DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER
MUNICIPIO DE CHINACOTA

"ESTUDIOS Y DISEÑOS OBRAS HIDRÁULICAS Y DE PROTECCIÓN QUE PERMITAN SUPERAR LA AFECTACIÓN GENERADA POR LA OLA INVERNAL 2022, CAPTACIÓN-ADUCCIÓN-DESARENADOR, SISTEMA DE ACUEDUCTO CASCO URBANO MUNICIPIO DE CHINÁCOTA DEPARTAMENTO NORTE DE SANTANDER".

ANALISIS DE ALTERNATIVAS

EDGAR VILLEGAS PALLARES
Ingeniero Civil
Especialista en Agua y Saneamiento Ambiental
Especialista en Estructuras
MP. 54202136467 NTS

OCTUBRE DE 2023

CONTENIDO

Pág.

INTRODUCCIÓN **6**
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA **7**
ANTECEDENTES **7**
JUSTIFICACION **7**
OBJETIVOS **8**

1. GENERALIDADES DEL MUNICIPIO **9**

1.1. Ubicación Y Geografía **9**

2. PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN **10**

2.1. Cuestiones Poblacionales **10**
2.1.1. Método Aritmético 12
2.1.2. Método Geométrico: 13
2.1.3. Método Exponencial. 14

2.2. Método Gráfico **14**

3. EVALUACIÓN DE DOTACIÓN Y DEMANDA **17**

3.1. Parámetros de Diseño **17**
3.1.1. Periodo de Diseño 17
3.1.2. Dotación Neta 17
3.1.3. Dotación Bruta 17
3.1.4. Caudal Medio Diario 18
3.1.5. Caudal Máximo Diario 18
3.1.6. Caudal Máximo Horario 18
3.1.7. Proyección de la Demanda 19

4. ALTERNATIVA 1 ..... **21**

4.1. Cálculos Para La Bocatoma De Fondo **21**

4.2. Diseño de estabilización de la pendiente del cauce mediante diques transversales **27**
4.2.1. Cálculo de diques 29

5. ALTERNATIVA 2 ..... **31**

5.1. Muro de contención 31
5.1.1. Predimensionamiento 31
5.1.2. Empuje Activo Del Suelo 33
5.1.3. Incremento Dinámico Del Empuje Activo 33
5.1.4. Empuje Pasivo Del Suelo 34
5.1.5. Incremento Dinámico Del Empuje Pasivo 34
5.1.6. Empuje Hidrostático 35
5.1.7. Cálculo de cargas actuantes 35
5.1.8. Análisis De Resultados 38
5.1.9. Calculo Manuales para el análisis de resultados 39

6. ALTERNATIVA 3 42

6.1. Captación de lecho filtrante 42

6.2. Diseño de bombeo hacia desarenador 44
6.2.1. Determinación de la Altura Dinámica de Impulsión 44

6.3. Características del Sistema de Bombeo 48
6.3.1. Costo de operación a futuro 48

7. SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS 51

7.1. Matriz de Selección de Alternativas – consideración económica 51

7.2. Matriz de Selección de Alternativas – consideraciones técnicas y logísticas 51

7.3. Alternativa seleccionada 52

8. CONCLUSIONES 53

9. BIBLIOGRAFÍA 54

LISTA DE TABLAS

Pág.

Tabla 1. Métodos de cálculo según el nivel de complejidad del sistema 8
Tabla 2. Censos poblacionales de Chinácota..... 9
Tabla 3.Cantidad de personas alojadas en temporada alta..... 9
Tabla 4. Censos poblacionales de Chinácota..... 10
Tabla 5. Tasa de crecimiento del método aritmético. 11
Tabla 6. Proyección de la población por el método aritmético..... 11
Tabla 7. Tasa de crecimiento del método geométrico 11
Tabla 8. Proyección de la población por el método geométrico..... 12
Tabla 9. Tasa de crecimiento del método exponencial..... 12
Tabla 10. Proyección de la población por el método exponencial 12
Tabla 11. Proyección de la población por los métodos aritmético, geométrico y exponencial 14
Tabla 12. Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendido. (Res 0330/2017)..... 16
Tabla 13. Caudales proyectados municipio Chinácota..... 18

LISTA DE FIGURAS

Pág.

Figura 1. Localización general del Proyecto 7
Figura 2. Número de personas por hogar en Chinácota. 9
Figura 3.Proyección de la población. 15
Figura 4. Captación de rejilla de fondo 26
Figura 5. Esquema general de obras de fijación del fondo del cauce (Fuente: Control de erosión en zonas tropicales, Jaime Suarez Diaz, 2001) 28
Figura 6. Perfil longitudinal de estabilización del fondo del cauce. 29
Figura 7. Localización de muro vista en planta 30
Figura 8. Dimensiones propuestas 31
Figura 9. Factores de seguridad, Tabla H.6.9-1 Titulo H. NSR-10 37
Figura 10. Nomograma de Prandtl Colebrook para tuberías de subdrenaje 42
Figura 11. Detalle de captación de lecho filtrante 43
Figura 12. Curva de bombeo 47

INTRODUCCIÓN

En el siguiente informe de análisis de alternativas se plantean 3 propuestas para la rehabilitación de la captación y protección del desarenador del acueducto del municipio de Chinacota, Norte de Santander.

La alternativa 1 comprende el uso de una captación de rejilla de fondo, un conjunto de diques para estabilización de cauce y protección del margen del rio con una estructura de bolsacretos.

La alternativa 2 comprende el uso de una captación de rejilla de fondo, un conjunto de diques para estabilización de cauce y protección del margen del río con un muro de contención en concreto reforzado.

La alternativa 3 comprende el uso de una captación de lecho filtrante con bombeo al desarenador y protección del margen del río con una estructura de bolsacretos

Los diseños de obras resultantes de esta consultoría se realizaron cumpliendo con la normativa nacional vigente RAS (resoluciones 0330 y 0799).

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El sistema de acueducto del municipio de Chinácota, ubicado en Norte de Santander, ha sido severamente afectado por fenómenos naturales derivados de la ola invernal de 2022, en particular por una creciente súbita de la quebrada Iscalá, fuente principal de abastecimiento. Este evento provocó daños sustanciales en la infraestructura hidráulica existente, incluyendo la captación, el desarenador y la red de conducción. La situación actual limita la provisión adecuada de agua potable a la población, generando deficiencias en la cobertura, calidad y continuidad del servicio.

ANTECEDENTES

Condiciones geográficas e hidrológicas del municipio muestran una alta vulnerabilidad ante eventos hidrometeorológicos extremos, lo que se confirma en el Estudio Hidrológico mediante análisis morfométricos y de caudales de escorrentía para periodos de retorno de hasta 100 años. El Diagnóstico de Infraestructura Existente evidencia el deterioro de estructuras como el dique, la cámara de derivación y los canales de conducción, así como la ineficiencia del desarenador actual. El Diseño Hidráulico propone soluciones técnicas específicas, como la reconstrucción de la captación, el rediseño del desarenador y la implementación de diques transversales para estabilizar la pendiente del cauce y disipar la energía del flujo.

JUSTIFICACION

El suministro de agua potable en condiciones adecuadas es un derecho fundamental y un servicio esencial para la salud pública y el desarrollo socioeconómico. La afectación al sistema de acueducto compromete la calidad de vida de más de 17.000 habitantes permanentes, sin contar con la población flotante, que puede aumentar significativamente durante temporadas vacacionales. La intervención propuesta no solo busca rehabilitar la infraestructura, sino también reducir el riesgo ante futuras emergencias, garantizar la seguridad hídrica y alinear el sistema con los estándares del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS).

OBJETIVOS

Objetivo General:

Rehabilitar y optimizar el sistema de captación, conducción y tratamiento del acueducto del casco urbano del municipio de Chinácota para garantizar un servicio eficiente, seguro y sostenible ante eventos hidrometeorológicos extremos.

Objetivos Específicos:

- Evaluar las condiciones actuales de la infraestructura afectada por la ola invernal 2022.
- Diseñar técnicamente las nuevas estructuras hidráulicas cumpliendo con la normativa nacional vigente.
- Establecer medidas de protección y mitigación de riesgos mediante obras complementarias como diques transversales.
- Proyectar la demanda futura del sistema en función del crecimiento poblacional y la presencia de población flotante.
- Integrar el análisis hidrológico para garantizar la captación segura del recurso hídrico en condiciones de alta variabilidad climática.

1. GENERALIDADES DEL MUNICIPIO

1.1. Ubicación Y Geografía

El proyecto estará ubicado en el municipio de Chinácota, el cual está localizado en la región sur-oriental del departamento de Norte de Santander, siendo sus coordenadas geográficas 72°36’ de longitud y 7°37’ de latitud norte, aproximadamente a 33 km de la ciudad de Cúcuta y con una altitud promedio de 1175 m.s.n.m.

El municipio mencionado limita al norte con Bochalema y Los Patios, al sur con los municipios Pamplonita y Toledo, al oriente con Herrán y Ragonvalia y al occidente con los municipios de Bochalema y Pamplonita (ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

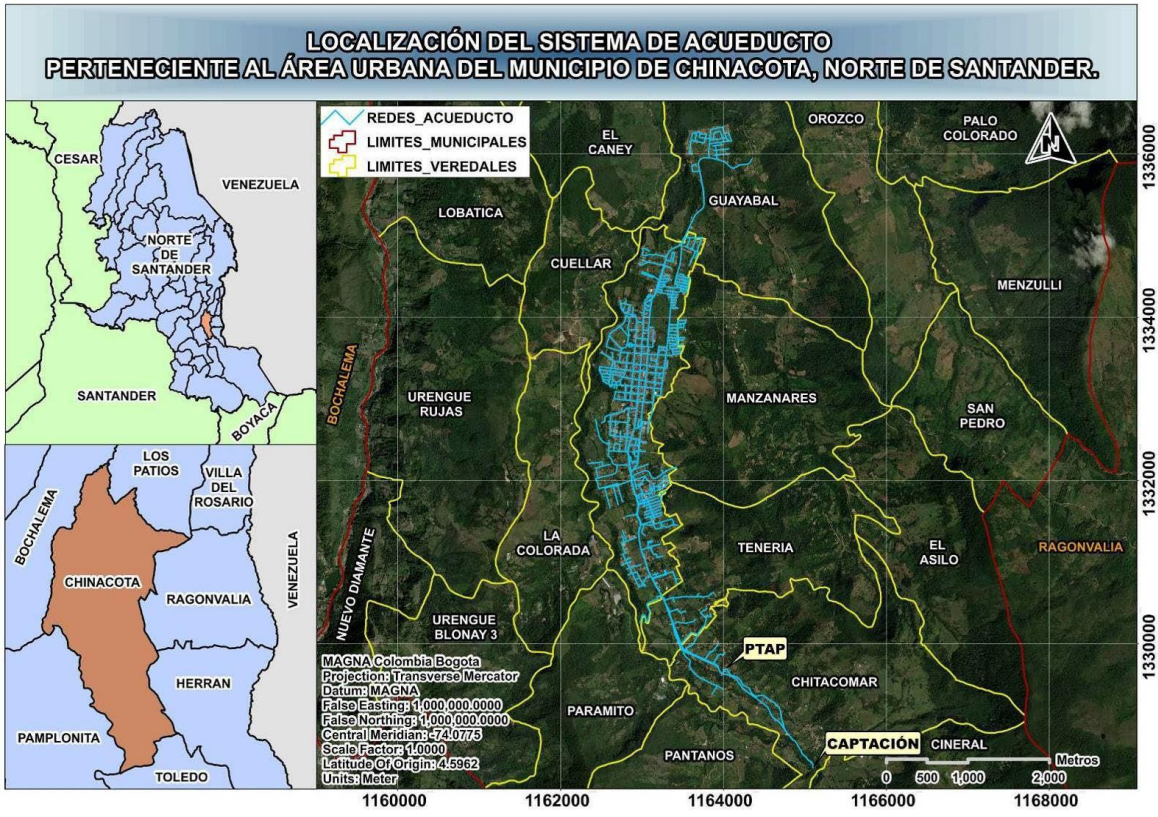


Figura 1. Localización general del Proyecto

2. PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN

De acuerdo con la resolución 0330 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio del 8 de junio de 2017 en el artículo 40, el periodo de diseño es de 25 años “Para todos los componentes de los sistemas de acueducto, alcantarillado y aseo”.

Los métodos que establece la resolución 0330 del 8 de junio de 2017 para el cálculo de las proyecciones de población se encuentran en la Tabla 12, el cual se refiere a la determinación de población, dotación y demanda. Estos métodos se resumen en la siguiente tabla del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico.

Tabla 1. Métodos de cálculo según el nivel de complejidad del sistema

Nivel de complejidad del sistema				
Método por emplear	**Bajo**	**Medio**	**Medio alto**	**Alto**
Aritmético	X	X	X	X
Geométrico	X	X	X	X
Gráfico	X	X		
Exponencial	X	X	X	X
Detallar por zonas y detallar densidades			X	X
por componentes (demográfico)			X	X

La siguiente tabla muestra los censos históricos los cuales sirvieron de base para la proyección de los habitantes de la cabecera municipal del municipio de Chinácota.

2.1. Cuestiones Poblacionales

En el censo del año 2005 el DANE caracterizó tres tipos de vivienda para el municipio de Chinácota, los tipos de vivienda existentes son Casa-casa indígena, Apartamento, Cuarto- otro; de acuerdo con esta caracterización se asume que no todas las unidades residenciales poseen una densidad de ocupación igual, por esta razón se utilizan equivalencias de ocupación de acuerdo con cada unidad residencial.

Para el caso del municipio de Chinácota se ha establecido que, Según el boletín general del censo del 2005, el tipo de vivienda característico en Chinácota con 90,7% de las viviendas de Chinácota son casas., la cuales tienen un numero de 3.7 personas por hogar en la cabecera y 4.0 personas por hogar en resto de extensión (Corregimientos, veredas, etc.), en conclusión, se utilizará para la estimación de los caudales de diseño 3.7 personas por hogar (ver Figura 2).

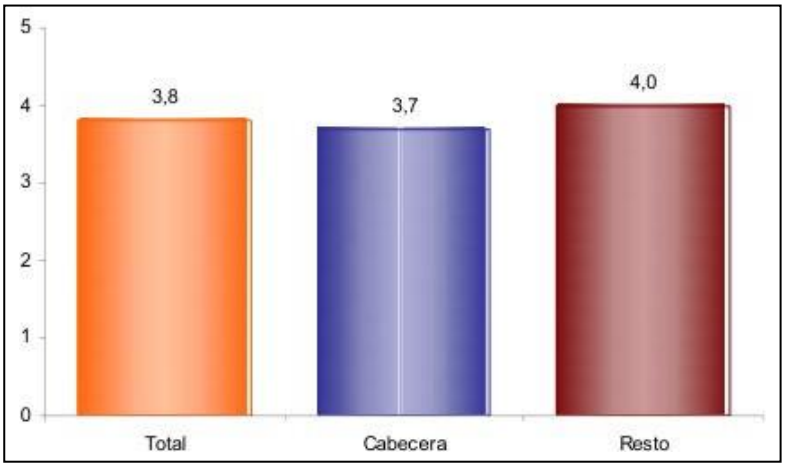


Figura 2. Número de personas por hogar en Chinácota.

Fuente: DANE. (2010). Perfil Municipal Chinácota, Norte de Santander.

Para el municipio Chinácota los censos históricos con información corresponden a los años 1985, 1993, 2005. Los datos de los censos realizados por el DANE para el municipio Chinácota se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. Censos poblacionales de Chinácota.

MUNICIPIO CHINÁCOTA			
AÑO	**POBLACIÓN CABECERA (HAB)**	**POBLACIÓN RURAL (HAB)**	**POBLACIÓN TOTAL (HAB)**
1985	5970	4957	10927
1993	7111	4870	11981
2005	9557	5179	14736

Fuente: DANE

Según la información proporcionada, debido a la falta de datos para estimar la población flotante, el consorcio de Chinácota tomó la decisión de llevar a cabo un censo. Este censo tenía como objetivo determinar si los inmuebles visitados estaban siendo utilizados como cabañas, hoteles u otro tipo de albergue Ver Tabla 3 .

Tabla 3.Cantidad de personas alojadas en temporada alta.

TIPO INMUEBLE	CANTIDAD DE PERSONAS
CABAÑA	2243
HOTEL	104
NO ESPECIFICA	152
TOTAL	2499

Capacidad hotelera	2499
Población	12130
Número de personas por hogar	3.7
Total, usuarios ENCHINAC E.P.S de acueducto	3971
usuarios zona de expansión	578
usuarios no registrados en el software	400

TASA FLOTANTE	20.6	**%**

POBLACIÓN FLOTANTE	3772	
USUARIOS EMCHINAC E.S. P	14693	**Hab**
USUARIOS ZONA DE EXPANSIÓN	2139	**Hab**
USUARIOS NO REGISTRADOS	1480	**Hab**
POBLACIÓN ACTUAL (2017)	22084	**Hab**

Fuente: CONSORCIO CHINACOTA

Como resultado de esta consulta, la Consultoría determinó que el porcentaje de población flotante promedio diario equivale al 20.6% de la población residente. Este valor se mantiene constante a lo largo de todo el período de diseño.

Tabla 4. Censos poblacionales de Chinácota.

CENSOS	
AÑO	**POBLACIÓN**
1985	5970
1993	7111
2005	9557
2017	18311

Fuente: DANE- CONSORCIO CHINACOTA.

2.1.1. Método Aritmético

Tabla 5. Tasa de crecimiento del método aritmético.

K	85-93	93-05	05-17	Medio
	143.00	204.00	730.0	359.00

Tabla 6. Proyección de la población por el método aritmético

Año	Básica	Flotante	Total
2017	18311	3773	22084
2018	18670	3847	22517
2019	19029	3921	22950
2020	19388	3994	23382
2021	19747	4068	23815
2022	20106	4142	24248
2023	20465	4216	24681
2024	20824	4290	25114
2025	21183	4364	25547
2026	21542	4438	25980
2027	21901	4512	26413
2028	22260	4586	26846
2029	22619	4660	27279
2030	22978	4734	27712
2031	23337	4808	28145
2032	23696	4882	28578
2033	24055	4956	29011
2034	24414	5030	29444
2035	24773	5104	29877
2036	25132	5178	30310
2037	25491	5252	30743
2038	25850	5326	31176
2039	26209	5400	31609
2040	26568	5474	32042
2041	26927	5548	32475
2042	27286	5621	32907
2043	27645	5695	33340
2044	28004	5769	33773
2045	28363	5843	34206
2046	28722	5917	34639
2047	29081	5991	35072
2048	29440	6065	35505

2.1.2. Método Geométrico:

Tabla 7. Tasa de crecimiento del método geométrico

r	85-93	93-05	05-17	Medio
	2.21%	2.49%	5.57%	3.42%

Tabla 8. Proyección de la población por el método geométrico.

Año	Básica	Flotante	Total
2017	18311	3773	22084
2018	18938	3902	22841
2019	19587	4035	23622
2020	20258	4174	24432
2021	20951	4316	25268
2022	21669	4464	26133
2023	22411	4617	27028
2024	23178	4775	27953
2025	23972	4939	28911
2026	24792	5108	29901
2027	25641	5283	30925
2028	26519	5464	31984
2029	27428	5651	33079
2030	28367	5844	34211
2031	29338	6044	35383
2032	30343	6251	36594
2033	31382	6465	37847
2034	32456	6686	39143
2035	33568	6915	40483
2036	34717	7152	41869
2037	35906	7397	43303
2038	37135	7650	44786
2039	38407	7912	46319
2040	39722	8183	47906
2041	41082	8463	49546
2042	42489	8753	51242
2043	43944	9053	52997
2044	45449	9363	54812
2045	47005	9683	56688
2046	48614	10015	58630
2047	50279	10358	60638
2048	52001	10713	62714

2.1.3. Método Exponencial.

Tabla 9. Tasa de crecimiento del método exponencial.

K	85-05	93-18	Medio
	2.35%	3.94%	3.15%

Tabla 10. Proyección de la población por el método exponencial.

Año	Básica	Flotante	Total
2017	18311	3773	22084
2018	18897	3893	22790
2019	19501	4018	23519
2020	20124	4146	24271
2021	20768	4279	25047
2022	21432	4415	25847
2023	22117	4557	26674
2024	22824	4702	27526
2025	23553	4852	28406
2026	24306	5008	29315
2027	25083	5168	30252
2028	25885	5333	31219
2029	26713	5503	32216
2030	27567	5679	33246
2031	28448	5861	34310
2032	29358	6048	35406
2033	30296	6242	36539
2034	31265	6441	37706
2035	32264	6647	38912
2036	33296	6859	40155
2037	34360	7079	41440
2038	35459	7305	42764
2039	36592	7538	44131
2040	37762	7779	45542
2041	38969	8028	46998
2042	40215	8285	48501
2043	41501	8550	50051
2044	42827	8823	51651
2045	44197	9105	53302
2046	45610	9396	55006
2047	47068	9696	56764
2048	48572	10006	58579

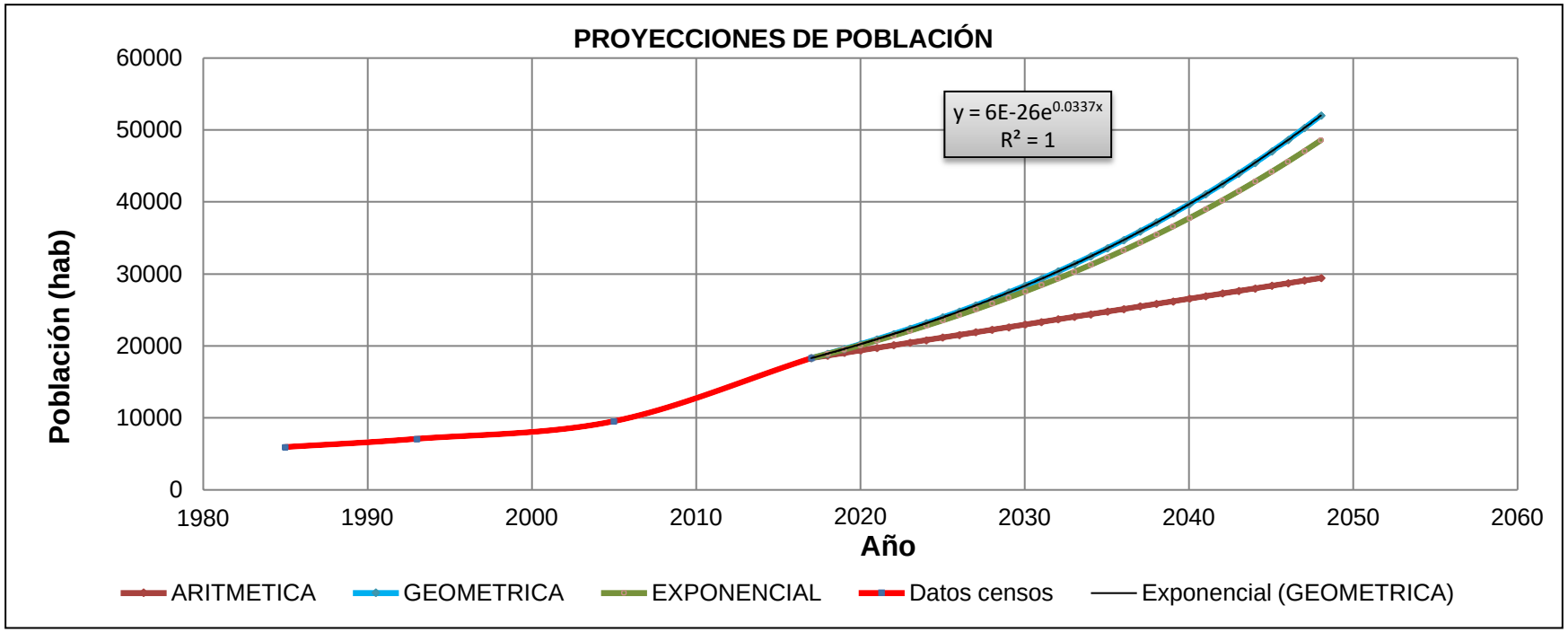
2.2. Método Gráfico.

Los datos existentes de censos en el casco urbano del municipio se graficaron, y en la misma grafica se incluyeron las curvas de proyección de la población del municipio obtenidas por los métodos anteriores con el objetivo de elegir el método que diera el mejor ajuste.

Tabla 11. Proyección de la población por los métodos aritmético, geométrico y exponencial.

CABECERA MUNICIPAL									
Año	POBLACION								
	Aritmético			Geométrico			Exponencial		
	Básica	Flotante	Total	Básica	Flotante	Total	Básica	Flotante	Total
2017	18311	3773	22084	18311	3773	22084	18311	3773	22084
2018	18670	3847	22517	18938	3902	22841	18897	3893	22790
2019	19029	3921	22950	19587	4035	23622	19501	4018	23519
2020	19388	3994	23382	20258	4174	24432	20124	4146	24271
2021	19747	4068	23815	20951	4316	25268	20768	4279	25047
2022	20106	4142	24248	21669	4464	26133	21432	4415	25847
2023	20465	4216	24681	22411	4617	27028	22117	4557	26674
2024	20824	4290	25114	23178	4775	27953	22824	4702	27526
2025	21183	4364	25547	23972	4939	28911	23553	4852	28406
2026	21542	4438	25980	24792	5108	29901	24306	5008	29315
2027	21901	4512	26413	25641	5283	30925	25083	5168	30252
2028	22260	4586	26846	26519	5464	31984	25885	5333	31219
2029	22619	4660	27279	27428	5651	33079	26713	5503	32216
2030	22978	4734	27712	28367	5844	34211	27567	5679	33246
2031	23337	4808	28145	29338	6044	35383	28448	5861	34310
2032	23696	4882	28578	30343	6251	36594	29358	6048	35406
2033	24055	4956	29011	31382	6465	37847	30296	6242	36539
2034	24414	5030	29444	32456	6686	39143	31265	6441	37706
2035	24773	5104	29877	33568	6915	40483	32264	6647	38912
2036	25132	5178	30310	34717	7152	41869	33296	6859	40155
2037	25491	5252	30743	35906	7397	43303	34360	7079	41440
2038	25850	5326	31176	37135	7650	44786	35459	7305	42764
2039	26209	5400	31609	38407	7912	46319	36592	7538	44131
2040	26568	5474	32042	39722	8183	47906	37762	7779	45542
2041	26927	5548	32475	41082	8463	49546	38969	8028	46998
2042	27286	5621	32907	42489	8753	51242	40215	8285	48501
2043	27645	5695	33340	43944	9053	52997	41501	8550	50051
2044	28004	5769	33773	45449	9363	54812	42827	8823	51651
2045	28363	5843	34206	47005	9683	56688	44197	9105	53302
2046	28722	5917	34639	48614	10015	58630	45610	9396	55006
2047	29081	5991	35072	50279	10358	60638	47068	9696	56764
2048	29440	6065	35505	52001	10713	62714	48572	10006	58579

Figura 3.Proyección de la población.



Del método grafico se puede deducir que el comportamiento histórico de crecimiento de la población del municipio de Chinácota ha sido Geométrico.

3. EVALUACIÓN DE DOTACIÓN Y DEMANDA

En este aparte se presentan los parámetros o criterios requeridos para la proyección de la demanda de agua para el sistema de acueducto para el municipio de Chinácota.

3.1. Parámetros de Diseño

3.1.1. Periodo de Diseño

De acuerdo con la resolución 0330 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio del 8 de junio de 2017 en el artículo 40, el periodo de diseño es de 25 años para todos los componentes del sistema de acueducto y alcantarillado.

3.1.2. Dotación Neta

La dotación neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto. La dotación neta máxima establecida en la resolución 0330 del 2017, articulo 43: “la dotación neta debe determinarse haciendo uso de información histórica de los consumos de agua potable de los suscriptores, disponible por parte de la persona prestadora de servicio de acueducto, en su defecto, recopilada en el Sistema Único de Información (SUI) de la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios (SSPD), siempre y cuando los datos sean consistentes. En todos los casos, se deberá utilizar un valor de dotación que no supere los máximos establecidos en la tabla 1”. (Véase en la Tabla 12).

Tabla 12. Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendido. (Res 0330/2017)

ALTURA PROMEDIO SOBRE EL NIVEL DEL MAR DE LA ZONA ATENDIDA	DOTACIÓN NETA MÁXIMA (L/HAB-DIA)
>2000 msnm	120
1000 – 2000 msnm	130
<1000 msnm	140

Fuente: Resolución 0330 junio de 2017

Se establece una dotación neta máxima por habitante de 130 [L/hab/día].

3.1.3. Dotación Bruta

La dotación bruta para el diseño de cada uno de los componentes que conforman un sistema de acueducto se debe calcular conforme a la siguiente ecuación:

$$dd_{bbbbbbbbbb} = \frac{dd_{nnnnbbb\ \ b}}{1 - \%pp}$$

Dónde:

$dd_{bbbbbbbbbb}$: Dotación bruta

$dd_{nnnnbbbb}$: Dotación neta

$\%pp$: Pérdidas máximas admisibles. El porcentaje de pérdidas máximas admisibles no deberá superar el 25%.

Por lo tanto, se tiene una dotación bruta de **173.33 *L/hab.-día***.

3.1.4. Caudal Medio Diario

El caudal medio diario (QQ_{mmmm}) corresponde al promedio de los consumos diarios de caudal en un período de un año, proyectado al horizonte de diseño, el cual debe calcularse utilizando la siguiente ecuación:

$$QQ_{mmmm} = \frac{P\ P * dd_{bbbbbbbbbb}}{86400}$$

$dd_{bbbbbbbbbb}$: Dotación bruta en L/hab*día

Para la proyección de la demanda de agua en el sistema se considera que la población estimada para el periodo de diseño seleccionado es de **62714 *hab.***, consistentemente con el método seleccionado en la sección Proyecciones de Población, con lo cual se obtiene, para este caso, un caudal medio diario de **125.82 *L/s*** para el año correspondiente al periodo de diseño.

3.1.5. Caudal Máximo Diario

K1 Se denomina coeficiente de consumo máximo diario y se obtiene de la relación entre el mayor consumo diario y el consumo medio diario, como no existen registros históricos, y de acuerdo a lo establecido en la resolución 0330 de junio de 2017 para poblaciones mayores o iguales a 12500 habitantes en ningún caso el factor k1 será superior a 1.2

$$QQQQQ = QQ_{mmmm} * kk_1$$

Para este proyecto el coeficiente de consumo máximo diario es de **1.2**, por lo tanto, el caudal máximo diario, para el año correspondiente al periodo de diseño es de **150.98 *L/s***.

3.1.6. Caudal Máximo Horario

En donde el coeficiente K2 se denomina coeficiente de consumo máximo horario y acorde a lo establecido en la resolución 0330 de junio de 2017 para poblaciones mayores o iguales a 12500 habitantes en ningún caso el factor k2 será superior a 1.5.

$$QQQQQQ = QQQQQQ * kk_2$$

Teniendo en cuenta que no se dispone de información suficiente para hacer el cálculo de dicho coeficiente con base en mediciones, se toma un valor de **1.5** con base en el nivel de complejidad y en el tamaño de la red objeto de este proyecto. Así el caudal máximo horario para el año correspondiente al periodo de diseño es de **226.47*L/s***.

3.1.7. Proyección de la Demanda

A continuación, se presenta un resumen los cálculos anteriormente detallados para diferentes años del periodo de diseño, suponiendo que la cobertura total se alcanza desde el inicio del proyecto y que el porcentaje de pérdidas técnicas se mantiene constante en su valor máximo permitido. Adicional se presenta el comportamiento del caudal medio diario, máximo diario y máximo horario en el periodo de diseño proyectado.

Tabla 13. Caudales proyectados municipio Chinácota.

AÑO	POBLACION	Qmd (L/s)	QMD (L/s)	QMH (L/s)
2017	22084	44.30	53.17	79.75
2018	22841	45.82	54.99	82.48
2019	23622	47.39	56.87	85.30
2020	24432	49.01	58.82	88.23
2021	25268	50.69	60.83	91.25
2022	26133	52.43	62.91	94.37
2023	27028	54.22	65.07	97.60
2024	27953	56.08	67.29	100.94
2025	28911	58.00	69.60	104.40
2026	29901	59.99	71.98	107.98
2027	30925	62.04	74.45	111.67
2028	31984	64.17	77.00	115.50
2029	33079	66.36	79.63	119.45
2030	34211	68.63	82.36	123.54
2031	35383	70.98	85.18	127.77
2032	36594	73.41	88.10	132.15
2033	37847	75.93	91.11	136.67
2034	39143	78.53	94.23	141.35
2035	40483	81.22	97.46	146.19
2036	41869	84.00	100.80	151.19

AÑO	POBLACION	Qmd (L/s)	QMD (L/s)	QMH (L/s)
2037	43303	86.87	104.25	156.37
2038	44786	89.85	107.82	161.73
2039	46319	92.92	111.51	167.26
2040	47906	96.11	115.33	172.99
2041	49546	99.40	119.28	178.92
2042	51242	102.80	123.36	185.04
2043	52997	106.32	127.59	191.38
2044	54812	109.96	131.95	197.93
2045	56688	113.73	136.47	204.71
2046	58630	117.62	141.15	211.72
2047	60638	121.65	145.98	218.97
2048	62714	125.82	150.98	226.47

4. ALTERNATIVA 1

La alternativa 1 comprende el uso de una captación de rejilla de fondo, un conjunto de diques para estabilización de cauce y protección del margen del rio con una estructura en bolsacretos.

4.1. Cálculos Para La Bocatoma De Fondo

Se diseñó una bocatoma de fondo, por ser la más adecuada para las características de la fuente; dichas estructuras son las más apropiadas para quebradas pequeñas de zonas montañosas donde se presentan periodos con caudales muy bajos.

La captación fue diseñada para el caudal máximo diario QMD con un valor de 150.98 L/s. El procedimiento de cálculo se detalla a continuación.

DATOS DE ENTRADA						
Caudal medio diario Qmd:	125.82	L/s				
Caudal Máximo Diario QMD:	150.98	L/s				
Caudal de diseño:	150.98	L/s -->	0.150978148	m^3/s		
Caudal mínimo del río:	0.32	m^3/s -->	320.00	L/s		
Caudal medio del río:	2.80	m^3/s -->	2800	L/s		
Caudal máximo del río:	136.90	m^3/s -->	136900	L/s		
Ancho del río (lugar de captación):	13.40	m,	Garganta =		13.4	m
L = Ancho de la presa (supuesto):	1.00	m				
L' = Corrección contracciones laterales:	0.96	m				
Diámetro de los barrotes (adoptado):	3/4	in -->	0.0191	m		
Separación entre barrotes:	5.00	cm -->	0.05	m		
Velocidad entre barrotes (adoptada):	0.20	m/s				
T: Temperatura del agua:	22	°C				
µ: Viscosidad cinemática	0.0096	cm^2/s				

Diseño de la presa. La lámina de agua en las condiciones de diseño se calcula como:

$$QQ = \left(\frac{QQ}{1.84 \cdot LL'} \right)^{2/3}$$

H = (0.1510 / (1.84 x 1)) ^ (2/3) = 0.189 m --> Caudal de diseño

Velocidad del río sobre la presa. Se calcula como:

$$VV = \frac{QQ}{LL' \cdot QQ}$$

V = 0.1510 / (0.96 x 0.189) = 0.83 m/s --> OK

Diseño de la rejilla y canal de aducción. El ancho del canal (B) se calcula a partir de la ecuación del alcance del chorro:

$$XX_{ss} = 0.36 \,.\, VV_{bb}^{2/3} + 0.60 \,.\, QQ^{4/7}$$

Xs = 0.36 x 0.83^ (2/3) + 0.60 x 0.189^ (4/7) = 0.55 m

$$XX_{ii} = 0.18 \,.\, VV_{bb}^{4/7} + 0.74 \,.\, QQ^{3/4}$$

Xi = 0.18 x 0.83^ (4/7) + 0.74 x 0.189^ (3/4) = 0.37 m

B = Xs + 0.10 = 0.55 + 0.20 = 0.70 m

Longitud de la rejilla y número de orificios. El ancho del canal (B) se calcula a partir de la ecuación del alcance del chorro:

$$AA_{nn} = \frac{QQ}{0.9 \,.\, VV_{bb}}$$

An = 0.1510 / (0.9 x 0.2) = 0.839 m²

$$AA_{nn} = \frac{aa}{aa + bb} .\; BB \,.\, LL_{bb}$$

Lr = (0.839 x (0.05 + 0.0191)) / (0.05 x 0.7) = 1.65 m

An ajustado = 0.839 m²

De este modo el número de orificios será entonces:

$$NN = \frac{AAAA}{aa \,.\, BB}$$

N = 0.839 / (0.05 x 0.7) = 24 orificios

La condición final de la rejilla será entonces:

An final =	0.840	m²
Vb final =	0.20	m/s
Lr final =	1.66	m

Niveles de agua en el canal de aducción. Se calcula como:

- Aguas abajo:

$$h_{nn} = h_{cc} = \left(\frac{QQ^2}{gg \,.\, BB^2} \right)^{1/3}$$

he = (0.1510^2 / (9.81 x 0.7^2)) ^(1/3) = 0.168 m

- Aguas arriba:

$L_{canal} = L_{rejilla}$ + espesor del muro (0.30 m) = 5.00 m

i: Pendiente adoptada = 3 %

$$h_{oo} = \left(2 h_{nn}^2 + h_{nn} \left(-\frac{iiLLii}{3} \right) \right)^{1/2} - \frac{2}{3} iiLLii$$

ho = [2 x (0.168) ^2 + (0.168 - (0.03 x 5.00 / 3))^2]^(1/2) - (2/3 x 0.03 x 5.00)

ho = 0.165 m

La altura total de los muros del canal de aducción será:

Ho = ho + B.L = 0.165 + 0.16 = 0.30 m

He = Ho + i Lc = 0.30 + 0.03x5.00 = 0.45 m

La velocidad del agua al final del canal se estima como:

$$VV_{nn} = \frac{QQ}{BB \cdot h_{nn}}$$

Ve = 0.1510 / (0.70 x 0.168) = 1.28 m ---> OK

Diseño de la cámara de recolección. Se calcula como:

$$XX_{ss} = 0.36 \cdot VV_{nn}^{2/3} + 0.60 \cdot h_{nn}^{4/7}$$

Xs = 0.36 x 1.28^ (2/3) + 0.60 x 0.168^ (4/7) = 0.64 m

$$XX_{ii} = 0.18 \cdot VV_{nn}^{4/7} + 0.74 \cdot h_{nn}^{3/4}$$

Xi = 0.18 x 0.00^ (4/7) + 0.74 x 0.000^ (3/4) = 0.40 m

Bcámara = Xs + 0.30 = 0.64 + 0.10 = 1.00 m

Por facilidad de acceso y mantenimiento, se adopta una cámara de:

Bcámara= 1.2 m

Lcámara=	1.5	m

Se recomienda un borde libre en la cámara de 30 cm; suponiendo una cabeza inicial para la aducción de 50 cm, el fondo de la cámara estará a:

Hcámara=	0.8	m --->	80	cm

Cálculo de la altura de los muros de contención. Se calcula con el caudal máximo del río como se muestra a continuación:

2.92

$$QQ = \left(\frac{QQ}{1.84 \cdot LL} \right)^{2/3}$$

H = (136.90 / (1.84 x 13.40)) ^ (2/3) =	3.14	m --> Caudal máximo río

H muros = H + 0.32 = 3.14 + 0.32 = 3.50 m

Se toma una altura de vertedero de 20 cm con el fin de captar el caudal de diseño hacia la rejilla.

Cálculo del caudal de excesos. Se calcula con el caudal medio del río como se muestra a continuación:

$$QQ = \left(\frac{QQ}{1.84 \cdot LL} \right)^{2/3}$$

H = (2.80 / (1.84 x 13.4)) ^ (2/3) = 0.23 m

$$QQ_{ccbbccbbbbmmoo} = CCdd \cdot AA_{nnnnbbbb} \cdot \sqrt{2 \cdot gg \cdot QQ}$$

Qcaptado = 0.3 x 0.84 x √ (2 x 9.81 x 0.23) = 0.541 m³/s

$Q_{excesos} = Q_{captado} - Q_{diseñado}$ = 0.5405 - 0.1510 = 0.3896 m³/s

Condiciones en el vertedero de excesos:

$$QQ_{nneecc.} = \left(\frac{QQ}{1.84 \cdot BB_{cc\acute{a}mmbbbbbb}} \right)^{2/3}$$

Hexc. = (0.3896 / (1.84 x 1.2)) ^ (2/3) = 0.31 m

$$VV_{nneecc.} = \frac{QQ_{nneecc.}}{QQ_{nneecc} \cdot BB_{cc\acute{a}mmbbbbbb}}$$

Vexc. = 0.3896 / (0.31 x 1.2) = 1.03 m/s

$$XX_{ss} = 0.36 \cdot \frac{VV^{2/3}}{nneecc.} + 0.60 \cdot QQ_{nneecc}{}^{4/7}$$

Xs = 0.36 x 1.03^(2/3) + 0.60 x 0.31^(4/7) = 0.68 m

El vertedero de excesos estará colocado a 0.98 (0.68 m + 0.3 m) de la pared aguas debajo de la cámara de recolección.

Cálculo de la tubería de excesos. Se calcula estimando que la tubería funcione a flujo libre; los resultados se detallan en la tabla siguiente:

TUBERÍA DE EXCESOS

Se diseño a flujo libre mediante la ecuación de Colebrook - While

$$Q = -2 * A * \sqrt{8 * g * R * S} * Log\left(\frac{}{14.8 * R} + \frac{}{4 * R * \sqrt{8 * g * R * S}}\right)$$

Rugosidad de la tubería - Ks (PVC)=	0.0000015		
Pendiente de la tubería =	2.00	%	Definida en Terreno según topografía.
Longitud de la tubería=	8.70	m	Definida en Terreno según topografía.
Viscosidad cinemática del agua (v)=	1.0E-06	m^2/s	
Relación hidráulica máxima (y/D_O) =	0.85	-	Condición de flujo libre.
Caudal de exceso=	0.39	m^3/s	Calculado anteriormente.

$$\alpha = ar\cos\left(2\frac{y}{D_o} - 1\right) \qquad \theta = 2\pi - 2\alpha \qquad A = 1/8(\theta - sen(\theta))D_o^2 \qquad R = 1/4\left(1 - \frac{sen(\theta)}{\theta}\right)D_o$$

luego	$\alpha =$	0.80	rad
	$\theta = 2\pi - 2\alpha =$	4.69	rad

Diámetro Inicial (D_O)=	0.37	m
Área Mojada (A)=	0.096	m2
Radio Hidráulico (R)=	0.112	m
Caudal Calculado (Qcal)=	0.390	m^3/s
Error (Qcal-Qexc) =	0.000	m^3/s

Diámetro comercial (Dint)=	0.413	m	Dint > D_O Según catalogo del fabricante.
Diámetro nominal (Dext)=	18	Pulg.	Según catalogo del fabricante.

VERIFICACIÓN DE PARAMETROS

	$\theta = 2\pi - 2\alpha =$		
Relación final (y/D_O) =	$\alpha =$ 0.65	-	
	1.26	rad	
	3.75	rad	
Área Mojada (A)=	0.092	m2	
Radio Hidráulico (R)=	0.119	m	
Caudal Calculado (Qcal)=	0.390	m^3/s	
Error (Qcal-Qexc) =	0.000	m^3/s	
Velocidad =	4.221	m/s	< 10m/s para PVC "OK"
Esfuerzo cortante=	23.360	N/m2	>3 N/m2 "OK"

Batea inicial (m)	Batea final (m)	Caudal (m^3/s)	Φ interno (m)	Φ externo (Pulg)	Material	Velocidad (m/s)	ESFUERZO CORTANTE (N/m^2)	Relación Y/D (%)
1530.43	1530.01	0.3896	0.413	18	PVC	4.22	23.36	0.65

Cálculo de Cotas.			
Fondo del río en la captación:	1531.68 m.s.n.m		
Lámina sobre la Presa			
Diseño:	1531.68 + 0.19 =	1531.87	m.s.n.m
Máxima:	1531.68 + 3.14 =	1534.82	m.s.n.m
Promedio:	1531.68 + 0.23 =	1531.91	m.s.n.m
Corona de los muros de contención:	1531.68 + 3.50 =	1535.18	m.s.n.m
Canal de aducción:			
Fondo aguas arriba:	1531.68 - 0.30 =	1531.38	m.s.n.m
Fondo aguas abajo:	1531.68 - 0.45 =	1531.23	m.s.n.m
Lámina aguas arriba:	1531.38 + 0.17 =	1531.55	m.s.n.m
Lámina aguas abajo:	1531.23 + 0.17 =	1531.40	m.s.n.m
Cámara de recolección:			
Lámina de agua:	1531.23 - 0.15 =	1531.08	m.s.n.m
Cresta del vertedero de excesos:	1531.08 - 0.31 =	1530.77	m.s.n.m
Fondo:	1531.23 - 0.80 =	1530.43	m.s.n.m
Tubería de excesos:			
Cota de entrada:	1530.43 m		
Cota del río en la entrega:	1529.51 m		
Cota de salida:	1529.51 + 0.5 =	1530.01	m.s.n.m

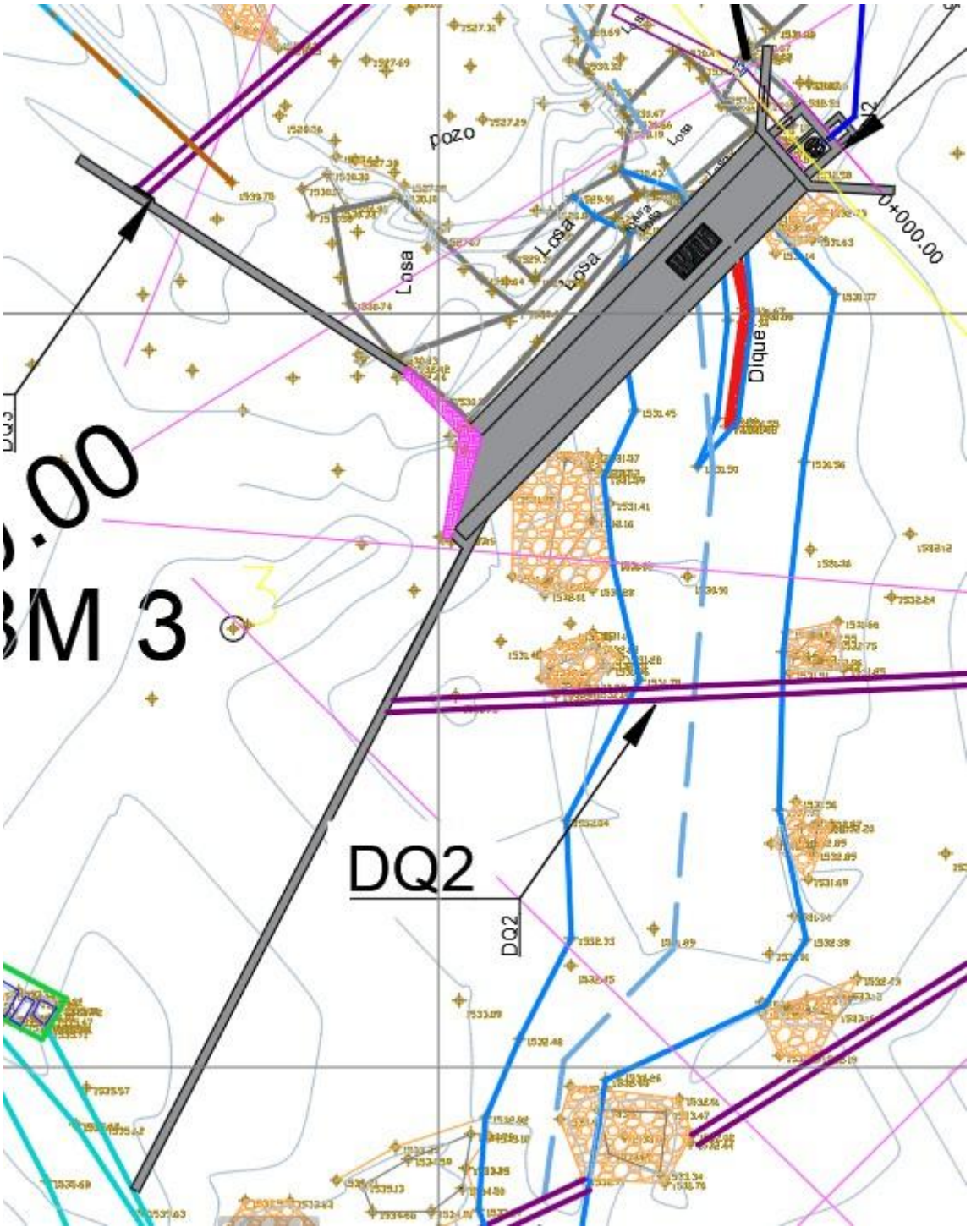


Figura 4. Captación de rejilla de fondo

4.2. Diseño de estabilización de la pendiente del cauce mediante diques transversales

La mayoría de los cauces no se erosionan o profundizan cuando alcanzan una determinada pendiente de equilibrio.

La pendiente de equilibrio puede calcularse mediante la expresión (Agostini y otros, 1.981)

$$i_e = \frac{(v.U)^{10/3} B^{4/3} n^2}{Q^{4/3}}$$

Donde:

i_e : Pendiente estable o de equilibrio.

U : Velocidad máxima permisible (m/seg). Esta velocidad depende del tipo de material del fondo del cauce.

v : Relación de velocidad media y la velocidad en el fondo del cauce (este valor varía entre 1.3 y 1.5).

B : Perímetro húmedo que puede considerarse igual al ancho del río (m).

n : Coeficiente de rugosidad de Manning

Q : Caudal de diseño, generalmente para períodos de retorno de cincuenta a cien años (m^3/seg).

Después de determinar la pendiente estable del cauce se hallo el numero de diques necesarios empleando la siguiente expresión

$$N = \frac{L(i - i_e)}{H}$$

Donde:

N = Número de estructuras

L = Longitud de la corriente

i = Pendiente natural del cauce

i_e = Pendiente de equilibrio

H = Altura de cada estructura

En este diseño por tratarse de la protección de una estructura de captación y siguiendo las recomendaciones de la resolución 0330 el diseño se realizó para el caudal con periodo de retorno de 100 años.

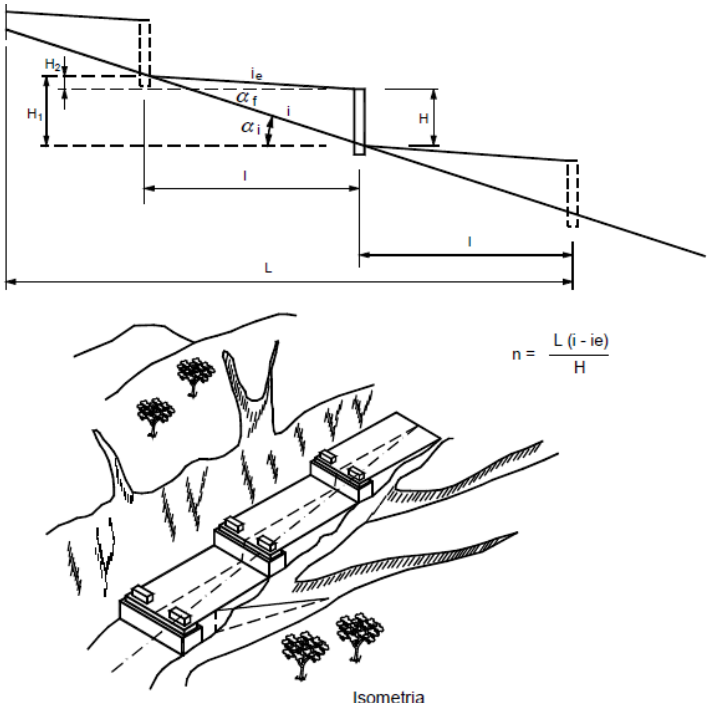


Figura 5. Esquema general de obras de fijación del fondo del cauce (Fuente: Control de erosión en zonas tropicales, Jaime Suarez Diaz, 2001).

4.2.1. Cálculo de diques:

U =	2.0 m/s	Velocidad permisible para rocas con matriz en grava.
v =	1.4	
B=	13.56 m	Ancho promedio del cauce
n=	0.115	
Q=	136.90 m^3/s	
ie=	0.0188 m/m	
L =	125.64 m	Longitud del cauce a estabilizar
h =	11.42 m	Diferencia de altura de inicio a fin
i =	0.09 m/m	
H =	1.5 m	Altura proyectada de diques
N=	6.0	Numero de diques
S =	20.79 m	Separación entre diques

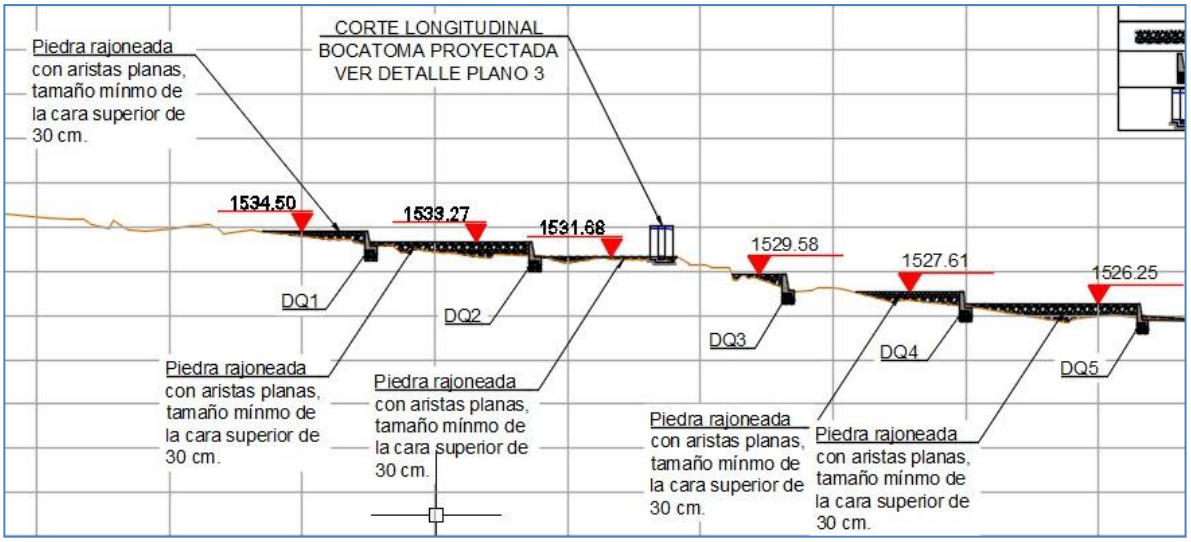


Figura 6. Perfil longitudinal de estabilización del fondo del cauce.

Se estabilizará una longitud del cauce de aproximadamente 125.00 m con 5 diques transversales en concreto reforzado de 1.50 m de altura sobre el nivel del fondo del cauce.

5. ALTERNATIVA 2

La alternativa 2 comprende el uso de una captación de rejilla de fondo, un conjunto de diques para estabilización de cauce y protección del margen del rio con un muro de contención en concreto reforzado.
Los cálculos para la captación de rejilla de fondo y los diques, se desarrollaron en la alternativa anterior.

5.1. Muro de contención

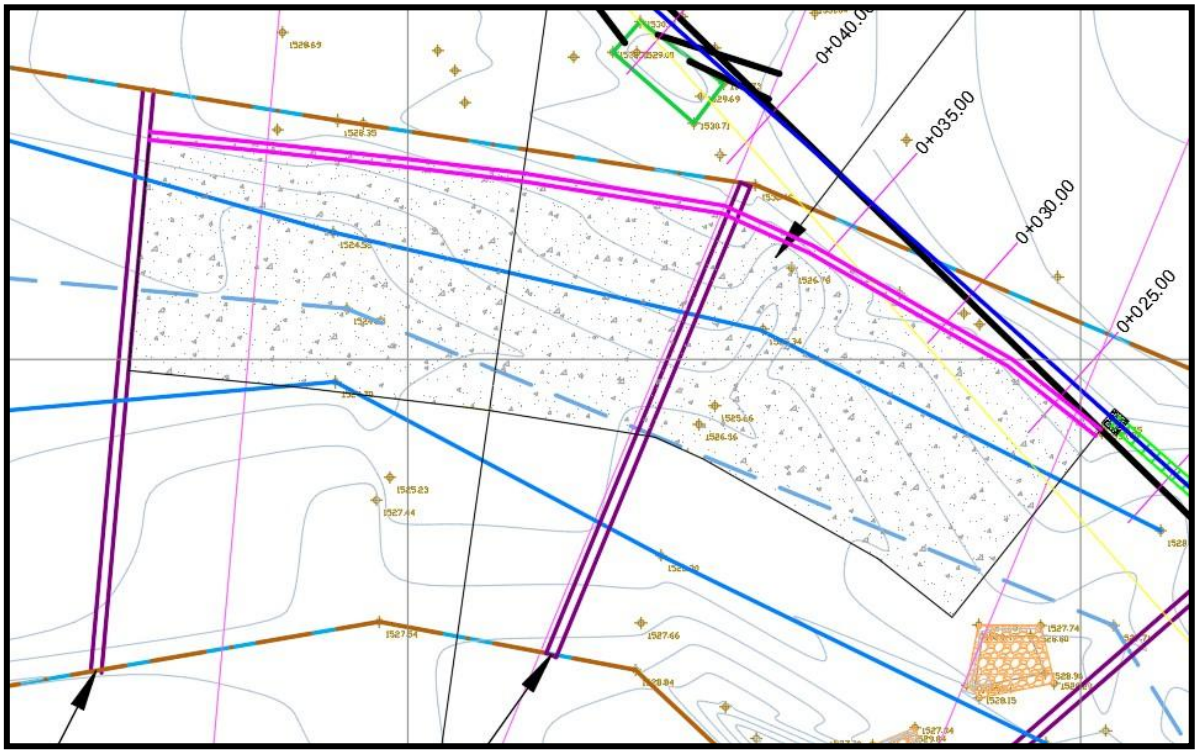


Figura 7. Localización de muro vista en planta

5.1.1. Predimensionamiento

Los muros de contención se pueden dimensionar de acuerdo a las siguientes dimensiones típicas:

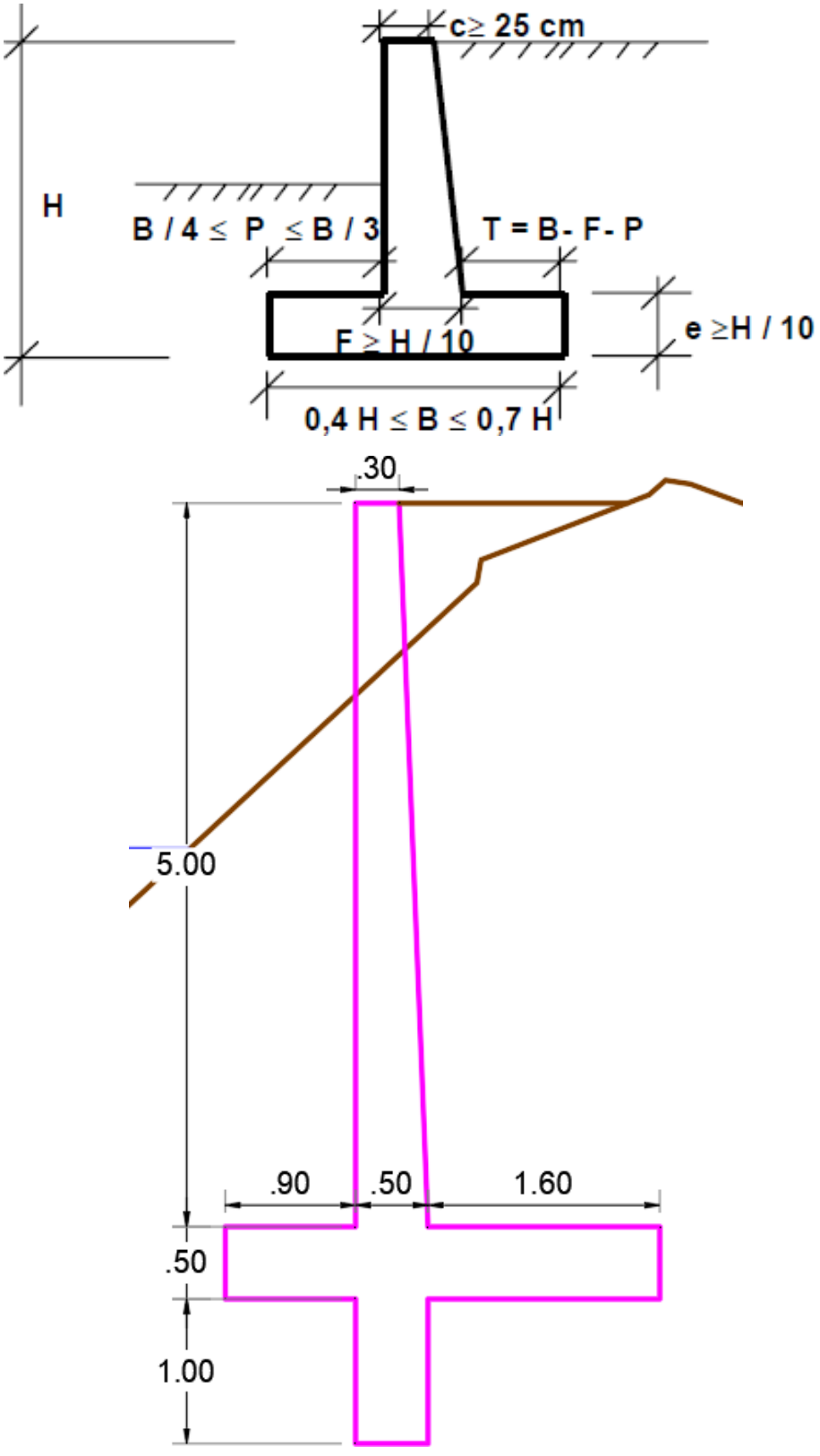


Figura 8. Dimensiones propuestas

Si no se cumplen las dimensiones propuestas en los parámetros de volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, se modificarán a otros valores que sean los apropiados

5.1.2. Empuje Activo Del Suelo

$$EE_{bb} = \frac{1}{2}\gamma\gamma QQ^2 KK_{bb}$$

El coeficiente de empuje activo del suelo Ka se calculó mediante la teoría de Coulomb.

El coeficiente de Ka según Coulomb es:

$$KK_{bb} = \frac{SSSSAA^2(\Psi\Psi + \phi\phi)}{SSSSAA^2\Psi\Psi \cdot SSSSAA(\Psi\Psi - \delta\delta)\left[1 + \sqrt{\frac{SSSSAA(\phi\,\phi + \delta\delta) \cdot SSSSAA(\phi\,\phi - \beta\beta)}{SSSSAA(\Psi\Psi - \delta\delta) \cdot SSSSAA(\Psi\Psi + \beta\beta)}}\right]^2}$$

$\Psi\Psi$=Angulo de la cara interna del muro con la horizontal
β= Angulo del relleno con la horizontal
$\delta\delta$= Angulo de fricción suelo-muro

5.1.3. Incremento Dinámico Del Empuje Activo

Se calculó empleando la teoría de MONONOBE-OKABE

$$\Delta QQEE_{bb} = \frac{1}{2}\gamma\gamma QQ^2 (KK_{bbss} - KK_{bb})(1 - CC_{ww})$$

Para β < Φ – θ

$$KK_{bbss} = \frac{SSSSAA^2(\Psi\Psi + \phi\phi - \theta\theta)}{CCCCCC\,\theta\theta \cdot SSSSAA^2\Psi\Psi \cdot SSSSAA(\Psi\Psi - \delta\delta - \theta\theta)\left[1 + \sqrt{\frac{SSSSAA(\phi\,\phi + \delta\delta) \cdot SSSSAA(\phi\,\phi - \beta\,\beta - \theta\theta)}{SSSSAA(\Psi\Psi - \delta\delta - \theta\theta) \cdot SSSSAA(\Psi\Psi + \beta\beta)}}\right]^2}$$

Para β > Φ – θ

$$KK_{bbss} = \frac{SSSSAA^2(\Psi\Psi + \phi\phi - \theta\theta)}{CCCCCC\theta\theta \cdot SSSSAA^2\Psi\Psi \cdot SSSSAA(\Psi\Psi - \delta\delta - \theta\theta)}$$

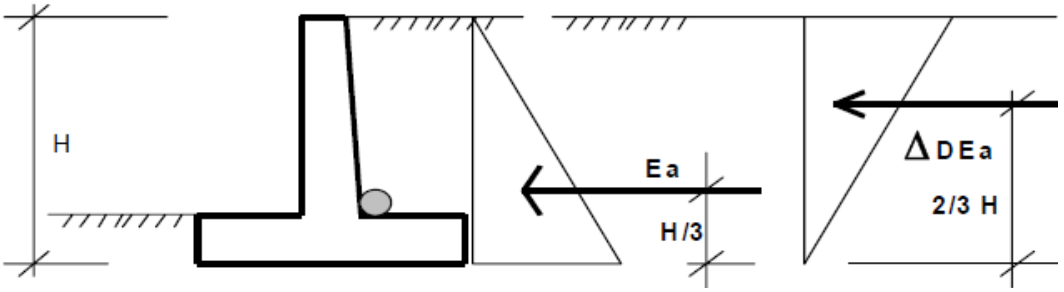
$$\theta\theta = \arctan\left[\frac{CC_{ssh}}{1 - CC_{ssss}}\right]$$

$$CC_{ssh} = 0.50AAo$$

$$CC_{ssss} = 0.70CC_{ssh}$$

K_{as} =Coeficiente de presión dinámica activa
C_{sh} = Coeficiente sísmico horizontal
C_{sv} = Coeficiente sísmico vertical

Empuje Activo + Incremento Dinámico del Empuje Activo



5.1.4. Empuje Pasivo Del Suelo

$$EE_{cc} = \frac{1}{2}\gamma\gamma QQ^2 KK_{cc}$$

El coeficiente de empuje pasivo del suelo Kp se calculó mediante la teoría de Coulomb.

$$KK_{cc} = \frac{SSSSAA^2(\Psi\Psi - \theta\theta)}{SSSSAA^2\Psi\Psi \cdot SSSSAA(\Psi\Psi + \delta\delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{SSSSAA(\phi\,\phi + \delta\delta) \cdot SSSSAA(\phi\,\phi + \beta\beta)}{SSSSAA(\Psi\Psi + \delta\delta) \cdot SSSSAA(\Psi\Psi + \beta\beta)}}\right]^2}$$

5.1.5. Incremento Dinámico Del Empuje Pasivo

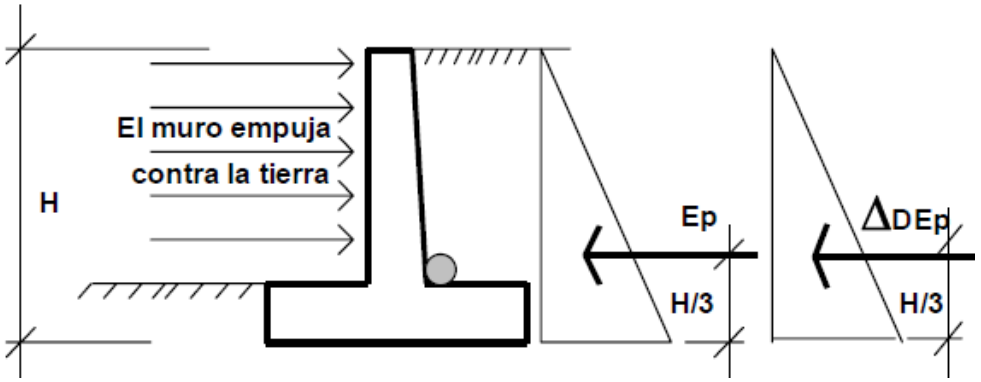
Se calculó empleando la teoría de MONONOBE-OKABE

$$\Delta QEE_{cc} = \frac{1}{2}\gamma\gamma QQ^2 (KK_{ccss} - KK_{cc})(1 - CC_{ssss})$$

$$KK_{ccss} = \frac{SSSSAA^2(\Psi\Psi + \phi\phi - \theta\theta)}{CCCCCC\ \theta\theta \cdot SSSSAA^2\Psi\Psi \cdot SSSSAA(\Psi\Psi + \delta\delta + \theta\theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{SSSSAA(\phi\,\phi + \delta\delta) \cdot SSSSAA(\phi\,\phi + \beta\,\beta - \theta\theta)}{SSSSAA(\Psi\Psi + \delta\delta + \theta\theta) \cdot SSSSAA(\Psi\Psi + \beta\beta)}}\right]^2}$$

Kps es el coeficiente de presión dinámica pasiva.

Empuje Pasivo + Incremento Dinámico del Empuje Pasivo



5.1.6. Empuje Hidrostático

Teniendo en cuenta el alto grado de saturación del suelo, en el análisis de estabilidad se tuvo en cuenta el empuje hidrostático del agua subterránea.

$$EE_h = \frac{1}{2} \gamma_{ww} QQ$$

5.1.7. Cálculo de cargas actuantes

EMPUJE ACTIVO DEL SUELO

Ψ =	1,52638	rad
Ψ =	87,46	º
β =	0	º
β =	0,000000	rad
ϕ=	31	º
2/3ϕ=	0,36070138	
μ =	0,34	(Fricción suelo muro)
δ =	0,32773851	rad
δ =	18,78	º
sen (ψ+ϕ)=	0,87918997	
sen²(ψ+ϕ)=	0,77297501	
sen ψ=	0,99901381	
sen² ψ=	0,99802859	
sen (ψ-δ)=	0,93154636	
sen (ϕ+δ)=	0,76354851	
sen (ϕ-β)=	0,51503807	
sen (ψ+β)=	0,99901381	
RAIZ =	0,65005485	
Ka =	0,36	
γ =	19,00	KN/m³
Ea =	85,50	KN

PUNTO DE APLICACIÓN

H/3 =	1,67	m

INCREMENTO DINAMICO DEL EMPUJE ACTIVO

Coeficientes sísmicos horizontal y vertical

Aa =	0,35	g
C_{sh}=	0,175	g
C_{sv}=	0,12	g
Θ=	0,19684761	rad
sen (ψ+ϕ-Θ)=	0,95539875	
sen² (ψ+ϕ-Θ)=	0,91278678	
CosΘ=	0,98068799	
sen² ψ=	0,99802859	
sen (ψ-δ-Θ)=	0,84243947	
sen (ϕ+δ)=	0,76354851	
sen (ϕ-β-Θ)=	0,3374479	
sen (ψ+β)=	0,99901381	
RAIZ=	0,55330754	
β =	0	º
Θ=	11,28	º
ϕ-Θ=	19,72	º

β **<** **ϕ-Θ**

Kas = 0,46

γ = 19,00 KN/m³

ΔDEa = 20,59 KN

PUNTO DE APLICACIÓN

2H/3 = 3,33 m

EMPUJE PASIVO DEL SUELO

Hr = 1,00 m

Hp = 2,00 m

sen (ψ-ϕ)= 0,83345396

$sen^2(\psi-\phi)$=	0,69464551
$sen^2\ \psi$=	0,99802859
sen (ψ+δ)=	0,96013172
sen (ϕ+δ)=	0,76354851
sen (ϕ+β)=	0,51503807
sen (ψ+β)=	0,99901381
RAIZ =	0,64030491
Kp =	2,76
γ =	19,00 KN/m^3
Ep =	104,88 KN

PUNTO DE APLICACIÓN

H/3 = 0,67 m

INCREMENTO DINAMICO DEL EMPUJE PASIVO

Coeficientes sísmicos horizontal y vertical

Aa =	0,35	g
C_{sh}=	0,175	g
C_{sv}=	0,12	g
Θ=	0,19684761	rad

sen (ψ+Θ-ϕ)=	0,92543296
$sen^2(\psi+\Theta-\phi)$=	0,85642617
CosΘ=	0,98068799
$sen^2\ \psi$=	0,99802859
sen (ψ+δ+Θ)=	0,88691599
sen (ϕ+δ)=	0,76354851
sen (ϕ+β-Θ)=	0,67273541
sen (ψ+β)=	0,99901381
RAIZ =	0,76140105

Kps= 17,33

γ = 19,00 KN/m^3

ΔDEp = 485,83 KN

PUNTO DE APLICACIÓN

H/3 = 0,67 m

EMPUJE PASIVO TOTAL

Ept = 590,71 KN

5.1.8. Análisis De Resultados

El objetivo de este análisis es comprobar que no ocurra volcamiento ni deslizamiento y que no se sobrepase la capacidad admisible del suelo.
Para que no ocurra volcamiento los momentos estabilizadores deben ser al menos 2.0 veces mayor que los momentos de volcamiento, es decir que la división de la sumatoria de momentos estabilizadores sobre la sumatoria de momentos de volcamiento debe ser mayor a 2.0

$$\frac{\sum QQSSCCMM}{\sum QQ\ vvCCmii} \geq 2.00$$

Ahora para que no ocurra deslizamiento la sumatoria de fuerzas de rozamiento debe ser mayor al menos 1.50 veces a la sumatoria de empujes horizontales desestabilizadores

$$\frac{\sum FF_{ffbbiicccciioomn}}{\sum SSeeppeeeeSSCC\ h/MMaavvSSCC} \geq 1.50$$

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de				
Momento Resistente/ Momento Actuante	≥ 3.00	≥ 3.00	Diseño	≥ 2.00
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	≤ 1/6	≤ 1/6	Diseño	≤ 1/4
Capacidad portante	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
Estabilidad Intrínseca materiales térreos (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
Estabilidad Intrínseca materiales manufacturados	Según material (Concreto-Titulo C; Madera-Título G; etc.)			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00
Laderas adyacentes (Zona de influencia > 2.5H)	1.20	1.50	Diseño	1.05

Figura 9. Factores de seguridad, Tabla H.6.9-1 Titulo H. NSR-10

Así mismo se debe corroborar la capacidad admisible del suelo no sea excedida, por lo tanto, se calcula la carga máxima que soportara la base del muro que no puede exceder los 200.00 Kn/m^2:

$$\sigma\sigma_{mmbbee} = \frac{2 * RRvv}{3 * \frac{BB}{\blacksquare_2} - \S S_{ee}|\blacksquare}$$

Rv= sumatoria de reacciones verticales
B= base del muro
Ex= excentricidad de carga

5.1.9. Calculo Manuales para el análisis de resultados

ANALISIS DE ESTABILIDAD

MOMENTOS DE VOLCAMIENTO

Por empuje activo del suelo

MEa = 142,50 KN*m

Por incremento dinámico del empuje activo

MΔDEa = 68,65 KN*m

Por empuje sísmico debido al peso propio

MEpp = 19,90 KN*m

ΣMv = 231,05 KN*m

MOMENTOS ESTABILIZADORES

Por el peso propio del muro

Mpp = 115,5 KN*m

Por el relleno sobre el talón

Mr = 300,96 KN*m

Por el empuje pasivo más el incremento dinámico del empuje pasivo

Mep+eps= 393,81 KN*m

Por muro de cerramiento

Mm=	13,64	KN*m
ΣMe =	823,91	KN*m
Fs volc =	3,57	>=2,00 Cumple

AL DESLIZAMIENTO

Fuerzas verticales restrictivas

PP =	91,20	KN
Wr =	136,80	KN

Fuerza de rozamiento

FR =	670,61	KN

Empujes horizontales desestabilizadores

Eh =	122,05	KN
FSd =	5,49	>=1.50 Cumple

ANALISIS DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Rv =	235,00	KN
Xr =	2,52	m
e=	-1,02287	
B/6 =	0,50	m
B/2 =	1,50	
σmax=	62,10	KN/m^2
σmin=	0	

σadm= 200 KN/m^2 Cumple

De acuerdo a los cálculos realizados se cumplen con los parámetros de volcamiento, deslizamiento y capacidad admisible del terreno

6. ALTERNATIVA 3

La alternativa 3 comprende el uso de una captación de lecho filtrante con bombeo al desarenador y protección del margen del río con una estructura en bolsacretos.

6.1. Captación de lecho filtrante

Se diseñó una captación sumergida con lecho filtrante de las siguientes características:

Caudal de diseño = 2*QMD

Q DISEÑO= 150.98 L/s

Tasa de filtración = 0.001 m/s (Grava con diámetro máximo de ¾")

Conducto principal (Tubería PVC de drenaje perforada)



Diámetro Nominal		Referencia	Área de Drenaje	Peso	A	B
mm	Pulg.		cm² /m	kg/m	mm	mm
65	2.1/2	12487	30,0	0,300	1,30	5,00
100	4	12490	30,0	0,466	1,30	5,00
160	6	12491	40,0	1,386	1,30	5,00
200	8	12496	60,0	1,660	1,30	8,00

Características de tubería perforada para drenaje.

Se seleccionaron 2 tuberías de 8" sin filtro.

Diámetro = 8 Pulgadas

Longitud del conducto = 7.00 m

Área de orificios = 60 Cm^2/m

Área de orificios en el conducto = 420 Cm^2

Dimensiones del sistema de filtración

A = QDISEÑO/V

Ancho (a) = 0.40 m

Largo (L) = 7.00 m

A = 2.80 m^2

Se verificó la capacidad de transporte de la tubería de drenaje perforada con el nomograma de Prandtl – Colebrook para subdrenajes.

La tubería de 8” es capaz de transportar un caudal de 85 L/s con una pendiente del 10.0%, 2 tuberías transportarían 170 L/s, la capacidad de transporte es superior al caudal que se requiere captar.

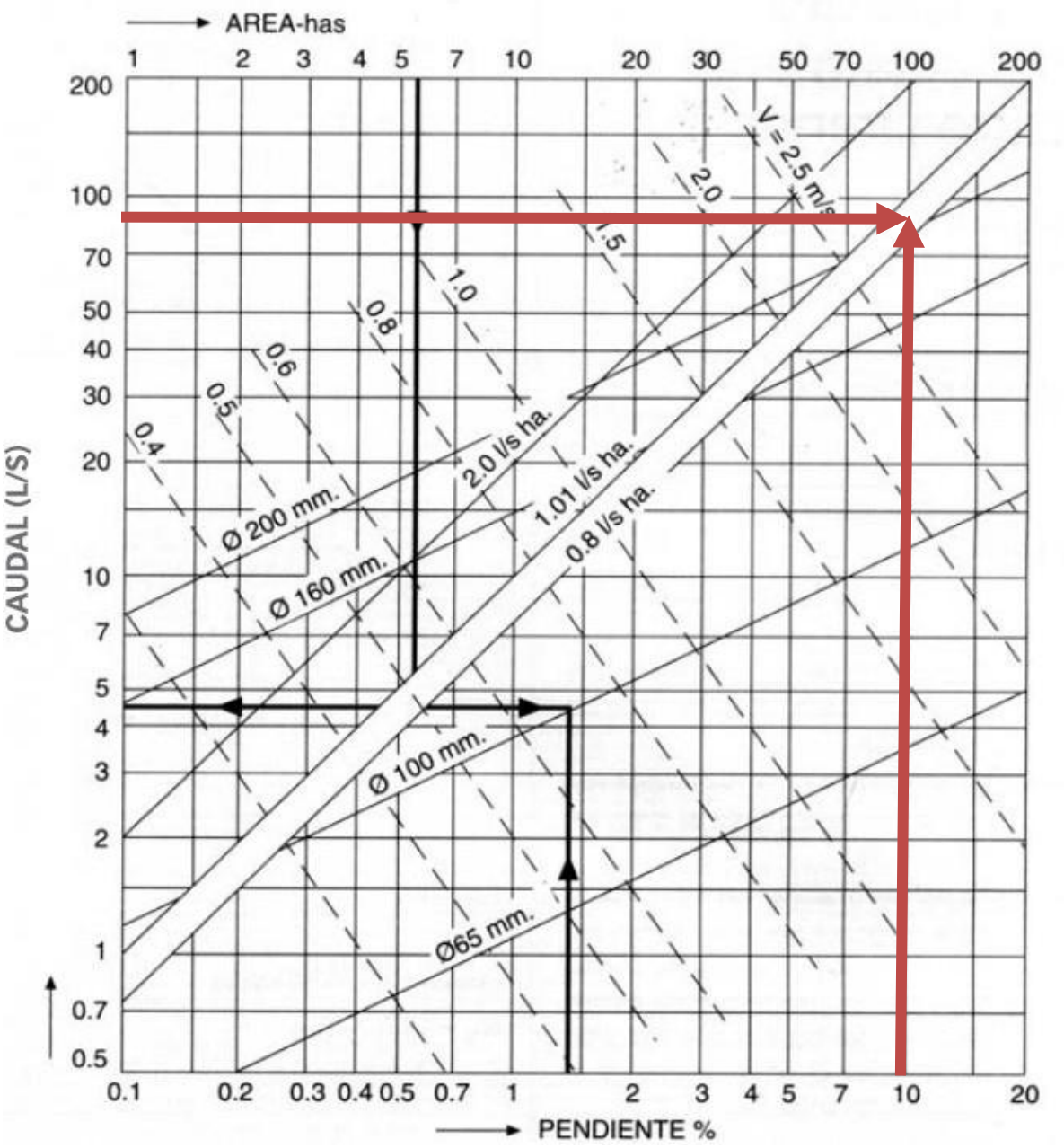


Figura 10. Nomograma de Prandtl Colebrook para tuberías de subdrenaje

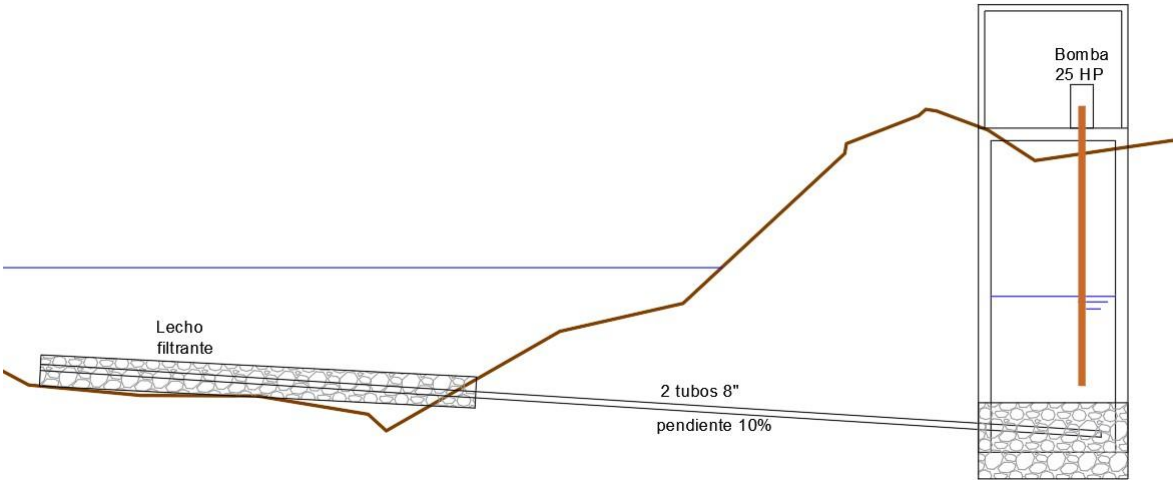


Figura 11. Detalle de captación de lecho filtrante

6.2. Diseño de bombeo hacia desarenador

El sistema de bombeo se proyecta directo desde la captación de lecho filtrante hacia el desarenador existente

6.2.1. Determinación de la Altura Dinámica de Impulsión

La cabeza dinámica de impulsión es:

HDI = hf+h + (v2/2g)+H

Determinación de la altura dinámica total

La altura dinámica total HDT es igual a la suma de la cabeza dinámica de succión, y la cabeza dinámica de impulsión.

Potencia requerida por la bomba

La potencia requerida por la bomba obedece a la fórmula.

$P = \gamma * Q * HDT / 76\eta$

Tubería de Impulsión

Material = PVC PRESION

Diámetro =	8,00	Pulg
Diámetro =	203,2	mm
Diámetro =	0,2032	m

CAUDAL

N° Bombas	3,0	UND
Q Dis =	150,98	L/s
N=	24,00	horas
Q BOMBEO=	50,33	L/s
Q =	0,0503	m^3/s
Q =	3019,600	L/min
Q =	797,69	Gpm

PERDIDAS DE ENERGÍA

Velocidad

A =	0,032	m^2
V =	1,55	m/s

Perdidas por velocidad

hv =	0,1228	m

Perdidas por fricción

Longitud tubería de impulsión =	65,00	m
Temperatura del agua =	20	°C
ϑ =	1,01E-06	m^2/s
Re =	3,12E+08	
f =	0,008	
hf =	0,30	m

PERDIDAS EN ACCESORIOS

Accesorios

K =	4,95	
hm=	0,608	m

Pérdida total de energía:

HL = 1,035 m

Altura estática de impulsión:

1530 msnm
1535 msnm
He = 5,00 m

Altura dinámica de impulsión

Hd = 6,03 m
Hd = 19,80 Ft

POTENCIA MINIMA REQUERIDA

Eficiencia = 60%

P = 20,0 HP
Pcomercial = 25,00 HP
Q = **3019,60 L/min**

Potencia empleada (HP)	Potencia empleada (KW)
25,00	**18,65**

hs 1,50

NPSH disponible

$$NPSH\ disp = \frac{p_a}{\rho g} - H_s - \frac{p_v}{\rho g}$$

r = 998,20 Kg/m^3

Presión barométrica en el sitio (P_a)

P_a = P Atmosférica a nivel del mar - Corrección por altura

H_{snm} = 1535,00 msnm

$P_{atmosferica\ a\ n\ del\ mar}$ = 84193,4 Pa

Corrección = 18005,87 Pa

P_a = 66187,53 Pa

Presión de vapor de agua (P_v)

P_v = 4297,00 Pa

NPSH disp = 4,82 m

Este valor se debe corregir por otros factores

Por posibles depresiones barométricas = 0,36 m

Por vació imperfecto de las bombas = 1,80 m

NPSH disp = 2,66 m
NPSH req = 2,16 m CUMPLE

NPSHd>NPSHr

6.3. Características del Sistema de Bombeo.

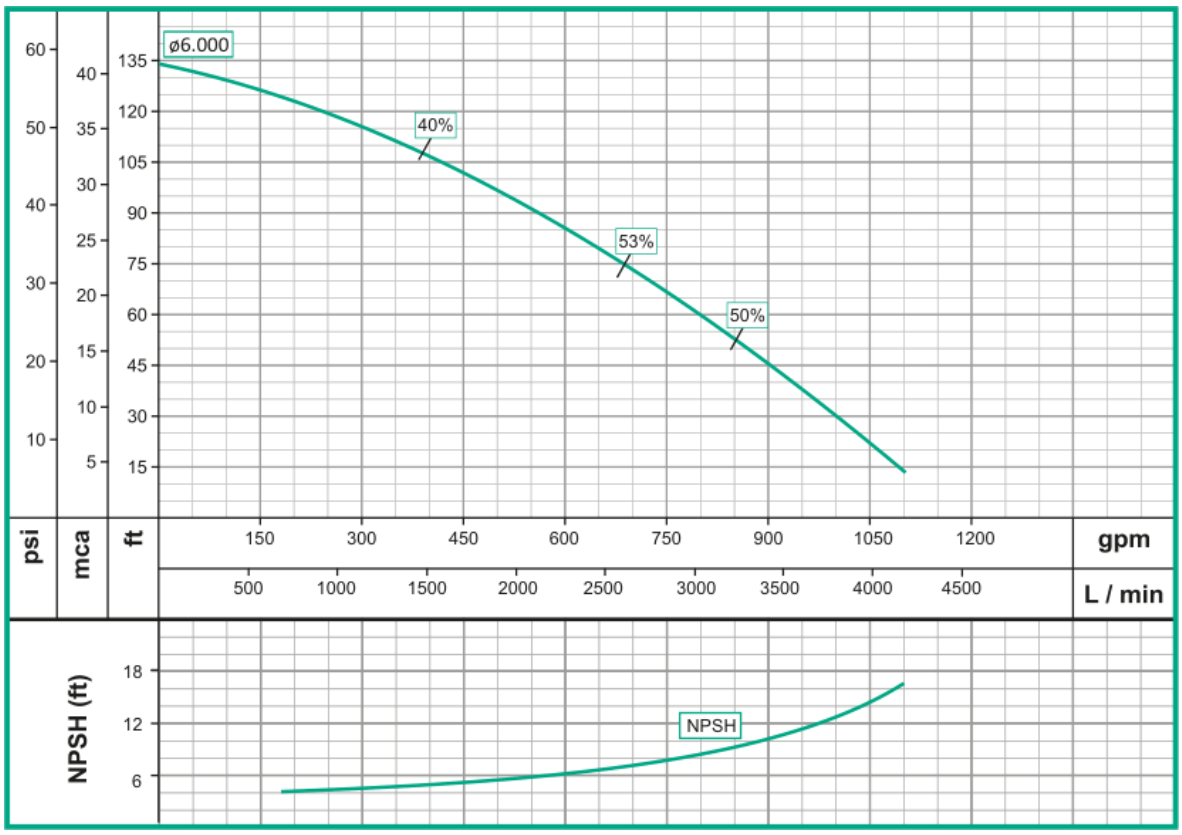


Figura 12. Curva de bombeo

6.3.1. Costo de operación a futuro

DIAMETRO = 203,20 mm

Horas diarias de bombeo = 24 horas

CONSUMO ENERGETICO HORARIO = 18,65 KW/hora
CONSUMO ENERGETICO DIARIO = 447,60 KW/día
CONSUMO ENERGETICO ANUAL= 163374,00 KW/año

COSTO UNIDAD ENERGETICA ACTUAL = 300 Pesos/KW
TASA DE AUMENTO DEL CONSUMO ENERGETICO = 5,00%
TASA DE DESCUENTO = 12,00% EA

AÑO	COSTO ENERGETICO KW/Pesos	VALOR FUTURO PESOS/AÑO	VALOR PRESENTE NETO PESOS/AÑO	VALOR PRESENTE NETO ACUMULADO PESOS/AÑO

0	300,00	49.012.200,00	49.012.200,00	49.012.200,00
1	315,00	51.462.810,00	45.948.937,50	94.961.137,50
2	330,75	54.035.950,50	43.077.128,91	138.038.266,41
3	347,29	56.737.748,03	40.384.808,35	178.423.074,76
4	364,65	59.574.635,43	37.860.757,83	216.283.832,58
5	382,88	62.553.367,20	35.494.460,46	251.778.293,05
6	402,03	65.681.035,56	33.276.056,68	285.054.349,73
7	422,13	68.965.087,34	31.196.303,14	316.250.652,87
8	443,24	72.413.341,70	29.246.534,20	345.497.187,07
9	465,40	76.034.008,79	27.418.625,81	372.915.812,88
10	488,67	79.835.709,23	25.704.961,70	398.620.774,57
11	513,10	83.827.494,69	24.098.401,59	422.719.176,16
12	538,76	88.018.869,42	22.592.251,49	445.311.427,65
13	565,69	92.419.812,89	21.180.235,77	466.491.663,42
14	593,98	97.040.803,54	19.856.471,04	486.348.134,46
15	623,68	101.892.843,71	18.615.441,60	504.963.576,06
16	654,86	106.987.485,90	17.451.976,50	522.415.552,55
17	687,61	112.336.860,20	16.361.227,97	538.776.780,52
18	721,99	117.953.703,21	15.338.651,22	554.115.431,74
19	758,09	123.851.388,37	14.379.985,52	568.495.417,25
20	795,99	130.043.957,78	13.481.236,42	581.976.653,67
21	835,79	136.546.155,67	12.638.659,15	594.615.312,82
22	877,58	143.373.463,46	11.848.742,95	606.464.055,77

23	921,46	150.542.136,63	11.108.196,51	617.572.252,28
24	967,53	158.069.243,46	10.413.934,23	627.986.186,51
25	1015,91	165.972.705,63	9.763.063,34	637.749.249,86
	VALOR PRESENTE NETO TOTAL =		**637.749.249,86**	
		Valor total 3 bombas	**1.913.247.749,57**	

7. SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

7.1. Matriz de Selección de Alternativas – consideración económica

Se realiza la selección de alternativas de acuerdo al artículo 45 de la resolución 0330 de 2017 modificado por el artículo 14 de la resolución 0799 de 2021, el cual define los criterios de selección apropiados para determinar la alternativa más adecuada

Este documento presenta una matriz de selección multicriterio para tres alternativas de material de tubería según el Artículo 45. Se incluyen costos, normalización y puntuaciones ponderadas.

Criterio	Unidad	alternativa 1	alternativa 2	alternativa 3
A) Costo de proyecto	$	$ 7.999.691.678,00	$ 7.161.390.703,00	$ 8.196.042.943,00

7.2. Matriz de Selección de Alternativas – consideraciones técnicas y logísticas

Para cada uno de los parámetros agrupados en las categorías mencionadas, se definió una cualificación en una escala de tres resultados posibles según el nivel de satisfacción del parámetro de evaluación así:

- E= Excelente
- R= Regular
- M=Malo

De este modo, aplicando el análisis matricial comparativamente a las alternativas planteadas, se determina la cantidad de cualificaciones E, R y M con el fin de establecer aquella que presenta un mayor número de parámetros evaluados favorablemente E, la cual sería en principio la alternativa elegida.

CONSIDERACIÓN	PARÁMETRO DE EVALUACIÓN	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
TÉCNICA	Cumplimiento de parámetros	E	E	E
	Mantenimiento	E	E	R
	Durabilidad	E	E	E
	Facilidad de instalación y manejo	E	R	R
SOCIAL	Grado de aceptabilidad de la comunidad	E	E	E
COMERCIAL	Disponibilidad	E	E	E

AMBIENTAL	Afectación del ambiente	E	R	R
TOTAL	**E**	**7**	**5**	**4**
	R	**0**	**2**	**3**
	M	**0**	**0**	**0**

7.3. Alternativa seleccionada

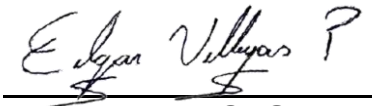
De acuerdo a los criterios económicos y técnicos, la alternativa más viable es la primera que incluye: captación de rejilla de fondo, diques de estabilización de cauce y protección de margen de río con una estructura en bolsacretos.

La alternativa 2 aunque mas económica, representa una mayor afectación al medio ambiente debido a la gran cantidad de suelo que es necesario retirar para la construcción del muro de contención en concreto y desde el punto de vista técnico por ser una estructura rígida es más vulnerable a la socavación, además que debido a la accesibilidad del sitio es considerablemente más complicado construir un muro de contención en concreto.

La alternativa 3 representa un costo mayor a largo plazo debido a el uso de motobombas que requieren manejo, mantenimiento periódico y costo a futuro del uso de electricidad lo que termina siendo inconveniente, además de que es necesario unirse a la redes de servicio eléctrico cuya disposición en el sitio eleva considerablemente los costos, tambien el sistema se puede ver afectado cuando se presenten fallas en el suministro eléctrico.

8. CONCLUSIONES

- Se elige la alternativa uno que comprende el uso de captación de rejilla de fondo, diques de estabilización de cauce y protección de margen de rio con bolsacretos
- Se elige esta alternativa debido a varios factores como facilidad de instalación y baja necesidad de mantenimiento a largo plazo a diferencia de las otras 2 alternativas
- Los cálculos y planos siguen la normativa vigente en la resolución 0330 del 08 de junio de 2017, del Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio.



EDGAR VILLEGAS PALLARES
Ingeniero Civil
Especialista en Estructuras
Especialista en Agua y Saneamiento Ambiental
M.P. No 54202136467 NTS

9. BIBLIOGRAFÍA

- Resolución 0330 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio
- FREDDY CORCHO ROMERO, JOSÉ IGNACIO DUQUE SERNA (2005). Acueductos teoría y diseño. Sello Editorial Universidad de Medellín.
- ARTURO ROCHA FELICES. Hidráulica de tuberías y canales. Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil.
- JAIME SUAREZ DIAZ (2001). Control de erosión en zonas tropicales. Universidad Industrial de Santander.