adición de sustancias desinfectantes (oxidantes), agentes físicos como el calor y la radiación.

Dotación. Cantidad de agua que se asigna a un habitante para su consumo por día, expresado en (l/h - d).

Escherichia coli. Pertenece a la familia de las enterobacteriáceas. Se desarrolla a 44°C – 45 °C en medios complejos, fermenta la lactosa y el manitol liberando ácido y gas; produce indol a partir del triptófano. Algunas cepas pueden desarrollarse a 37 °C pero no a 44 °C – 45 °C y algunas no liberan gas. La Escherichia coli se encuentra en las heces fecales de origen humano y animal. Se halla en aguas residuales, los efluentes tratados y todas las aguas y suelos que hayan sufrido una contaminación fecal reciente.

Estación de bombeo. Conjunto de estructuras, instalaciones y equipos que permiten elevar el agua de un nivel inferior a otro superior, haciendo uso de equipos de bombeo.

Estiaje. Época o periodo del año en el que las precipitaciones pluviales son nulas o mínimas.

Fiabilidad. Grado de confiabilidad que se tenga a un proceso de tratamiento, dándole calidad de “esencialmente seguro y a prueba de fallos”.

Filtración. Proceso físico de separación de materia en suspensión presente en el agua a través de un medio granular.

Filtro o criba. Dispositivo en forma tubular colocado en formaciones acuíferas no consolidadas, para permitir la entrada de agua a un pozo en condiciones favorables.

Flexibilidad del proceso. Grado de acomodamiento a cambios de orden operacional, mantenimiento y administrativo, debidas a fluctuaciones cualitativas y cuantitativas en la materia prima (agua a tratar).

Floculación. Proceso físico en el que se producen contactos interparticulares, para formar posteriormente masas mayores denominadas flocúlos.

Flotación. Ascenso de sólidos en suspensión contenidos en el agua, utilizando un agente de flotación (burbujas de aire).

Fuente de abastecimiento de agua. Depósitos o cursos naturales de agua, superficiales o subterráneos.

Galería filtrante. Conducto horizontal construido en un medio permeable, para interceptar y recolectar agua subterránea que fluye por gravedad.

Gestión de residuos de plantas. Manejo, almacenamiento, transporte y disposición final de los residuos sólidos, líquidos y al control de los residuos gaseosos generados en una planta potabilizadora de agua.

Golpe de ariete. Fenómeno oscilatorio causado por el cierre rápido de válvulas o, por el paro repentino del sistema de bombeo, que da lugar a la transformación de la energía cinética del líquido en energía elástica almacenada tanto en el agua como en la tubería, provocando sobrepresiones y subpresiones, que pueden originar la ruptura de la tubería.

Inviabilización. Evitar su desarrollo; no dar viabilidad al crecimiento; aplicable al campo microbiológico (bacteriológico).

Isócrona de 50 días. Zona dentro la cual los gérmenes patógenos llegarían a la fuente de agua en 50 días o menos.

Lixiviado. Líquido de características físico – químicas y microbiológicas específicas proveniente de la deshidratación de los lodos.

Lodo. Residuo semisólido o líquido proveniente del proceso de tratamiento de las aguas, formado a partir de los residuos sólidos suspendidos, coloidales y disueltos remocionados y acumulados en las unidades de tratamiento y que requieren ser tratados, transportados y dispuestos adecuadamente.

Manantial. Afloramiento de agua subterránea que aparece en la superficie en forma de corriente debido a la presencia de algún tipo de singularidades ya sea de la topografía del terreno o de las condiciones del subsuelo.

Nivel dinámico. Distancia medida desde la superficie del terreno hasta el nivel de agua en el pozo producido por el bombeo.

Nivel estático. Distancia desde la superficie del terreno hasta el nivel de agua en el pozo, no afectado por el bombeo.

Nivel freático. Nivel de agua subterránea libre más cercano a la superficie del suelo.

Nivel máximo útil. Mayor nivel que podrá ser alcanzado en el reservorio, controlado, por condiciones de operación que evitarán la pérdida de agua a través del rebosadero.

Nivel máximo. Nivel fijado por el dispositivo de rebose.

Nivel medio. Nivel correspondiente a la media aritmética de las cotas relativas a los niveles máximo útil y mínimo útil.

Nivel mínimo útil. Es el menor nivel de agua que permitirá abastecer agua a la red de distribución durante las ocasiones en que el consumo es máximo.

Obra de captación. Estructura o conjunto de estructuras necesarias para obtener agua de una fuente.

Pasta. Estado intermedio entre la fase líquida y sólida producto de la deshidratación parcial de los lodos; se conoce también con el nombre de “cake”, queque o torta.

Permeabilidad. Permeabilidad de un material o coeficiente de permeabilidad, es el volumen de agua que pasa en una unidad de tiempo, a través de una sección del material de área unitaria con un gradiente hidráulico unitario.

Pileta pública. Infraestructura civil y accesorios localizados en lugar público, que permiten la distribución del agua a los usuarios o consumidores con fines domésticos.

Planta de Tratamiento. Conjunto de obras civiles, instalaciones y equipos convenientemente dispuestos para llevar a cabo procesos y operaciones unitarias que permitan obtener aguas de calidad aptas para consumo y uso humano. Se denomina también Planta potabilizadora de agua.

Porosidad. Medida del contenido de vacíos o intersticios en un medio, dada por la relación porcentual entre el espacio vacío y el volumen total.

Pozo artesiano. Pozo que capta agua de un acuífero combinado, donde el nivel estático del pozo se eleva por encima del nivel superior del acuífero en la ubicación del pozo.

Pozo freático. Pozo que capta el agua de un acuífero libre.

Pozo profundo. Pozo excavado mecánicamente y luego entubado, del que se extrae agua en forma mecánica desde cualquier profundidad.

Pozo somero. Pozo de agua generalmente excavado a mano, que sirve para obtener agua del nivel freático principalmente para uso doméstico.

Prefiltro o empaque de grava. Capa de material granular (arena, gravilla o grava) colocada entre el filtro y la formación acuífera.

Presión de servicio. Presión requerida para que el agua llegue al punto más desfavorable del sistema.

Presión de rotura. Presión interna a la cual una tubería falla o se rompe.

Presión dinámica. Diferencia entre la presión estática y las pérdidas de carga producidas en el tramo respectivo, en el momento de flujo máximo.

Presión estática. Presión en un punto de la aducción o red considerando la ausencia de flujo en la misma o consumo nulo en la red.

Presión nominal. Presión interna máxima a la que puede estar sometida una tubería en las condiciones de apoyo y relleno establecidas en el proyecto.

Proceso oligodinámico. Proceso por el cual se manifiesta la acción desinfectante de un metal (plata iónica) debido a la “fuerza de cantidades diminutas”.

Rebosadero. Dispositivo destinado a impedir que el nivel de agua en el reservorio sobrepase una cota predeterminada, descargando el eventual exceso a un destino conveniente.

Recarbonatación. Proceso de aplicación de dióxido de carbono para bajar el pH del agua.

Red de distribución. Conjunto de tuberías, accesorios y dispositivos que permiten la entrega del agua a los consumidores en forma constante con presión apropiada y en cantidad suficiente para satisfacer sus necesidades.

Residuos de plantas. Productos provenientes de uno o varios procesos de tratamiento de las aguas conocidos como lodos (sólidos en agua), salmueras o concentrados (fase líquida con sólidos disueltos) y gaseosos (gases y polvos).

Residuos gaseosos. Corresponde a todo residuo gaseoso generado en una planta potabilizadora de agua, producto de los procesos o de las acciones de operación y mantenimiento.

Residuos líquidos. Corresponde a todo residuo líquido generado en una planta potabilizadora de agua, producto de los procesos o de las acciones de operación y mantenimiento.

Sedimentación. Proceso físico de remoción de partículas presentes en el agua a tratar, considerando que las mismas tienen un peso específico mayor al del agua.

Sistema de agua potable. Conjunto de estructuras, equipos, accesorios e instalaciones que tiene por objeto transformar la calidad del agua y transportarla desde la fuente de abastecimiento hasta los puntos de consumo, en condiciones adecuadas de calidad, cantidad y presión.

Sistema de tratamiento. Denominado también como tren de tratamiento o simplemente tratamiento; es el conjunto de unidades de tratamiento dispuestas de forma tal que, son capaces de transformar el agua cruda en agua potable.

Tanque de almacenamiento. Depósito situado generalmente entre la captación y la red de distribución destinado a almacenar agua y/o mantener presiones adecuadas en la red de distribución.

Tanque de compensación. Depósito cuya posición relativa es tal que puede abastecer o recibir agua, y de la red de distribución.

Tanque de distribución. Componente del sistema de distribución de agua destinado a: regular las diferencias que se producen en un día entre el volumen de abastecimiento y el consumo, asegura el abastecimiento continuo durante períodos cortos de desabastecimiento y proporcionar presión al sistema de distribución.

Tanque de regulación. Depósito situado generalmente entre la captación y la red de distribución, destinado a almacenar el agua para compensar las variaciones de consumo.

Tanque elevado. Depósito cuya cota de fondo es superior a la cota del terreno donde se halla ubicado.

Tanque enterrado. Depósito que se sitúa enteramente en una cota inferior a la del terreno en el que está localizado.

Tanque intermedio. Depósito cuya posición relativa es tal que recibe o abastece agua a una red de distribución y alimenta siempre a otra red de distribución.

Tanque semienterrado. Depósito que presenta por lo menos un tercio de su altura total situada por debajo del nivel de terreno donde se encuentra localizado.

Tecnología alternativa. Solución técnica que permite la dotación de agua de consumo a través de instrumentos, mecanismos, construcciones y/o procedimientos simples, de bajo costo y rápida implementación. Se denomina también Tecnología Apropiada.

Tratamiento con Tecnología Apropiada. Tratamiento que evita o minimiza el uso de sustancias químicas, a objeto de garantizar sostenibilidad en la operación y mantenimiento, considerando las limitadas capacidades técnico – económicas locales. Denominado también sistema de tratamiento de tecnología apropiada.

Tratamiento convencional. Tratamiento que incluye la adición de compuestos químicos que favorecen el tratamiento, produciendo remociones de elementos y compuestos presentes en el agua. Consta de unidades de mezcla rápida, floculación, sedimentación, filtración y desinfección. Se denomina también sistema convencional.

Tren de tratamiento. Conjunto de unidades de tratamiento dispuestas convenientemente que logran la depuración del agua cruda.

Tubería de conducción. Tubería comprendida entre la planta de tratamiento y/o el tanque de regulación y la red de distribución.

Tubería de entrada. Tubería que conduce el agua hacia el interior de un tanque de almacenamiento.

Tubería de impulsión. Tubería comprendida entre la salida de la bomba y el tanque de almacenamiento o red de distribución.

Tubería de limpieza. Tubería dispuesta de manera tal que permite el desagüe total y la limpieza del interior del tanque.

Tubería de salida. Tubería que conduce el agua del interior del tanque de almacenamiento hacia el sistema de alimentación o distribución.

Tubería de succión. Tubería comprendida entre la criba y la entrada a la bomba.

Tubo de revestimiento externo. Tubo de material resistente, utilizado en la etapa de perforación de un pozo.

Tubo de revestimiento interno. Tubo de material resistente utilizado para permanecer definitivamente en el pozo estableciendo una ligazón entre el filtro y la superficie.

Unidad de tratamiento. Estructura, equipos o accesorios necesarios para realizar un proceso físico - químico o biológico para la depuración del agua cruda.

Vertedero. Dispositivo que permite el rebosamiento de una cantidad determinada de agua.

Zona de lodos. Zona en la cual se acumulan los lodos y son retirados, en una unidad de tratamiento en particular.

ABREVIATURAS Y NOMENCLATURA

APHA: American Public Health Association.

ASTM: American Society for Testing and Material Standards.

AWWA: American Water Works Association.

AYNI: Prototipo de Bomba Manual.

BM: Bench Mark.

BOMPO: Bomba de Operación y Mantenimiento a nivel de Poblado.

BSI: The British Standards Institution.

°C: Grados Celsius.

CaCO₃: Carbonato de calcio.

CA: Corriente Alterna.

CBH: Código Boliviano del Hormigón.

CEN: Comunidad Europea de Normalización.

CEPIS: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente.

CNPS: Carga Neta Positiva de Succión , en inglés NPSH: Net Positive Suction Head.

CINARA: Centro Internacional de Abastecimiento y Remoción de Aguas; Universidad del Valle, Cali - Colombia.

CPISA: Coordinación de Post Grado en Ingeniería Sanitaria y Ambiental.

cm: centímetro.

CV : Caballo Vapor.

DANT : Dirección de Área de Normas y Tecnología.

DBO₅: Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días).

DIN: Deutches Institut für Normung.

DINASBA: Ex - Dirección Nacional de Saneamiento Básico.

DMS: Distancia Mínima de Seguridad.

DQO: Demanda Química de Oxígeno.

FD: Filtración Directa.

F.D.A.: Filtración Directa Ascendente.

F.D.D.: Filtración Directa Descendente.

F.D.A.D.: Filtración Directa Ascendente Descendente.

FF: Fierro Fundido.

FFD: Fierro Fundido Dúctil.

FG: Fierro Galvanizado

FG: Filtración Gruesa.

FGA: Filtración Gruesa Ascendente.

FGAC: Filtración Gruesa Ascendente en Capas.

FGAS: Filtración Gruesa Ascendente en Serie.

FGD: Filtración Gruesa Descendente.

FGDi: Filtración Gruesa Dinámica.

FGDS: Filtración Gruesa de Flujo Descendente en Serie.

FGH: Filtración Gruesa Horizontal.

FiME: Filtración en Múltiples Etapas.

FLA: Filtración Lenta en Arena.

FLEXI-OPS: Prototipo de Bomba Manual.

G: Gradiente de velocidad.

GPS: Global Position System (Sistema de Posicionamiento Global).

hab/ha: habitantes por hectárea.

H°A°: Hormigón Armado.

HP : Caballo fuerza.

IBNORCA: Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

IGM: Instituto Geográfico Militar.

IHE-Delft: International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering – Delft, The Netherlands.

INE: Instituto Nacional de Estadística.

IRC: International Research Center.

ISO: International Organization for Standardization.

km: kilómetro.

l/s: litro por segundo.

l/hab-d: Litros por habitante día

m: metros.

m.c.a.: metro columna de agua.

m.s.n.m.: metro sobre el nivel de mar.

m/s: metro por segundo.

max: máximo.

med: medio.

mg/l: miligramo por litro.

mg/m³: miligramo por metro cúbico.

ml/l: mililitro por litro.

mm: milímetro.

NB: Norma Boliviana.

NB-512: Norma Boliviana – 512: Agua Potable Requisitos.

NB-647: Norma Boliviana – 647: Productos químicos para uso Industrial; Cal viva y cal hidratada.

NB-648: Norma Boliviana – 648: Productos químicos para uso Industrial; Cloro líquido.

NB-650: Norma Boliviana – 650: Productos químicos para uso Industrial; Sulfato de Aluminio.

N/cm²: Newton por centímetro cuadrado.

NMP/100 ml: Número más probable por cada 100 mililitros.

OD: Oxígeno Disuelto.

OMS: Organización Mundial de la Salud.

OPS: Organización Panamericana de la Salud.

pH: Potencial de Hidrógeno.

PE: Polietileno.

PEAD: Polietileno de Alta Densidad.

PET: Tereftalato de Polietileno.

PROAT: Programa de Asistencia Técnica.

PSAD: Provisional South America Data.

PVC: Polivinilo de Cloruro.

PVCU: Polivinilo de Cloruro no plastificado.

SEDAPAL: Servicio de Agua Potable y Alcantarillado, Lima-Perú.

SODIS: Desinfección solar (del Inglés Solar Disinfection)

THMs: Trihalometanos.

UC: Unidades de Color.

U.C.V.: Unidad de Color Verdadero.

UFC/100 ml: Unidades Formadoras de Colonia por 100 mililitros.

UT = UTN = UNT: Unidad de Turbiedad; Unidad de Turbiedad Nefelométrica; Unidad Nefelométrica de Turbiedad.

UMSA: Universidad Mayor de San Andrés, La Paz - Bolivia.

UTM: Universal Transverse Mercator.

UV: Ultra Violeta.

VSF: Viceministerio de Servicios Básicos.

WHO: World Health Organization.

WPCF: Water Pollution Control Federation.

YAKU: Prototipo de Bomba Manual.

Anexo A (Normativo)

Criterios de calidad para la selección de la fuente

GRUPO I: Aguas que necesitan únicamente desinfección

1. Calidad bacteriológica

- a) Densidad de coliformes totales. La media aritmética mensual debe ser menor que 100 por 100 ml de muestra.
- b) Densidad de coliformes termorresistentes. Si se lleva a efecto la determinación de coliformes termorresistentes, la cifra de coliformes totales puede exceder de 100 por 100 ml de muestra, pero en tal caso los coliformes termorresistentes no deben exceder de 20 por 100 ml de muestra computados por la media aritmética mensual.

2. Calidad física

Debe cumplir con lo especificado en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos):

Parámetro	Valor máximo aceptable	Observaciones
Turbiedad	5 U.N.T	U.N.T. : Unidades Nefelométricas de Turbiedad
Color	15 U.C.V.	U.C.V.: Unidades de Color Verdadero (Platino – Cobalto)

3. Calidad química

Debe cumplir con lo especificado en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable - Requisitos). Deberá constatarse el contenido de sustancias tóxicas de origen inorgánico y orgánico, especialmente plaguicidas y plaguicidas totales.

4. Calidad radiológica

Debe cumplir con lo especificado en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos) – en lo que respecta radiactividad en el agua potable.

5. Tratamiento adicional

Si la calidad del agua no es “estable”, durante todo el año, según lo especificado en numerales 1, 2, 3, y 4, se le debe dar un tratamiento adicional durante el periodo en el que la calidad se deteriora.

6. Parámetros complementarios de calidad

6.1 Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO₅ (mg/l)

Promedio mensual: 0,75 – 1,5
Máximo diario: 1,0 – 3,0

6.2 Oxígeno Disuelto OD (mg/l)

Concentración:	4,0 (mínima)
Saturación:	75% o mayor
pH:	6,0 – 8,5

6.3 Cloruros (mg/l)

Concentración:	< 250
----------------	-------

GRUPO II: Aguas que necesitan tratamiento convencional (coagulación, sedimentación, filtración rápida y desinfección (postcloración) o filtración lenta y desinfección (postcloración)).

1. Calidad bacteriológica

- a) Densidad de coliformes totales. La media geométrica mensual debe ser menor que 3 000 por 100 ml de muestra.
- b) Densidad de coliformes termorresistentes. Si se lleva a afecto la determinación de coliformes termorresistentes, la cifra de coliformes totales puede exceder de 3 000 por 100 ml de muestra, pero en tal caso los coliformes termorresistentes no deben exceder de 600 por 100 ml de muestra computados por la media geométrica mensual.

2. Calidad física

Parámetros tales como el color, turbiedad y olor contribuyen en forma significativa al tratamiento y potabilización del agua.

2.1. Color:

No se fija un límite para el color natural; este puede ser removido mediante tratamiento convencional completo.

Se debe remover la mayor parte de color mediante coagulación a bajo pH. Luego de un tratamiento completo, el color real debe cumplir lo especificado en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos).

No se consideran los colores originados por efluentes industriales, los cuales serán considerados al determinar la calidad química del agua.

El color verdadero del agua tratada será:

Valor máximo aceptable: 15 U.C.V.

2.2. Turbiedad:

La turbiedad debe permanecer en un rango tratable por medios convencionales. Cuando existen turbiedades altas, las plantas deben ser diseñadas a base de tanques presedimentadores, embalses o doble coagulación. En caso de utilizar filtros lentos los límites de turbiedad estarán en el orden de 20 U.N.T. o menos durante el 90 % del tiempo.

La turbiedad de agua tratada será:

Valor máximo aceptable: 5 U.N.T.

2.3. Olor y sabor:

El olor del agua cruda será tratado a través de aireación como un método convencional. Tanto el color y sabor deben ser aceptables por los usuarios.

3. Calidad química

El agua cruda debe cumplir con los límites recomendados en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos).

4. Calidad radiológica

Debe cumplir con lo especificado en la Norma Boliviana Agua Potable - Requisitos NB 512.

5. Parámetros complementarios de calidad

5.1 Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO₅ (mg/l)

Promedio mensual: 1,51 – 2,5

Máximo diario: 3,1 – 4,0

5.2 Oxígeno Disuelto OD (mg/l)

Concentración: 4,0 (mínima)

Saturación: 60% o mayor

pH: 5,0 – 9,0

5.3 Cloruros (mg/l)

Concentración: < 250

GRUPO III: Aguas que necesitan tratamiento convencional (coagulación, sedimentación, filtración rápida y desinfección (pre y postcloración))

1. Calidad bacteriológica

a) Densidad de coliformes totales. La media geométrica mensual debe ser menor que 20 000 por 100 ml de muestra.

b) Densidad de coliformes Termorresistentes. El total de coliformes termorresistentes puede exceder de 20 000 por 100 ml de muestra, pero en tal caso los coliformes termorresistentes no deben exceder de 4 000 por 100 ml de muestra computados por la media geométrica mensual.

2. Calidad física

Debe cumplir con los mismos requisitos del Grupo I - 2

3. Calidad química

Debe cumplir con los mismos requisitos del Grupo I - 3

4. Calidad radiológica

Debe cumplir con lo especificado en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable- Requisitos).

5. Parámetros complementarios de calidad

5.1 Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO₅ (mg/l)

Promedio mensual: mayor a 2.5

Máximo diario: mayor a 4,0

5.2 Oxígeno Disuelto OD (mg/l)

Concentración: 4,0 (mínima)

Saturación: menor al 60%

pH: 3.8 – 10.5

5.3 Cloruros (mg/l)

Concentración: mayor a 250 (*)

(*) Las concentraciones elevadas de cloruro hacen que el agua y las bebidas tengan sabor desagradable. Los umbrales de sabor dependen del catión asociado y son del orden de 200 mg/l a 300 mg/l para el cloruro sódico, potásico y cálcico.

GRUPO IV: Aguas que no cumplen con los requisitos bacteriológicos expresados en los grupos anteriores (aguas con concentraciones mayores a 20 000 coliformes totales o 4 000 coliformes termorresistentes por 100 ml de muestra).

No se deben utilizar estas aguas como fuente de abastecimiento. Sin embargo de no existir otras fuentes de agua disponible y dado el avance de la tecnología, podrán utilizarse después de un tratamiento adecuado. En este caso debe efectuarse un estricto control de calidad y observar en todo momento el cumplimiento de la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos), en lo referente a la calidad bacteriológica.

GRUPO V: Aguas que no cumplen con uno o más requisitos físico - químicos, radiológicos o de contenido de contaminantes orgánicos establecidos en la Norma Boliviana NB 512 (Agua potable – Requisitos).

No se deben utilizar estas aguas como fuente de abastecimiento. Sin embargo de no existir otras fuentes de agua disponible y dado el avance de la tecnología, podrá utilizarse después de un tratamiento avanzado (**procesos de membranas:** nanofiltración, osmosis inversa; **intercambio iónico:** aniónico, catiónico; **adsorción:** carbón granular activado, carbón pulverizado activo, alúmina activada), anteceditos de un proceso de tratamiento convencional y precedidos de **desinfección;** cloración, ozonización, radiación ultra violeta entre otros. Los procesos serán seleccionados de acuerdo a la calidad del agua a tratar y deberán ser técnicamente justificados por el proyectista y dados a conocer a la Autoridad Competente.

En este caso debe efectuarse un estricto control de calidad físico – química y microbiológica del agua para asegurar que su calidad cumpla en todo momento con lo establecido en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable - Requisitos).

Anexo B (Normativo)

Caracterización de fuentes de agua

Tabla 1

Análisis básicos recomendables para la caracterización de las fuentes de agua destinadas a consumo humano en poblaciones menores a 10 000 habitantes

N° Parámetro	Unidad	Tiempo máximo de preservación recomendado (1)
Análisis Físicos		
1 Turbiedad	U.N.T	48 horas
2 Color	U.C. Escala Pt – Co	48 horas
3 Olor *	-	6 horas
4 Sabor *	-	24 horas
5 Temperatura	°C	In situ
6 Sólidos totales disueltos	mg/l	14 días
7 Sólidos totales suspendidos	mg/l	6 meses
Análisis Químicos		
8 Dureza total	mg/l (Ca CO ₃)	6 meses
9 Calcio	mg/l	6 meses
10 Magnesio	mg/l	6 meses
11 Manganeseo	mg/l	6 meses
12 Hierro	mg/l	28 días
13 Sulfatos	mg/l	6 meses
14 Cloruros	mg/l	7 días
15 Fluoruros	mg/l	48 horas
16 Nitratos	mg/l	48 horas
17 Nitritos (1)	mg/l	2 horas
18 pH	-	
Análisis Bacteriológicos		
19 Coliformes totales	NMP/100 ml ***	24 horas
20 Escherichia coli**(E. coli)	NMP/ 100 ml***	24 horas
		Las muestras deben ser conservadas a baja temperatura. Nunca congeladas.
Análisis Complementarios		
21 Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO ₅	mg/l	Realizar la determinación dentro de las 24 horas, previa conservación a 4°C.
22 Oxígeno disuelto OD	mg/l	Fijar in situ, analizar antes de las 8 horas y no exponer la muestra directamente al sol.
23 Conductividad	mmhos/cm	Realizar la determinación dentro de las 48 horas.

(*) Debe ser inobjetable

(1) Se debe analizar en el tiempo establecido para evitar la oxidación de los mismos.

(**) Las concentraciones de coliformes termorresistentes (termotolerantes) están en relación directa con las de Escherichia coli (E. coli), por tanto pueden determinarse indistintamente y dependerá de las facilidades laboratoriales disponibles; Ref.: Guías para la Calidad de Agua Potable, OMS, Ginebra 1995.

(***) NMP/100 ml, Número Más Probable por 100 ml o UFC/100 ml, Unidades Formadoras de Colonias por 100 ml según la técnica empleada (Tubos múltiples o Membrana Filtrante).

Nota: La lista de los parámetros no está restringida, por lo que el proyectista podrá solicitar otros parámetros no especificados según las características del proyecto y los antecedentes de calidad de agua que se tengan en la zona.

Tabla 2
Valores máximos aceptables por la Norma Boliviana
NB 512 (Agua Potable - Requisitos)

Nº Parámetro	Valor máximo aceptable	Unidad
Análisis Físicos		
1 Turbiedad	5	U.N.T
2 Color	15	U.C. Escala Pt – Co
3 Olor *	-	-
4 Sabor *	-	-
5 Temperatura *	-	°C
6 Sólidos totales disueltos	1 000	mg/l
7 Sólidos totales suspendidos **	-	mg/l
Análisis Químicos		
8 Dureza total	500	mg/l (Ca CO ₃)
9 Calcio**	-	mg/l
10 Magnesio***	-	mg/l
11 Manganeseo	0,1	mg/l
12 Hierro total	0,3	mg/l
13 Sulfatos	400,	mg/l
14 Cloruros	250	mg/l
15 Fluoruros	(0,6 – 1,5)****	mg/l
16 Nitritos ⁽¹⁾ NO ₃	45	mg/l
17 Nitritos ⁽¹⁾ NO ₂	0,1	mg/l
18 pH	6,5 – 9,0	-
Análisis Bacteriológicos		
19 Coliformes totales	0,0 UFC/100 ml	<2 NMP/100 ml*****
20 Escherichia coli (<i>E. coli</i>)	0,0 UFC/100 ml	< 2 NMP/ 100 ml
Análisis Complementarios		
21 Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO ₅	N.E.	mg/l
22 Oxígeno disuelto OD	N.E	mg/l
23 Conductividad	1 500	micromhos/cm

(*) Debe ser inobjetable.

(**) Guardan relación con la turbiedad.

(***) Guardan relación con la dureza total.

(****) Concentraciones mínima y máxima para diferentes temperaturas (ambiente); Véase NB 512 (Agua Potable - Requisitos).

(*****) NMP/100 ml, Número Más Probable por 100 ml o UFC/100 ml, Unidades Formadoras de Colonias por 100 ml según la técnica empleada (Tubos múltiples o Membrana Filtrante).

(1) Condición: $(NO_3 / 45) + (NO_2 / 0,1) < 1$

N.E.: No Especificado en la Norma NB 512. El parámetro DBO₅ servirá como comprobación de contaminación microbiológica, posibilidad de conexiones cruzadas. El parámetro Oxígeno disuelto > 4 mg/l garantiza posibilidad de vida acuática (aguas superficiales de calidad admisible, a excepción de las aguas subterráneas). El parámetro conductividad guarda relación con el contenido iónico total (sales disueltas), valores superiores pueden influir en la apariencia, el sabor o el olor del agua (Guías OPS/OMS).

Anexo C (Normativo) **Trabajos Topográficos**

1. INTRODUCCIÓN

- a) Los trabajos topográficos destinados a diseño y elaboración de proyectos de agua potable deben satisfacer y regirse a lo indicado en el presente Anexo.
- b) Para realizar trabajos topográficos en zonas donde se implementarán proyectos de agua potable, se debe recabar previamente, la información básica, de instituciones públicas y privadas (Alcaldías, Prefecturas, Subprefecturas y otras como el Instituto Geográfico Militar IGM), como ser planimetrías, nivelaciones, fotos aéreas, cartas geográficas, planos reguladores, catastrales y toda información necesaria para interpretar y desarrollar los trabajos topográficos.
- c) Cuando se cuente con levantamientos y restituciones aerofotogramétricas se debe utilizar ésta información, para la cual se establecerán y conformarán los puntos de control utilizados en la elaboración de los mismos.
- d) Todo trabajo de topografía se debe iniciar con referencia a un Bench Mark (BM) del Instituto Geográfico Militar (IGM). Las estaciones topográficas del proyecto, deben tener cotas de elevación obtenidas obligatoriamente por nivelación directa, arrastrados desde el BM.
- e) En caso de no existir un BM en la zona del proyecto, o el BM esté a una distancia tal que impida un fácil acceso y/o arrastre, o sea incompatible con la magnitud del proyecto, se debe iniciar el trabajo definiendo e indicando un punto fijo y permanente, cuya cota y coordenadas serán asumidas en concordancia a la información básica y/o determinados en campo (utilizando un alfiler o un GPS navegador). Este punto (Ec) será la estación de partida y podrá ubicarse en sitio difíciles de remover o deteriorar (puentes vehiculares, la base de una estatua, plaza, edificios públicos y similares).
- f) Los estudios preliminares, estudios a diseño final requeridos en la elaboración de proyectos de diseño de sistemas de agua potable en todos sus componentes deben ser realizados con la precisión señalada en el numeral 6, indicado en el presente Anexo.
- g) Para representar en un plano, la configuración física de los sitios geográficos, se debe emplear un método de levantamiento topográfico y disponer de equipos apropiados al proyecto para efectuar: poligonación, triangulación, trilateración, nivelación directa, radiación taquimétrica o métodos combinados que sean complementarios.
- h) Toda información y levantamientos topográficos deben ser necesariamente verificados en el terreno.
- i) Para el replanteo posterior del proyecto, el responsable dejará en la localidad, BMs auxiliares y/o estaciones de la poligonal básica en lugares fijos, o mojones permanentes de hormigón (con mezcla de dosificación 1:3:6), de forma cilíndrica a una altura total de 40 cm y diámetro de 15 cm, enterrados una profundidad mínima de 30 cm y que sobresalgan 10 cm. Deberán ser anclados en el terreno a través de barras metálicas, hincadas antes del vaciado del mortero. En caso de disponer de mojones prefabricados, estos serán de 25 cm de altura, debiendo enterrarse 15 cm y sobresalir 10 cm, los cuales

serán embebidos en una plataforma de mortero de 25 cm x 25 cm con una mezcla de hormigón cuya dosificación sea 1:3:6.

- j) En el centro de la cara superior del mojón debe insertarse un elemento metálico (placa de bronce) para señalar el punto de la estación.
- k) Se seguirá la anterior indicación para poligonales que abarquen los componentes principales del proyecto. En poligonales secundarias las estaciones pueden ser también estacas de madera, cubiertas con pintura y convenientemente protegidas.
- l) Los mojones y estacas deben ser identificados y localizados con pintura al aceite de color que contraste con el medio (amarillo, verde, rojo u otros). Se deben señalar las marcas con letras legibles y seguida del número correspondiente a la estación (por ejemplo E – 30), en dimensiones de 50x50 cm y en un lugar visible; la numeración no debe repetirse en el mismo proyecto.

2. PLANIMETRÍA

- a) Se puede definir una o más poligonales primarias cerradas, de acuerdo a la extensión del área del proyecto, con 2 (dos) puntos geodésicos como mínimo (uno de partida), con puntos de coordenadas absolutas conocidas determinadas a través de GPS topográfico. El enlace o la liga a los puntos geodésicos deben realizarse por alguno de los métodos de medición de ángulos horizontales para mejorar la precisión de los mismos.
- b) La línea poligonal principal puede ser medida por el método teodolito – cinta metálica.
- c) La línea poligonal principal puede ser medida con Estación Total, por taquimetría electrónica, requiriéndose 2 lecturas obligadas y una tercera opcional de comprobación.
- d) En los casos que se quiera realizar una poligonal cerrada para obtener la representación del poblado, ésta debe estar en el perímetro exterior de la zona urbanizada y anexa a las áreas de expansión, las restantes poligonales se deben ubicar de acuerdo al criterio del ingeniero proyectista; debe tomar los ángulos por doble lectura y utilizar el promedio para fines de verificación y representación gráfica. Toda poligonal debe cerrarse con la tolerancia indicada en el punto 6 del presente anexo.
- e) En las poligonales deben anotarse los valores resumen de ángulos y distancias, así como los valores de enlace o liga a la red y se realizarán los cálculos de coordenadas.
- f) En poligonales secundarias (abiertas), deben levantarse fajas laterales con un ancho no menor a 25 m a cada lado en zonas no urbanizadas y poblaciones dispersas; en regiones urbanizadas, el ancho de faja debe ser hasta los límites de los predios.

3. ALTIMETRÍA

- a) La cota de partida para las nivelaciones necesarias, se debe tomar con referencia a un BM del IGM, o lo establecido en el punto 1, inciso e)
- b) La nivelación de la poligonal con relación al BM debe ser directa y cerrada, arrastrando la cota del BM de partida hasta el siguiente o hasta el punto de la poligonal base.
- c) La nivelación debe realizarse con nivel de ingeniero.

- d) Excepcionalmente, en trabajos cuya extensión no sea mayor a las 5 hectáreas y no requieran de precisión por la naturaleza del mismo, la nivelación podrá realizarse con teodolito por medio de nivelación trigonométrica recíproca con doble lectura. La realización de este método de nivelación debe ser aprobada por el encargado de obra.
- e) La nivelación para el enlace de la línea poligonal principal al BM y las poligonales secundarias a las principales, deben cumplir los requerimientos señalados en el punto 6, inciso g).
- f) Deben definirse puntos o estaciones de referencia de elevación conocida, a distancias intermedias de aproximadamente 500 m, de modo que haya dos por cada kilómetro de poligonal, usando de referencia y de ser posible, sitios de carácter permanente y localizándolos con respecto a la poligonal básica.
- g) La lectura de la mira no se hará a más de 50 m de distancia.
- h) En las áreas destinadas para la construcción de plantas potabilizadoras de agua, se deben efectuar nivelaciones a lo largo y ancho del área proyectada, levantando perfiles transversales al menos cada 50 m. Se dejarán mojones de nivelación distribuidos en el perímetro del área destinada a la infraestructura a distancias no mayores a los 50 m.
- i) Se deben levantar los perfiles transversales de todas y cada una de las vías existentes o futuras en zonas urbanizadas o por urbanizar, que estén comprendidas en el área del proyecto.

4. TAQUIMETRÍA

- a) El método taquimétrico debe emplearse para levantar los puntos de manera tal que sirvan para obtener la mejor representación de los detalles necesarios para la elaboración de los proyectos. Para este efecto partiendo de una poligonal principal o secundaria, se debe efectuar el levantamiento tomando los puntos más representativos, puntos de cambios de dirección de vías y similares, cambios de pendiente, montículos, depresiones en el terreno y detalles plano - altimétricos en general.
- b) El número generador de todos los puntos debe ser calculado previa anotación de la lectura estadimétrica. Todos los puntos representativos de características físicas de la zona deben ser identificados en la primera casilla de la libreta.
- e) En caso de emplear el método de taquimetría por radiación, se debe realizar con lecturas angulares a partir de estaciones de las poligonales. Debe anotarse simple o doble lectura, según precisión requerida, para los ángulos horizontales propios, utilizando el promedio así como también realizar las mediciones en posición directa e invertida del instrumento.
- f) Los detalles más importantes se levantarán con cinta metálica y los ángulos horizontales y verticales con teodolito.
- g) Los puntos visados deben estar a distancias no mayores a 150 m de los instrumentos.

5. REGISTRO DE DATOS (LIBRETA DE CAMPO)

- a) En la libreta de campo se deben dibujar croquis explicativos lo más ajustados a la realidad.

- b) Se deben efectuar anotaciones acerca del tipo y/o calidad del terreno en cada zona debiéndose también indicar los límites de predios o parcelas, señalando si se trata de muros, cercas de alambres de púas u otros.
- c) Las anotaciones que resulten incorrectas, en el momento de realizar los levantamientos no deben ser borrados sino marcadas con una línea diagonal sobrepuesta, anotando nuevamente la correcta. En caso de que toda la página o un sector del trabajo se encuentren incorrectos, este se tachará completamente, indicándose además con la palabra NULO O ANULADO y comenzando a renglón seguido a anotar el trabajo correcto; si esto ocurre, se debe indicar con la nota correspondiente y se señalará en el índice de la misma.
- d) Debe emplearse para las anotaciones, libretas de nivelación marcadas con un número ordinal en la tapa, nombre y título del proyecto, nombre del proyectista, del topógrafo y del supervisor así como la fecha y equipo utilizado. Todas las páginas deben ser numeradas. Cada libreta llevará en sus primeras páginas un índice del contenido de las mismas así como la numeración completa de ésta.
- e) Todos los puntos representativos de características físicas de la zona deben ser identificados en la primera casilla de la libreta.

6. PRECISIÓN REQUERIDA

La precisión de los levantamientos topográficos debe ajustarse a los siguientes límites:

- a) Error angular permisible para cierre de poligonales principales:

$$E_{ap} = 15'' \cdot \sqrt{N}$$

Donde: E_{ap} Error admisible en segundos.
 N Número de ángulos en el polígono

- b) Error angular permisible para cierre de poligonales secundarias:

$$E_{as} = 25'' \cdot \sqrt{N}$$

Donde: E_{as} Error admisible en segundos.
 N Número de ángulos en el polígono

- c) Error longitudinal permisible para cierre de poligonales principales:

$$E_{lp} = 1:5000$$

Donde: E_{lp} Error longitudinal permisible

- d) Error longitudinal permisible para poligonales secundarias:

$$E_{ls} = 1:3000$$

Donde: E_{ls} Error longitudinal permisible

e) Error permisible de nivelación directa de poligonales principales:

$$E_{np} = 10\text{mm} * \sqrt{L}$$

Donde: E_{np} Error permisible de nivelación directa en milímetros.
 L Longitud nivelada (Nº de km).

f) Error permisible de nivelación directa de poligonales secundarias:

$$E_{ns} = 20\text{mm} * \sqrt{L}$$

Donde: E_{ns} Error permisible de nivelación directa en milímetros.
 L Longitud nivelada (Nº de km).

g) Error permisible de nivelación para enlace de poligonal con BM:

$$E_{ne} = 10\text{mm} * \sqrt{L}$$

Donde: E_{ne} Error permisible en nivelación en milímetros.
 L Longitud nivelada (Nº de km)

7. INSTRUCCIONES GENERALES

- a) El equipo a utilizar debe estar convenientemente calibrado y en buen estado de mantenimiento.
- b) El topógrafo debe hacer el levantamiento de acuerdo a las instrucciones emanadas del encargado del proyecto, siendo éste quién indicará cuales son las fuentes de abastecimiento, sitios de captación, posibles líneas de aducción e impulsión, redes de distribución, con sus alternativas de ubicación y lugares adecuados.
- c) Los sitios de toma o de captación de posibles fuentes de suministro y/o plantas de tratamiento se deben levantar detalladamente, de manera que se pueda representar gráficamente el terreno, conocer su ubicación y configuración con precisión, con poligonales cuyas tolerancias de cierre se indican en el punto 6 según corresponda.
- d) Las posibles líneas de aducción e impulsión deben ser levantadas por medio de poligonales abiertas que tengan las precisiones de la poligonal principal del poblado y estén enlazadas a la misma, tomando puntos intermedios que indiquen los desniveles o perfiles del terreno.
- e) De acuerdo a la apreciación o instrucciones superiores, en el lugar donde pudiese convenir ubicar un tanque de regulación y obras de arte, se debe proceder a realizar el levantamiento de una zona de cierta amplitud que permita el dibujo de curvas de nivel con bastante precisión y la elección de la cota definitiva.
- f) El trazado de redes de agua, se debe realizar con preferencia por vías públicas, evitando expropiaciones y servidumbres de paso en propiedades privadas. En caso de no poder evitar estos pasos, se debe medir la zona afectada (señalando los vértices con estacas o mojones), rigiéndose a disposiciones legales de la alcaldía del lugar.
- g) Las variantes de vías públicas, se justificarán cuando existan pasos inaccesibles (infraestructura existente, ríos y cauces profundos), evitando cruces directos con obras demasiado costosas.

- h) En caso de cruce de cursos de agua se obtendrán secciones transversales, cada 20 m en 50 m de longitud del río, determinando el nivel de agua y registrando la fecha.
- i) Debe obtenerse detalles plani-altimétricos (perfiles transversales y/o longitudinales) de cruces de vías públicas donde existan puentes vehiculares y peatonales, canales, ductos y otras obras civiles, que puedan utilizarse para el paso de la tubería proyectada.
- j) Se deben completar los trabajos, midiendo con cinta métrica el ancho de vías, caminos, calles, avenidas y otros puntos representativos.
- k) Cuando se considere aprovechable la infraestructura existente en uno o varios componentes, se debe efectuar un relevamiento.
- l) Para redes de agua potable, se obtendrán datos sobre los ejes de tubería, profundidad de la solera, puntos de ubicación de cambios de dirección o pendiente, válvulas en general, material, longitud, diámetro y estado de tuberías.

8. CÁLCULOS TOPOGRÁFICOS

- a) Todo cálculo topográfico debe iniciarse verificando que la poligonal levantada en el campo está dentro de los límites de errores señalados con las fórmulas ya expresadas, referidas a cierres de ángulos, distancias y altimetría. Si la poligonal es abierta, se debe hacer la revisión de los azimutes, comparando el de arrastre o conservación con el de los puntos geodésicos en una estación dada.
- b) Si con los valores anotados en la libreta no se pueden cumplir las condiciones anteriormente indicadas, debe procederse a rehacer el levantamiento en forma total o parcial según el caso.
- c) Se debe proceder al cálculo de las coordenadas de acuerdo con las prácticas topográficas.
- d) Los ángulos registrados en la libreta, deben ser comparados con los ángulos resultantes de los cálculos, determinados a partir de las coordenadas de las estaciones de la poligonal principal. La planilla de cálculos de coordenadas, debe ser presentada adjunta al proyecto, indicando el método de cálculo y nombre del responsable.
- e) En caso de realizar el trabajo topográfico con Estación Total, se deberá adjuntar la memoria y la información de respaldo en medio magnético.

**Anexo D (Normativo)
Procesos de tratamiento**

Tabla 1.

Efectividad general de los procesos de tratamiento de agua para remoción de contaminantes solubles .

Características	Aireación	Coagulación sedimentación o filtración	Ablandamiento con cal	Oxidación química y desinfección	Carbón granular activado	Carbón pulverizado activo	Alúmina activada
Inorgánicos							
Antimonio *							
Arsénico (+3)		XO	XO				X
Arsénico (+5)		X	X				X
Bario			X				
Cadmio		X	X				
Cromo (+3)		X	X				
Cromo (+6) *							
Cianuro				X			
Fluoruro			X				X
Plomo *							
Mercurio (inorgánico)			X				
Níquel			X				
Nitrato-nitrito *							
Selenio (+4)		X					X
Selenio (+6)							X
Orgánicos							
Volátiles orgánicos	X				X		
Orgánicos sintéticos					X	X	
Pesticidas / herbicidas					X	X	
Carbono orgánico Disuelto		X			X	X	
Parámetros que causan problemas estéticos							
Dureza			X				
Hierro		XO	X				
Manganeso		XO	X				
Sólidos Totales Disueltos *							
Cloruro *							
Sulfato *							
Zinc			X				
Color		X		X	X	X	
Olor y Sabor	X			X	X	X	

X = Proceso apropiado para el parámetro.

XO = Proceso apropiado cuando se usa conjuntamente la oxidación.

* = Parámetros que para su remoción requieren procesos avanzados:

Procesos de membrana; (nanofiltración, osmosis inversa, electro diálisis inversa)

Intercambio iónico (aniónico - catiónico)

(Adaptado de: Guía para la Selección de Procesos de Tratamiento de Agua; AWWA 2002).

AGRADECIMIENTO

El Ministerio de Servicios y Obras Públicas, a través del Viceministerio de Servicios Básicos, expresa su agradecimiento a todas las instituciones y profesionales que de manera desinteresada hicieron posible la actualización de la presente Norma, en forma especial se agradece a:

Arq. Jorge Carrasco
DIRECTOR EJECUTIVO - FPS

Dr. Alfonso Garcia
PRESIDENTE EJECUTIVO - FNDR

Ing. Johnny Cuellar
SUPERINTENDENTE DE SANEAMIENTO BASICO – SISAB

Ing. Ronny Vega
GERENTE GENERAL - ANESAPA

Lic. Kory Eguino
DIRECTORA EJECUTIVA - IBNORCA

Sr. Torsten Wetterblad
CONSEJERO JEFE DE COOPERACION – EMBAJADA DE SUECIA

Lic. Isabel Ascarrunz
OFICIAL DE PROGRAMAS - Asdi

IBNORCA: Instituto Boliviano de Normalización y Calidad

IBNORCA creado por Decreto Supremo N° 23489 de fecha 1993-04-29 y ratificado como parte componente del Sistema Boliviano de la Calidad (SNMAC) por Decreto Supremo N° 24498 de fecha 1997-02-17, es la Organización Nacional de Normalización responsable del estudio y la elaboración de Normas Bolivianas.

Representa a Bolivia ante los organismos Subregionales, Regionales e Internacionales de Normalización, siendo actualmente miembro activo del Comité Andino de Normalización CAN, del Comité Mercosur de Normalización CMN, miembro pleno de la Comisión Panamericana de Normas Técnicas COPANT , miembro de la International Electrotechnical Commission IEC y miembro correspondiente de la International Organization for Standardization ISO.

Revisión

Esta norma está sujeta a ser revisada permanentemente con el objeto de que responda en todo momento a las necesidades y exigencias actuales.

Características de aplicación de Normas Bolivianas

Como las normas técnicas se constituyen en instrumentos de ordenamiento tecnológico, orientadas a aplicar criterios de calidad, su utilización es un compromiso concienzudo y de responsabilidad del sector productivo y de exigencia del sector consumidor.

Información sobre Normas Técnicas

IBNORCA, cuenta con un Centro de Información y Documentación que pone a disposición de los interesados Normas Internacionales, Regionales, Nacionales y de otros países.

Instituto Boliviano de Normalización y Calidad

Av. Busch N° 1196 - Casilla 5034 - Teléfonos: (591-2) 2223777 - 2223666 - Fax (591-2) 2223410
info@ibnorca.org - La Paz - Bolivia

Formato Normalizado A4 (210 mm 297 mm) Conforme a Norma Boliviana NB 723001 (NB 029)