

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

FACULTAD DE INGENIERÍAS

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**PROYECTO DE ALCANTARILLADO EN LA ISLA “LAS
CASITAS” ARCHIPIÉLAGO DE JAMBELÍ, PROVINCIA
DE EL ORO**

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

MORENO ALBÁN LUIS BLADIMIR

MIRANDA PATÍN OSCAR EFRAIN

DIRECTOR: ING. CARLOS ANIBAL GUTIERREZ CAIZA

Quito, Agosto 2010

DECLARACIÓN

Nosotros, Luis Bladimir Moreno Albán y Oscar Efraín Miranda Patín, declaramos que el trabajo aquí desarrollado es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Universidad Politécnica Salesiana, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por las normas institucionales vigentes.

Luis Bladimir Moreno Albán

Oscar Efraín Miranda Patín

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Luis Bladimir Moreno Albán, Oscar Efraín Miranda Patín, bajo mi supervisión y que cumple condiciones básicas de un proyecto de Ingeniería Civil.

Ing. Carlos Aníbal Gutiérrez Caiza.

DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Jehová, por bendecir cada día de mi vida, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente lo cual me ha permitido cumplir las diferentes metas que me he propuesto. Gracias Jehová por hacerme crecer junto a una familia maravillosa.

Me es imposible expresar todo lo que quisiera en tan corto párrafo; para agradecer a mis padres Luis Moreno y Gloria Albán, por darme la vida, su cariño y comprensión, gracias padres por todo lo que me han dado día a día, por educarme y guiarme como hombre de bien, por ser mi inspiración y ejemplo de vida.

A mis abuelitos por su amor, trabajo, disciplina y esfuerzo, pilares fundamentales para la creación de esta gran familia.

A mi hermana Maritza Moreno, por poner a prueba mi paciencia y comportamiento, para enseñarme que es la mujer más amable.

A mi hermano Peter Moreno por ser la alegría que invade mi alma y despierta mis mañanas con entusiasmo y alegría, gracias por ser mi mejor amigo.

A Maribel Carabalí, por todo tu apoyo y comprensión incondicional y por todo el amor que me regalas día a día.

A mis tíos y tías por todo el cariño y apoyo que me han dado, por el ejemplo de superación y responsabilidad y sobre todo por hacerme sentir que tengo un gran apoyo en cada una de sus unidas familias.

A mis amigos, por todo su apoyo, por todos los momentos llenos de felicidad, por dejarme entrar en sus vidas para compartir experiencias y conocimientos juntos.

A la Universidad Politécnica Salesiana por darme la oportunidad de aprender y forjarme como profesional.

Al Director de Tesis Ing. Carlos Gutiérrez, Tatiana Dranichnikov, Ing. Olga Chadrina, Ing. Miguel Chávez, Ing. Hugo Torres Ing. Miguel Araque, Eco. Alfonso Jurado por la acertada orientación, capacitación y discusión crítica que me permitió un buen aprovechamiento del trabajo realizado.

A mis profesores y quienes contribuyeron enormemente en el desarrollo de mi educación tanto personal como profesional. Gracias al Ing. Iván Calero por su ardua labor por la excelencia de la carrera de Ingeniería Civil.

Moreno Albán Luis Bladimir

DEDICATORIA

A Jehová: Por permitirme llegar a cumplir una de mis metas propuestas en la vida, por darme salud, su infinito amor y bondad.

A mis Padres: Gracias papi, gracias mami, por darme la educación y poder culminar una carrera para mi futuro, gracias por su comprensión y ayuda en los momentos difíciles de mi vida. Me han enseñado a encarar las adversidades con el ejemplo de perseverancia y constancia que los caracteriza. Me han dado todo lo que soy como persona, mis valores, mis principios y mi empeño, y todo ello con gran amor y ternura.

A mi tío César Albán: Que aunque no se encuentra físicamente a mi lado permanece vivo en mi mente y mi corazón, dándome la fortaleza y motivo para seguir superándome.

A mis hermanos Maritza y Peter: Gracias por estar conmigo y apoyarme siempre, los quiero mucho.

A mis abuelitos: Por enseñarme los primeros pasos y cuidarme cuando era niño, por el amor que me han dado; a mi abuelito por su gran fortaleza y a mis abuelitas por su gran corazón.

A mis tíos y tías: Por compartir mis alegrías y tristezas, por sus consejos los cuales me han permitido crecer como persona.

A mi sobrino Isaac: Por toda la alegría que trajiste a la familia

A Maribel: Por todo su amor y felicidad.

A todos quienes participaron directa o indirectamente en la elaboración de este Proyecto.

Moreno Albán Luis Bladimir

DEDICATORIA

A mi madre Cemia Mercedes, quien a lo largo de mi vida ha velado por mi bienestar y educación siendo mi apoyo en todo momento. Depositando su entera confianza en cada reto que se me presentaba sin dudar ni un solo momento en mi inteligencia y capacidad.

A mi padre Galo Rufino, quien a su manera busco la superación de nosotros, sacrificando el ver crecer a sus hijos juntos en el hogar.

A mi hermano Juan Carlos, quien con su empeño y dedicación ha sido fundamental en mi formación personal y profesional convirtiéndose en la persona que admiro y respeto.

A mi hermano Leonidas, quien me ha brindado su apoyo incondicional en todo momento.

A mi hermana Isabel, quien se ha convertido en mi inspiración por su fortaleza y carácter, demostrado un amor inigualable, una persona capaz de sacrificarse por el bien de su familia

A mi hermana Irene, quien con su bondad y carisma nos brinda mucha felicidad a todos los miembros de la familia.

A mis cuñados, quienes me han brindado todo su apoyo.

A mis sobrinos Joel, Kenneth, Alison, Laia y Naomy, quienes son fundamentales en mi vida y de los cuales me siento muy orgulloso.

A la familia Vaca Cedillo por acogerme en su hogar y ser parte de mi vida.

A mis amigos, por formar parte y estar presentes en mi vida.

Oscar Miranda P.

AGRADECIMIENTO

Mi agradecimiento más profundo y sentido es para Dios y mi familia, sin su apoyo, colaboración e inspiración habría sido imposible llevar a cabo la terminación de una etapa de mis estudios.

Agradezco a la Universidad Politécnica Salesiana por abrirme sus puertas y brindarme la oportunidad de adquirir una formación personal y profesional. A todos quienes conforman la Carrera de Ingeniería Civil en especial al Ing. Iván Calero por el alto desempeño en la búsqueda de la excelencia académica de sus estudiantes.

Agradezco al Ing. Carlos Gutiérrez, director de tesis. Ing. Tatiana Dranichnikov, Ing. Olga Chadrina, Ing. Miguel Chávez, Ing. Hugo Torres, Ing. Miguel Araque, Eco. Alfonso Jurado, por contribuir con una guía acertada en la ejecución de este proyecto.

Agradezco a todos los Docentes que a lo largo de mi vida contribuyeron con sus enseñanzas para alcanzar este nivel de educación.

Agradezco a mis amigos que día a día estuvieron compartiendo momentos de estudios, diversión y esparcimiento con los cuales formamos lazos de gran amistad y compañerismo.

Agradezco a todos los miembros de la comunidad “Las Casitas” por colaborar para la realización del proyecto.

Oscar Miranda P.

CONTENIDO

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.2.1 Objetivo general.....	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	2
1.4 ALCANCE.....	4
CAPITULO 2. INFORMACIÓN GENERAL DE LA ZONA.....	5
2.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	5
2.2 CLIMA Y CONDICIONES METEREOLÓGICAS.....	7
2.3 USO DEL SUELO.....	9
2.4 HIDROLOGÍA.....	11
CAPITULO 3. ASPECTOS SOCIO – ECONÓMICOS... 	12
3.1 CONDICIONES ACTUALES.....	12
3.2 ASPECTOS SOCIO - CULTURALES Y ECONÓMICOS.....	14
3.2.1 Población.....	14
3.2.2 Educación.....	15
3.2.3 Descripción económica.....	16
3.2.4 Datos de la vivienda.....	17
3.3 SERVICIOS DE INFRAESTRUCTURA URBANA EXISTENTE.....	18
3.3.1 Sistema de agua potable.....	18
3.3.2 Energía eléctrica y telefónica.....	19
3.3.3 Sistema de recolección de desechos sólidos....	20
3.3.4 Infraestructura vial.....	20
3.4 OTROS SERVICIOS.....	20
CAPITULO 4. ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	21
4.1 GEOLOGÍA.....	21
4.2 INFORMACIÓN SÍSMICA.....	21
4.3 MECÁNICA DE SUELOS.....	22
4.3.1 Objetivos generales.....	23
4.3.2 Metodología.....	23

4.3.2.1	<i>Planificación</i>	23
4.3.2.2	<i>Prospección</i>	23
4.3.2.3	<i>Estudio de laboratorio</i>	24
4.3.2.4	<i>Avance de hipótesis</i>	26
4.3.2.5	<i>Emisión de informe definitivo</i>	26
4.3.3	Muestreo.....	26
4.3.3.1	<i>Ensayo de penetración estándar</i>	26
4.3.3.1.1	<i>Descripción del ensayo SPT</i>	27
4.3.3.1.2	<i>Ventajas del ensayo SPT</i>	28
4.3.3.1.3	<i>Aplicaciones y correlaciones</i>	28
4.3.3.1.4	<i>Correlación entre el golpeo SPT y la consistencia del suelo atravesado</i>	29
4.3.3.1.5	<i>Resultados del ensayo SPT. (Isla “las Casitas”)</i>	31
4.3.4	Ensayos de laboratorio.....	31
4.3.4.1	Contenido de humedad natural.....	31
4.3.4.1.1	<i>Instrumentos</i>	32
4.3.4.1.2	<i>Procedimientos</i>	32
4.3.4.1.3	<i>Cálculos</i>	32
4.3.4.1.4	<i>Observaciones</i>	33
4.3.4.1.5	<i>Humedad del suelo de la Isla “las Casitas”</i>	33
4.3.4.2	Granulometría del suelo.....	34
4.3.4.2.1	<i>Curva granulométrica</i>	36
4.3.4.2.2	<i>Instrumentos</i>	36
4.3.4.2.3	<i>Procedimiento</i>	36
4.3.4.2.4	<i>Granulométrica del suelo en la Isla “las Casitas”</i>	38
4.3.5	Clasificación del suelo.....	39
4.3.5.1	Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)	40
4.3.5.1.1	<i>Análisis fundamental (SUCS)</i>	40
4.3.5.1.2	<i>Clasificación de los suelos de la Isla “las Casitas” mediante el SUCS</i>	43
4.3.5.1.3	<i>Cortes Geotécnicos</i>	45
4.3.5.2	Sistema de clasificación de suelos (AASHTO).....	45
4.3.5.2.1	<i>Descripción de los grupos de clasificación</i>	46
4.3.5.2.2	<i>Cálculo del índice de grupo</i>	49

4.3.5.2.3	Clasificación de los suelos de la Isla "las Casitas" mediante la Clasificación (AASHTO).....	49
4.3.6	Análisis de la capacidad de carga en función de "N" (S.P.T.).....	51
4.3.6.1	Cálculos.....	52
4.3.6.1.1	Carga admisible sobre el nivel freático (a la profundidad de 1m) en P-1.....	53
4.3.6.1.2	Carga admisible bajo el nivel freático (a la profundidad de 2m) en P-1.....	54
4.3.6.1.3	Carga admisible bajo el nivel freático (a la profundidad de 1m) en P-2.....	55

CAPITULO 5. PARÁMETROS DE DISEÑO GENERALES..... 56

5.1	ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.....	56
5.2	TIPO DE SISTEMA.....	57
5.2.1	Red de tuberías.....	57
5.2.2	Pozos y cajas de revisión.....	60
5.2.3	Caudales de diseño de aguas lluvias.....	62
5.2.4	Cunetas y sumideros.....	63
5.3	PERIODO DE DISEÑO.....	64
5.4	ÁREA DE DISEÑO.....	65
5.4.1	Áreas de aportación.....	65
5.5	ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA.....	66
5.5.1	Métodos de cálculo de la población futura.....	67
5.5.1.1	<i>Crecimiento lineal o aritmético.....</i>	68
5.5.1.2	<i>Método geométrico.....</i>	69
5.5.1.3	<i>Método de tasas de crecientes.....</i>	70
5.5.1.4	<i>Otros.....</i>	72
5.5.1.5	<i>Análisis Poblacional.....</i>	73
5.6	CRITERIOS DE VELOCIDAD EN CONDUCTOS DE ALCANTARILLADO.....	73
5.7	PENDIENTES MÍNIMAS.....	74
5.8	DIÁMETROS Y/O SECCIONES DE LAS ALCANTARILLAS.....	75
5.9	TRANSICIONES – ESCALONES.....	75
5.10	HIDRÁULICA DE COLECTORES.....	78
5.10.1	Fórmulas para el diseño de redes de alcantarillado.....	78
5.10.2	Flujo en tuberías con sección llena.....	78
5.10.3	Flujo en tuberías con sección parcialmente llena.....	79

5.10.4	Propiedades hidráulicas de los conductos circulares.....	80
5.10.5	Relación d/D.....	81
5.10.6	Relación v/V.....	81
5.11	POZOS DE REVISIÓN.....	82
5.12	CONEXIONES DOMICILIARIAS.....	86

CAPITULO 6. DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO..... 87

6.1	PARÁMETROS DE DISEÑO.....	87
6.1.1	Dotación de agua potable.....	87
6.1.2	Coeficiente de reducción.....	88
6.1.3	Cálculo de caudales de diseño.....	88
6.1.3.1	<i>Caudal de aguas servidas.....</i>	88
6.1.3.2	Coeficiente de simultaneidad o mayoración (M).....	89
6.1.3.3	Caudal de infiltración.....	89
6.1.3.4	Caudal de aguas ilícitas.....	90
6.2	DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....	90
6.2.1	Ejemplo de cálculo.....	91

CAPITULO 7. DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL..... 97

7.1	PARÁMETROS DE DISEÑO.....	97
7.1.1	Caudal de diseño de aguas lluvias.....	97
7.1.2	Coeficiente de escurrimiento (c).....	97
7.1.3	Intensidad de lluvia.....	99
7.1.3.1	Variación de la intensidad con la duración.....	99
7.1.3.2	<i>Variación de la intensidad con la frecuencia.....</i>	100
7.1.3.3	<i>Intensidad diaria.....</i>	101
7.1.4	Tiempo de concentración (Tc).....	102
7.1.5	Periodo de diseño.....	103
7.1.6	Cunetas.....	103
7.1.6.1	Tipos de cunetas.....	106
7.1.6.2	Velocidades admisibles en cunetas.....	106
7.1.6.3	Coeficientes de escurrimiento para canales.....	107
7.1.6.4	Caudal de diseño para cunetas.....	107
7.1.7	Sumideros.....	108

7.1.7.1	Consideraciones generales para sumideros.....	108
7.1.7.2	Tipos de sumideros.....	108
7.1.7.3	Eficiencia de los sumideros.....	110
7.2	CÁLCULO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.....	111
7.2.1	Ejemplo de cálculo.....	111
7.2.2	Diseño de cunetas.....	115
7.2.3	Diseño de sumideros.....	118

CAPITULO 8. DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES..... 120

8.1	INTRODUCCIÓN.....	120
8.2	COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	120
8.3	LA AUTODEPURACIÓN.....	121
8.3.1	Introducción.....	121
8.3.2	El fenómeno de la autodepuración.....	122
8.4	PLANTA DE TRATAMIENTO.....	123
8.4.1	Objetivo del tratamiento.....	123
8.4.2	Grado de tratamiento.....	123
8.4.3	Diagnostico de la calidad del cuerpo receptor...	123
8.4.4	Datos de las aguas servidas.....	125
8.5	OPERACIONES Y PROCESOS EMPLEADOS EN EL TRATAMIENTO PRELIMINAR O PRIMARIO.....	125
8.5.1	Sedimentador y digestor.....	126
8.5.2	Tanque séptico.....	127
8.5.2.1	Introducción.....	127
8.5.2.2	Definiciones.....	129
8.5.2.3	Ventajas y desventajas del uso del tanque séptico.....	130
8.5.2.3.1	Ventajas.....	130
8.5.2.3.2	<i>Desventajas</i>	130
8.5.2.4	Principios de diseño del tanque séptico...	130
8.5.2.5	Parámetros de diseño del tanque séptico	131
8.5.2.6	Dimensiones internas del tanque séptico	133
8.5.2.7	Consideraciones de un tanque séptico con compartimientos.....	135
8.6	TRATAMIENTO SECUNDARIO.....	136
8.6.1	Lechos de infiltración.....	137
8.7	DISEÑO DEL TANQUE SÉPTICO.....	138

8.7.1	Dimensionamiento del tanque séptico.....	138
8.7.2	Diseño estructural del tanque séptico.....	140
8.7.2.1	Diseño de paredes.....	140
8.7.2.2	Diseño de losa superior.....	143
8.7.2.3	Diseño de losa inferior.....	146
8.8	DISEÑO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO.....	148
8.8.1	Dimensionamiento del tanque de almacenamiento.....	148
8.8.2	Diseño estructural del tanque de almacenamiento.....	149
8.8.2.1	Diseño de paredes.....	149
8.8.2.2	Diseño de losa superior.....	153
8.8.2.3	Diseño de losa inferior.....	156

CAPITULO 9. DISEÑO DE HORMIGONES..... 160

9.1	INTRODUCCIÓN.....	160
9.1.1	Características generales.....	160
9.1.1.1	<i>Hormigón</i>	160
9.1.1.2	<i>Cemento</i>	161
9.1.1.3	<i>Agregados</i>	161
9.1.1.4	<i>Agua</i>	162
9.1.1.5	<i>Aditivos</i>	162
9.2	OBJETIVOS.....	162
9.3	METODOLOGÍA.....	163
9.4	ENSAYOS DE LABORATORIO.....	164
9.4.1	Granulometría de los agregados.....	164
9.4.1.1	<i>Granulometría del agregado grueso</i>	165
9.4.1.1.1	<i>Diagrama de granulometría</i>	166
9.4.1.1.2	<i>Conclusiones</i>	166
9.4.1.1.3	<i>Determinación del módulo de finura del agregado grueso</i>	167
9.4.1.2	<i>Granulometría del agregado fino</i>	168
9.4.1.2.1	<i>Diagrama de Granulometría</i>	169
9.4.1.2.2	<i>Conclusiones</i>	169
9.4.1.2.3	<i>Determinación del módulo de finura para el agregado fino</i>	169
9.4.2	<i>Pesos específicos sueltos y varillados</i>	170
9.4.2.1	<i>Instrumentos</i>	170
9.4.2.2	<i>Cálculos</i>	171

9.4.3	<i>Pesos específicos del agregado grueso y agregado fino.....</i>	172
9.4.3.1	<i>Peso específico del agregado grueso.....</i>	172
9.4.3.1.1	<i>Resumen del método de ensayo.....</i>	172
9.4.3.1.2	<i>Importancia y uso.....</i>	172
9.4.3.1.3	<i>Instrumentos.....</i>	173
9.4.3.1.4	<i>Cálculos.....</i>	173
9.4.3.1.5	<i>Absorción.....</i>	174
9.4.3.2	<i>Peso específico del agregado fino.....</i>	174
9.4.3.2.1	<i>Resumen del método de ensayo...</i>	174
9.4.3.2.2	<i>Instrumentos.....</i>	175
9.4.4	<i>Impurezas orgánicas en arenas para hormigones.....</i>	176
9.4.4.1	<i>Instrumentos.....</i>	176
9.4.4.2	<i>Procedimiento.....</i>	177
9.4.5	<i>Resistencia a los sulfatos de los agregados.....</i>	178
9.4.5.1	<i>Instrumentos.....</i>	178
9.4.5.2	<i>Preparación de la muestra de ensayo.....</i>	179
9.4.5.2.1	<i>Agregado fino.....</i>	179
9.4.5.2.2	<i>Procedimiento.....</i>	180
9.4.5.2.3	<i>Cálculo del desgaste por acción de sulfatos en el agregado fino.</i>	181
9.4.5.2.4	<i>Conclusiones.....</i>	181
9.4.6	<i>Contenido de humedad.....</i>	182
9.4.6.1	<i>Instrumentos.....</i>	182
9.4.6.2	<i>Cálculos.....</i>	182
9.4.7	<i>Ensayo para la determinación de la consistencia del hormigón (cono de Abrams)....</i>	183
9.4.7.1	<i>Desarrollo del ensayo.....</i>	183
9.4.8	<i>Ensayo normalizado para el refrendado de probetas de hormigón.....</i>	186
9.4.8.1	<i>Técnicas para confeccionar y conservar las probetas cilíndricas de hormigón.....</i>	186
9.4.9	<i>Ensayo para pruebas de resistencia a la compresión del hormigón.....</i>	190
9.4.9.1	<i>Máquina de ensayo.....</i>	190
9.4.9.2	<i>Procedimiento.....</i>	191
9.5	DISEÑO DEL HORMIGÓN.....	193
9.5.1	<i>Resistencia de diseño.....</i>	193
9.5.2	<i>Resultados obtenidos en los ensayos.....</i>	193

9.5.3	Parámetros de diseño.....	193
9.6	ELABORACIÓN DEL HORMIGÓN FRESCO (DISEÑO TEÓRICO).....	197
9.6.1	Conclusiones del diseño teórico del hormigón ..	200
9.6.2	Resistencia a la compresión de los cilindros de diseño teórico.....	201
9.6.3	Conclusiones del ensayo de compresión (diseño teórico).....	201
9.7	ELABORACIÓN DEL DISEÑO DEL HORMIGÓN CORREGIDO.....	202
9.7.1	Conclusiones de la mezcla del hormigón de diseño final.....	204
9.7.2	Resistencia a la compresión de los cilindros de diseño final.....	205
9.7.3	Conclusiones del ensayo de compresión (diseño final).....	206
9.8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	206
9.8.1	Conclusiones.....	206
9.8.2	Recomendaciones.....	206
9.9	ANÁLISIS DEL CONTACTO DEL AGUA DEL NIVEL FREÁTICO CON EL HORMIGÓN.....	207
9.9.1	Introducción.....	207
9.9.2	Acciones de tipo físico.....	208
9.9.2.1	Daños provocados por el agua a alta velocidad.....	208
9.9.2.2	Abrasión por sólidos.....	210
9.9.2.3	Choques térmicos.....	211
9.9.3	Acciones de tipo químico.....	211
9.9.3.1	<i>Ataque por aniones (sulfatos, cloruros, etc.) y por cationes (magnesio, amonio, etc.)</i>	213
9.9.3.1.1	<i>Aniones</i>	213
9.9.3.1.2	<i>Cationes</i>	215
9.9.4	Conclusiones del análisis químico del agua.....	217

CAPITULO 10. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL... 218

10.1	INTRODUCCIÓN.....	218
10.2	OBJETIVOS.....	219
10.2.1	Objetivo general.....	219
10.2.2	Objetivos específicos.....	219
10.3	METODOLOGÍA.....	219
10.4	MARCO JURÍDICO.....	220
10.4.1	Leyes.....	220

10.5	DATOS DE LÍNEA BASE.....	221
10.5.1	Características climáticas.....	221
10.5.1.1	<i>Precipitación</i>	221
10.5.1.2	<i>Temperatura</i>	221
10.5.1.3	<i>Humedad relativa</i>	221
10.5.1.4	<i>Eliofanía</i>	222
10.5.2	Sistema abiótico.....	222
10.5.2.1	<i>Suelos</i>	222
10.5.2.2	<i>Geología</i>	222
10.5.2.3	<i>Calidad del aire</i>	223
10.5.2.4	<i>Ruido</i>	223
10.5.3	Sistema biótico.....	224
10.5.3.1	<i>Fauna</i>	224
10.5.3.2	<i>Flora</i>	225
10.5.4	Sistema antrópico.....	226
10.5.4.1	<i>Aspectos socio-económicos</i>	226
10.5.4.2	<i>Aspectos económicos</i>	226
10.5.4.3	<i>Población económicamente activa</i>	226
10.5.4.4	<i>Vivienda</i>	227
10.6	DIAGNOSTICO AMBIENTAL DE LA ISLA LAS CASITAS.....	227
10.6.1	Metodología.....	227
10.6.2	Diagnostico ambiental para el área antes de la ejecución del proyecto.....	228
10.6.2.1	<i>Conclusiones de la situación actual antes de la ejecución del proyecto</i>	228
10.6.3	Diagnostico ambiental para el área implementado el proyecto.....	230
10.6.3.1	<i>Conclusiones de la situación con la implementación del proyecto</i>	230
10.7	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL DEL PROYECTO.....	232
10.7.1	Identificación de impactos ambientales.....	232
10.8	METODOLOGIA UTILIZADA PARA LA EVALUACIÓN DE IMPACTOS.....	233
10.8.1	Calificación cuantitativa.....	233
10.8.1.1	<i>Definición de los factores ambientales adoptados</i>	234
10.9	EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN.....	238
10.9.1	Matriz de calificaciones de impactos ambientales.....	239
10.9.2	Resultados del Estudio de Impacto Ambiental.....	242

10.9.3	Descripción de los impactos ambientales principales.....	244
10.10	MITIGACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN.....	245
10.10.1	Recomendaciones generales para prevenir y mitigar los impactos ambientales negativos durante la etapa de construcción.....	245
10.10.1.1	<i>Recomendaciones generales.....</i>	245
10.10.1.2	<i>Recomendaciones para seguridad industrial.....</i>	247
10.10.1.3	<i>Recomendaciones generales para los campamentos.....</i>	248
10.10.1.4	<i>Disposiciones referentes a materiales de préstamo.....</i>	249
10.10.1.5	<i>Disposiciones para los movimientos de tierras.....</i>	250
10.10.1.6	<i>Ruidos y vibraciones.....</i>	250
10.10.1.7	<i>Excavaciones.....</i>	250
10.11	PLAN DE MANEJO AMBIENTAL.....	251
10.11.1	Plan de manejo ambiental para la etapa de construcción	251
10.11.1.1	<i>Programa de seguridad e higiene laboral.....</i>	251
10.11.1.1.1	<i>Programa de seguridad.....</i>	251
10.11.1.1.2	<i>Factores que contribuyen a la generación de accidentes.....</i>	251
10.11.1.1.3	<i>Evaluación de Riesgos.....</i>	252
10.11.1.1.4	<i>Programa de seguridad laboral....</i>	253
10.11.1.1.5	<i>Descripción de tareas.....</i>	253
10.11.1.1.6	<i>Materiales necesarios.....</i>	253
10.11.1.2	<i>Campaña de promoción y señalización... 253</i>	
10.11.1.2.1	<i>Campaña de información y señalización.....</i>	253
10.11.1.2.2	<i>Campaña de educación y promoción sanitaria</i>	254
10.11.2	Plan de manejo ambiental para la etapa de operación y mantenimiento.....	255
10.11.2.1	<i>Impactos ambientales durante la etapa de operación y mantenimiento.....</i>	255
10.11.2.1.1	<i>Fugas en la conducción.....</i>	255
10.11.2.1.2	<i>Saturación del sistema.....</i>	256
10.11.2.1.3	<i>Mantenimiento de redes y planta de tratamiento.....</i>	256
10.12	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	257

10.12.1	Conclusiones.....	257
10.12.2	Recomendaciones.....	259

CAPITULO 11. PRESUPUESTO REFERENCIAL Y CRONOGRAMA..... 260

11.1	PRESUPUESTO REFERENCIAL.....	260
11.1.1	Introducción.....	260
11.1.2	Presupuesto del proyecto de alcantarillado.....	260
11.1.2.1	<i>Determinación del valor unitario por rubro.....</i>	260
11.1.3	Presupuesto referencial del proyecto de alcantarillado sanitario.....	261
11.1.4	Presupuesto referencial del proyecto de alcantarillado pluvial.....	263
11.2	CRONOGRAMA VALORADO.....	264

CAPITULO 12. ANÁLISIS ECONÓMICO..... 269

12.1	INTRODUCCIÓN.....	269
12.2	PROBLEMA SOCIAL.....	269
12.3	PROYECTOS SOCIALES.....	269
12.4	MARCO TEÓRICO.....	270
12.5	HORIZONTE DE EVALUACIÓN.....	271
12.6	ANÁLISIS BENEFICIO - COSTO.....	271
12.6.1	Objetivo.....	274
12.6.2	Utilidad.....	274
12.7	IDENTIFICACIÓN DE BENEFICIOS Y COSTOS SOCIALES.....	275
12.7.1	Beneficios Sociales.....	275
12.7.1.1	<i>Valoración de los beneficios.....</i>	275
12.7.2	Costos Sociales.....	276
12.7.2.1	<i>Identificación de costos.....</i>	276
12.7.2.1.1	<i>Costos.....</i>	276
12.7.2.1.2	<i>Costos de mantenimiento.....</i>	277
12.7.2.1.3	<i>Costos de operación.....</i>	277
12.7.2.1.4	<i>Costos adicionales de los usuarios.....</i>	277
12.7.3	Beneficios y costos intangibles.....	278
12.8	INDICADORES DE RENTABILIDAD.....	278
12.8.1	Evaluación económica.....	278
12.8.2	Valor actual neto (VAN).....	279
12.8.3	Tasa interna de retorno (TIR).....	281
12.8.3.1	<i>Cálculo.....</i>	281

12.9	EVALUACIÓN ECONÓMICA DEL PROYECTO DE ALCANTARILLADO EN LA ISLA “LAS CASITAS”.....	282
12.9.1	Identificación y valoración de los beneficios.....	282
12.9.1.1	Salud.....	282
12.9.1.2	Turismo.....	284
12.9.1.3	Fijación de tarifas.....	285
12.10	CONCLUSIONES.....	288

PLANOS

PLANO N° 1

TOPOGRAFÍA

PLANO N° 2

PLANIMETRÍA DE LA RED SANITARIA

PLANO N° 3

ÁREAS DE APORTACIÓN SANITARIA

PLANO N° 4

PERFILES DE ALCANTARILLADO SANITARIO

PLANO N° 5

DETALLES DE POZOS

PLANO N° 6

DETALLES DE SUMIDEROS Y CAJAS DE REVISIÓN

PLANO N° 7

IMPLANTACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

PLANO N° 8

TANQUE SÉPTICO

PLANO N° 9

TANQUE DE ALMACENAMIENTO

PLANO N° 10

PLANIMETRÍA DE LA RED PLUVIAL

PLANO N° 11

ÁREAS DE APORTACIÓN DE LA RED PLUVIAL

INDICE DE TABLAS

CAPITULO 2. ASPECTOS SOCIO - ECONÓMICOS

2.1	Valores meteorológicos medios mensuales.....	8
-----	--	---

CAPITULO 3. ASPECTOS SOCIO - ECONÓMICOS

3.1	Población de la Isla "las Casitas".....	14
3.2	Nivel de instrucción de la Población.....	16
3.3	Principal ocupación del Padre.....	16
3.4	Tipo de vivienda.....	17

CAPITULO 4. ESTUDIO DE SUELOS

4.1	Resultados del ensayo SPT (Isla las Casitas).....	31
4.2	Contenido de humedad para el suelo de P-1.....	33
4.3	Contenido de humedad para el suelo de P-2.....	34
4.4	Contenido de humedad para el suelo del muestreo S-1 y S-2.....	34
4.5	Clasificación del suelo de acuerdo a la abertura de los tamices	35
4.6	Granulometría del suelo en el sondeo P-1.....	38
4.7	Granulometría del suelo en el sondeo P- 2.....	38
4.8	Granulometría del suelo en el muestreo S-1 y S-2.....	39
4.9	Resumen de tipología de suelos (SUCS).....	43
4.10	Clasificación del suelo en P-1 (SUCS).....	44
4.11	Clasificación del suelo en P-2 (SUCS).....	44
4.12	Clasificación del suelo en de S-1 y S-2 (SUCS).....	44
4.13	Clasificación del suelo en P-1 (AASHTO).....	50
4.14	Clasificación del suelo en P-2 (AASHTO).....	50
4.15	Clasificación del suelo en S-1 y S-2 (AASHTO).....	51
4.16	Análisis de la Capacidad de Carga en función de "N" para P – 1.....	53
4.17	Análisis de la Capacidad de carga en función de "N" para P – 2.....	55

CAPITULO 5. PARÁMETROS DE DISEÑO GENERALES

5.1	Velocidades máximas a tubo lleno y coeficiente de rugosidad recomendadas.....	59
5.2	Diámetros recomendados de pozos de revisión.....	61
5.3	Áreas de diseño.....	65
5.4	Resumen de población de la Isla “las Casitas”.....	67
5.5	Tasas de crecimiento poblacional según el MIDUVI.....	72
5.6	Resumen de los valores de población futura.....	73
5.7	Criterios de velocidades mínimas en conductos.....	74
5.8	Criterios de velocidades máximas en conductos.....	74
5.9	Pendientes mínimas.....	75

CAPITULO 6. DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

6.1	Dotaciones Recomendadas de Agua Potable.....	87
6.2	Parámetros de Caudales de Infiltración.....	90
6.3	Diseño de la red sanitaria.....	96

CAPITULO 7. DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

7.1	Evaluación del coeficiente de escurrimiento según los índices (k).....	98
7.2	Ecuaciones de Intensidades Máximas (Estación Machala UTM).....	101
7.3	Velocidades admisibles en cunetas.....	106
7.4	Coeficientes de escurrimiento para canales.....	107
7.5	Coeficientes de Reducción de Capacidad para Sumideros.....	110
7.6	Diseño de la red pluvial.....	119

CAPITULO 8. DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO Y AGUA RESIDUALES

8.1	Operaciones y procesos unitarios en el tratamiento preliminar de aguas residuales.....	126
-----	--	-----

CAPITULO 9. DISEÑO DE HORMIGONES

9.1	Escalas granulométricas.....	164
9.2	Granulometría del agregado grueso.....	165
9.3	Requisitos de graduación del árido grueso.....	165
9.4	Granulometría del agregado fino.....	168
9.5	Requisitos de graduación del árido fino.....	168
9.6	Resultados del ensayos de pesos unitarios de los agregados.....	171
9.7	Resultado del ensayo de peso específico y absorción del agregado grueso.....	174
9.8	Resultado del ensayo de peso específico y absorción del agregado fino.....	176
9.9	Descripción de color para arenas.....	178
9.10	Tamices necesarios para el ensayo de resistencia a los sulfatos.....	179
9.11	Granulometría de la muestra.....	181
9.12	Evaluación cuantitativa del desgaste por la acción de sulfatos del agregado fino.....	181
9.13	Clasificación del hormigón de acuerdo a los valores de asentamiento.....	185
9.14	Resumen de resultados del laboratorio.....	193
9.15	Asentamientos recomendados.....	193
9.16	Cantidades aproximadas de agua de mezclado.....	194
9.17	Resistencia a la compresión del hormigón basado en la relación agua/cemento.....	194
9.18	Volumen aparente seco y compactado del granulado grueso por unidad de volumen de hormigón.....	195
9.19	Resultados del ensayo de compresión de los cilindros de hormigón de diseño teórico.....	201
9.20	Resultados del ensayo de compresión de los cilindros de hormigón de diseño final.....	205

9.21	Acciones de tipo químico perjudiciales para el hormigón.....	212
9.22	Valores de agresividad de contenido de sulfatos al hormigón.....	215
9.23	Agresividad del agua.....	216
9.24	Resultados del análisis químico del agua.....	217

CAPITULO 10. ESTUDIO DE IMPACTOS AMBIENTALES

10.1	Datos de heliofanía.....	222
10.2	Fauna de la zona.....	224
10.3	Flora de la zona.....	225
10.4	Matriz de diagnostico ambiental para el área antes de la ejecución del proyecto.....	229
10.5	Matriz de diagnostico ambiental para el área con proyecto.....	231
10.6	Matriz de calificación de impactos ambientales.....	239

CAPITULO 11. PRESUPUESTO REFERENCIAL Y CRONOGRAMA

11.1	Cronograma valorado de trabajos (Alcantarillado Sanitario).....	265
11.2	Cronograma valorado de trabajos (Alcantarillado Pluvial).....	267

CAPITULO 12. ANÁLISIS ECONÓMICO

12.1	Análisis del VAN.....	280
12.2	Parámetros para la identificación de beneficios en la salud.....	283
12.3	Cálculo del beneficio en la salud de la Isla “Las Casitas”.....	283
12.4	Parámetros para la identificación de beneficios en el turismo.....	284

12.5	Cálculo del beneficio con el turismo de la Isla “Las Casitas”.....	284
12.6	Cálculo de tarifas domesticas.....	285
12.7	Cálculo de tarifas.....	286
12.8	Evaluación económica del proyecto de alcantarillado en la Isla “Las Casitas”.....	287

INDICE DE FOTOGRAFIAS

CAPITULO 2. INFORMACIÓN GENERAL DE LA ZONA

2.1	Tipo de Suelo de La Isla “Las Casitas”.....	11
2.2	Estero las casitas.....	11

CAPITULO 3. ASPECTOS SOCIO - ECONÓMICOS

3.1	Directiva de la comunidad las casitas.....	13
3.2	Camaroneras construidas en la zona del Archipiélago de Jambelí.....	13
3.3	Escuela fiscal Manabí.....	15
3.4	Servicio de agua potable por fuera de las viviendas....	18
3.5	Tanque elevado para la distribución de agua potable...	19
3.6	Servicio de energía eléctrica.....	19
3.7	Medios de transporte hacia la Isla las Casitas.....	20

CAPITULO 4. ESTUDIO DE SUELOS

4.1	Ensayo SPT (P1).....	27
4.2	Ensayo SPT (P1).....	28
4.3	Ensayo SPT (P2).....	30
4.4	Extracción de muestras mediante el SPT.....	37

CAPITULO 5. PARÁMETROS DE DISEÑO GENERALES

5.1	Estación total utilizada para el levantamiento topográfico.....	56
-----	---	----

CAPITULO 9. DISEÑO DE HORMIGONES

9.1	Tamices.....	164
9.2	Ensayo de granulometría.....	167
9.3	Ensayo de pesos unitarios sueltos y varillados.....	171
9.4	Ensayo del peso específico del agregado fino.....	175
9.5	Ensayo para determinar las impurezas orgánicas en arenas.....	177
9.6	Resultados de la colorimetría transcurrido 24 h.....	177
9.7	Ensayo de resistencia a los sulfatos.....	180
9.8	Muestras para ensayos de resistencia a los sulfatos....	181
9.9	Ensayo para determinar el contenido de humedad de los Agregados.....	182
9.10	Probetas cilíndricas de hormigón.....	187
9.11	Ensayo de resistencia a la compresión de hormigón....	191
9.12	Dosificación al peso para 10Kg de cemento.....	198
9.13	Proceso de mezclado.....	199
9.14	Hormigón de diseño teórico.....	199
9.15	Determinación del asentamiento del hormigón.....	199
9.16	Toma de probetas de hormigón (diseño teórico).....	200
9.17	Ensayo de compresión de cilindros (diseño teórico)....	201
9.18	Toma de probeta de hormigón (diseño final).....	204
9.19	Ensayo de compresión de cilindros (diseño final).....	205

CAPITULO 10. ESTUDIO DE IMPACTOS AMBIENTALES

10.1	Fauna de la isla las casitas.....	225
10.2	Vegetación en la isla las casitas.....	226

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO 2. INFORMACIÓN GENERAL DE LA ZONA

2.1	Ubicación General de la Isla “Las Casitas”.....	5
2.2	Ubicación de la Comunidad “Las Casitas”.....	6
2.3	Precipitación Media Mensual.....	8
2.4	Temperatura Mensual (Estación M - 185 Machala UTM, M - 292 Granja Santa Inés UTM).....	9

CAPITULO 3. ASPECTOS SOCIO - ECONÓMICOS

3.1	Clasificación por sexo.....	15
3.2	Nivel de instrucción de la población en la Isla “las Casitas”.....	16
3.3	Principal ocupación del padre.....	16
3.4	Tipo de viviendas.....	17
3.5	Techo o cubierta.....	17
3.6	Tipo de almacén o estructura.....	17

CAPITULO 4. ESTUDIO DE SUELOS

4.1	Ubicación de las perforaciones (Isla las Casitas).....	25
-----	--	----

CAPITULO 5. PARÁMETROS DE DISEÑO GENERALES

5.1	Delimitación de áreas de aportación a cada tramo.....	66
5.2	Comparación de métodos para los cálculos de la población futura.....	67
5.3	Transiciones Verticales entre Dos Colectores Contiguos.....	76
5.4	Línea de Energía de Transiciones Verticales entre Dos Colectores Contiguos.....	77
5.5	Sección de una Tubería Parcialmente Llena.....	79
5.6	Variación del Flujo y la Velocidad con la Profundidad en Tuberías Circulares.....	81
5.7	Corte de la zanja de Instalación del Pozo.....	83

5.8	Consideraciones para Tramo de Inicio en Poso de Paso.....	83
5.9	Vista en Planta de un Pozo con Dos Entradas y una Salida.....	84
5.10	Corte de un Pozo de Revisión Tipo.....	85

CAPITULO 7. DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

7.1	Tipos de cunetas.....	106
7.2	Tramo de diseño de cuneta.....	107
7.3	Dimensiones del tramo para diseño de cunetas.....	115
7.4	Dimensiones mínimas para cunetas triangulares.....	117

CAPITULO 8. DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

8.1	Tanque séptico.....	133
8.2	Detalle del tanque séptico.....	135
8.3	Corte longitudinal del lecho de infiltración.....	138
8.4	Corte transversal del lecho de infiltración.....	138
8.5	Área superficial del tanque séptico.....	139
8.6	Diagrama de presiones en las paredes del tanque séptico.....	141
8.7	Determinación del momento de servicio en las paredes del tanque séptico.....	142
8.8	Vista en planta del tanque séptico.....	143
8.9	Determinación del momento de servicio en la losa superior del tanque séptico.....	144
8.10	Determinación del momento de servicio en la losa inferior del tanque séptico.....	147
8.11	Dimensiones adoptadas para el volumen de almacenamiento.....	149
8.12	Diagrama de presiones en las paredes del tanque de almacenamiento.....	150

8.13	Determinación del momento en las paredes del tanque de almacenamiento.....	152
8.14	Vista en corte y en planta del tanque de almacenamiento.....	153
8.15	Determinación del momento en la losa superior del tanque de almacenamiento.....	155
8.16	Vista en planta del tanque de almacenamiento.....	156
8.17	Determinación del momento en la losa inferior del tanque de almacenamiento.....	158

CAPITULO 9. DISEÑO DE HORMIGONES

9.1	Diagrama de granulometría del agregado grueso.....	166
9.2	Diagrama de granulometría del agregado fino.....	169
9.3	Cono de Abrams.....	183
9.4	Tolerancias de rotura de cilindros de hormigón.....	191

CAPITULO 11. PRESUPUESTO REFERENCIAL Y CRONOGRAMA

11.1	Curva de inversión del proyecto de alcantarillado sanitario.....	266
11.2	Curva de inversión del proyecto de alcantarillado pluvial.....	268

INDICE DE ECUACIONES

CAPITULO 4. ESTUDIO GEOTÉCNICO

4.1	Presión neta admisible.....	51
4.2	Presión neta admisible cuando el ancho B es grande...	51
4.3	Número de golpes corregidos para profundidades <NF.	52
4.4	Factor de correlación.....	52
4.5	Presión efectiva por sobrecarga.....	52
4.6	Número de golpes corregidos para profundidades >NF.	52

CAPITULO 5. PARAMETROS DE DISEÑO GENERALES

5.1	Población futura utilizando el método lineal.....	62
5.2	Tasa de cambio poblacional para el método lineal.....	63
5.3	Población futura utilizando el método geométrico.....	68
5.4	Tasa de crecimiento para el método geométrico.....	69
5.5	Población futura utilizando el método de tasas de crecientes.....	69
5.6	Población futura utilizando el método sugerido por el MIDUVI.....	70
5.7	Transiciones verticales entre dos colectores contiguos.	71
5.8	Pérdidas de carga adicionales provocadas por la curvatura.....	72
5.9	Transiciones verticales totales entre dos colectores contiguos (considerando curvaturas).....	76
5.10	Perdidas de carga por curvatura.....	77
5.11	Transiciones Verticales entre dos colectores (considerando curvaturas).....	77
5.12	Radio hidráulico para tuberías con sección parcialmente llena.....	78
5.13	Ecuación de continuidad.....	78
5.14	Ángulo central θ° (en grados sexagesimales).....	78
5.15	Radio hidráulico para tuberías con sección parcialmente llena.....	79
5.16	Ecuación de Manning para el cálculo de la velocidad con sección parcialmente llena.....	80
5.17	Caudal para tuberías con sección parcialmente llena...	80
5.18	Relación d/D	80
5.19	Relación v/V	80

CAPITULO 6. DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

6.1	Caudales de aguas servidas.....	88
6.2	Coeficiente de mayoración "M".....	89

6.3	Caudal de aguas ilícitas.....	90
-----	-------------------------------	----

CAPITULO 7. DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

7.1	Caudal Pluvial (Método Racional).....	97
7.2	Ecuación de intensidad.....	101
7.3	Tiempo de concentración.....	102
7.4	Fórmula de Manning.....	104
7.5	Ecuación de continuidad.....	104
7.6	Caudal para diseño de cunetas.....	107

CAPITULO 8. DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

8.1	Periodo de retención hidráulica.....	131
8.2	Volumen requerido para la sedimentación.....	131
8.3	Volumen de digestión y almacenamiento de lodos.....	131
8.4	Profundidad máxima de espuma sumergida.....	132
8.5	Profundidad máxima requerida para la sedimentación..	132

CAPITULO 12. ANÁLISIS ECONÓMICO

12.1	Valor actual neto.....	279
12.2	Tasa interna de retorno.....	281

CAPITULO 1.

INTRODUCCIÓN

1.1.- ANTECEDENTES

El crecimiento de la población en el área rural, ha originado una demanda creciente de los servicios básicos, (Agua Potable, Alcantarillado, etc.) servicios que son fundamentales para el desarrollo de una sociedad.

La comunidad de la isla “Las Casitas” preocupada por el deterioro de sus Fosas Sépticas, las cuales se encuentran colmatadas de excrementos, y que vienen funcionando desde hace 5 años; ve la necesidad de contar con un sistema de alcantarillado sanitario.

La falta de alcantarillado en la comunidad produce insalubridad, provocando el crecimiento del mosquito anofeles que provoca el paludismo, enfermedades de la piel aumentando considerablemente el índice de mortalidad infantil.

Con el propósito de solucionar el problema, los dirigentes de la comunidad “Las Casitas”, se contactaron con la ONG de Valencia España logrando el apoyo para la realización del Proyecto de Alcantarillado Sanitario, debido a la situación económica de la comunidad, que no cuenta con los recursos necesarios para la realización de los estudios y diseño del proyecto, que es la parte fundamental para la entrega de fondos económicos por parte de esta ONG, por lo que solicita a la Universidad Politécnica Salesiana la realización de estos estudios.

La Universidad Politécnica Salesiana, asume la vinculación con la colectividad como una responsabilidad tanto académica como social, como un referente sensible con la sociedad.

La relación con la colectividad permite vincular a los estudiantes para realizar como trabajo terminal de grado, proyectos sociales para comunidades como la isla “Las Casitas”.

El proyecto, deberá ajustarse a las condiciones socioeconómicas de la comunidad, para lo cual será necesario identificar la solución más adecuada a las condiciones particulares del área del proyecto que permita garantizar la implementación inmediata, su sostenibilidad financiera, su facilidad operativa a lo largo del tiempo del servicio y la sustentabilidad ambiental.

1.2.- OBJETIVOS

1.2.1.- OBJETIVO GENERAL

Diseñar el Sistema de Alcantarillado, y Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, que permita eliminar las aguas servidas con un índice de calidad adecuado, evitando la contaminación de la Comunidad “Las Casitas”.

1.2.2.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Diseñar el sistema de alcantarillado sanitario que cumpla con aspectos físicos – económicos, que funcione correctamente de acuerdo al crecimiento de la población.
- Analizar y definir alternativas, que permita la evacuación de aguas servidas en terrenos de topografía plana.
- Diseñar la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, que permita evacuar el agua con índices de calidad adecuados.
- Efectuar el Estudio de Impacto Ambiental que busque reducir los efectos que la construcción del Proyecto ocasione.
- Realizar el análisis económico del proyecto.

1.3.- JUSTIFICACIÓN

En la Comunidad “Las Casitas”, se han construido fosas sépticas para la evacuación de las aguas servidas, afectando a la población con el apareamiento de enfermedades relacionadas con el agua como: diarreas (bacterianas y víricas), la tifoidea, el cólera, hepatitis infecciosa, etc.

Esta situación se viene agravando debido a que la comunidad “Las Casitas” se abastece del agua subterránea para usos agrícolas, la misma que se encuentra contaminada debido a la infiltración de aguas negras desde las Fosas Sépticas, hacia los cuerpos de agua.

Cuando las aguas residuales de tipo doméstico son lanzados a los cuerpos hídricos sin ningún tratamiento o desinfección suelen contaminarlos con altas concentraciones de bacterias, virus y parásitos creándose un grave problema de salud pública.

Los ecosistemas que componen la Isla “Las Casitas”, también se han visto afectados, lo que ha resultado perjudicial para los habitantes, puesto que las actividades económicas que desarrollan están relacionadas a la pesca y recolección de moluscos y crustáceos.

La falta de atención de los organismos gubernamentales, hacia este sector han ahondado más este problema, registrándose migración hacia las grandes ciudades y zonas urbanas, como la ciudad de Guayaquil, Machala, Puerto Bolívar, lo que ha conllevado a la generación de problemas sociales como el desempleo, incremento de índices delictivos, etc.

Uno de los problemas más relevantes es la inexistencia de servicios básicos como la red de Alcantarillado Sanitario por lo que la construcción de éste, evitaría el colapso de las Fosas Sépticas lo que disminuiría notablemente la contaminación del agua subterránea, evitando que la población no contraiga enfermedades, y así mejorar el nivel de vida de la Comunidad.

El Sistema de Alcantarillado, necesariamente contará con una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales; con el fin de causar el menor impacto al ecosistema ya que es muy sensible por sus características particulares.

A futuro, de acuerdo a sus dirigentes es convertir la Isla en un centro de atracción turístico, por lo que es indispensable la ejecución del presente proyecto.

Al no realizarse este proyecto la Comunidad estaría limitada en su desarrollo económico social, produciéndose un retraso y estancamiento en relación a sus objetivos planteados, y las enfermedades seguirían afectando a la población.

1.4.- ALCANCE

Se propone como solución para los problemas expuestos el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario y pluvial, los cuales serán construidos de acuerdo a las necesidades de la población.

El área de proyecto, abarca aproximadamente 10 hectáreas, en las cuales se implantarán todos los componentes del sistema.

El proyecto incluirá una Planta de Tratamiento de aguas residuales, que evitará provocar alteraciones en el equilibrio natural de los ecosistemas sensibles propios del lugar.

Debido a la topografía plana del lugar se implementará un sistema de bombeo utilizando tecnologías innovadoras para dar solución a la evacuación de las aguas residuales.

Se incluirá un estudio de Impacto Ambiental (EIA) en el cual se analizará las condiciones ambientales existentes (Línea Base) en el área de implantación del proyecto para determinar los efectos que producirán las acciones previstas en las etapas de construcción, implementación y operación.

El presupuesto del proyecto estará basado en precios unitarios actualizados y de acuerdo a las condiciones socio-económicas de la zona.

Los diseños contarán con Normas y Especificación técnicas de diseño basadas en empresas de control destinadas a este tipo de Proyectos.

CAPÍTULO 2.

INFORMACIÓN GENERAL DE LA ZONA

2.1.- UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La Comunidad “Las Casitas” está ubicada en el cordón fronterizo del Archipiélago de Jambelí, perteneciente a la jurisdicción del Cantón Santa Rosa, Provincia de el Oro a 25 Kilómetros del suroeste de Puerto Bolívar.

Provincia:	El Oro
Cantón:	Santa Rosa
Archipiélago:	Jambelí
Comunidad:	Las Casitas
Latitud Sur:	3°22'00”
Latitud Oeste:	80°07'30”

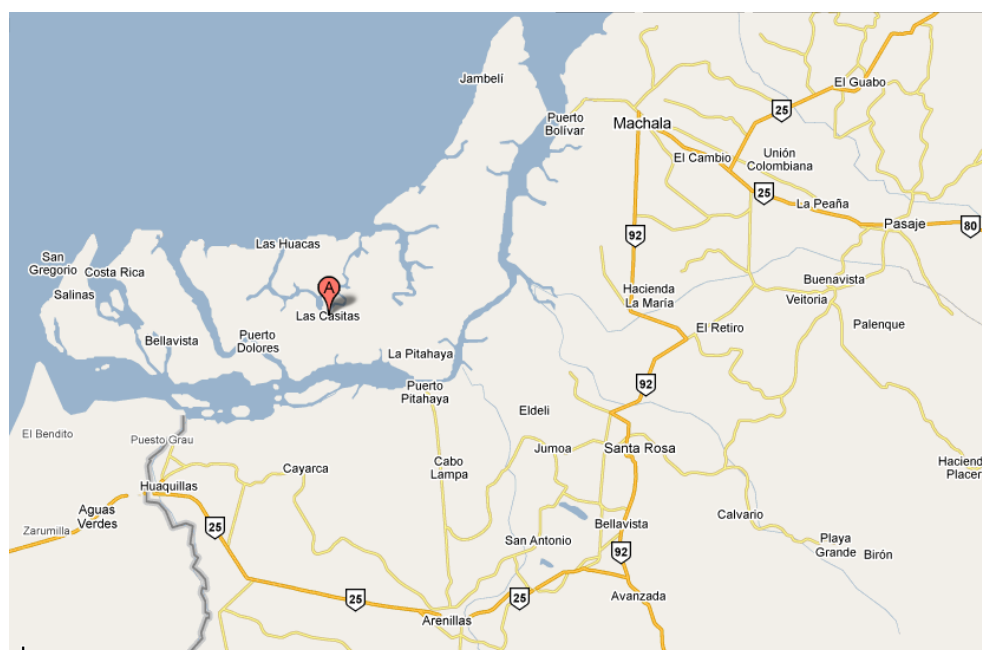


FIGURA 2.1.- Ubicación General de la Isla “Las Casitas”

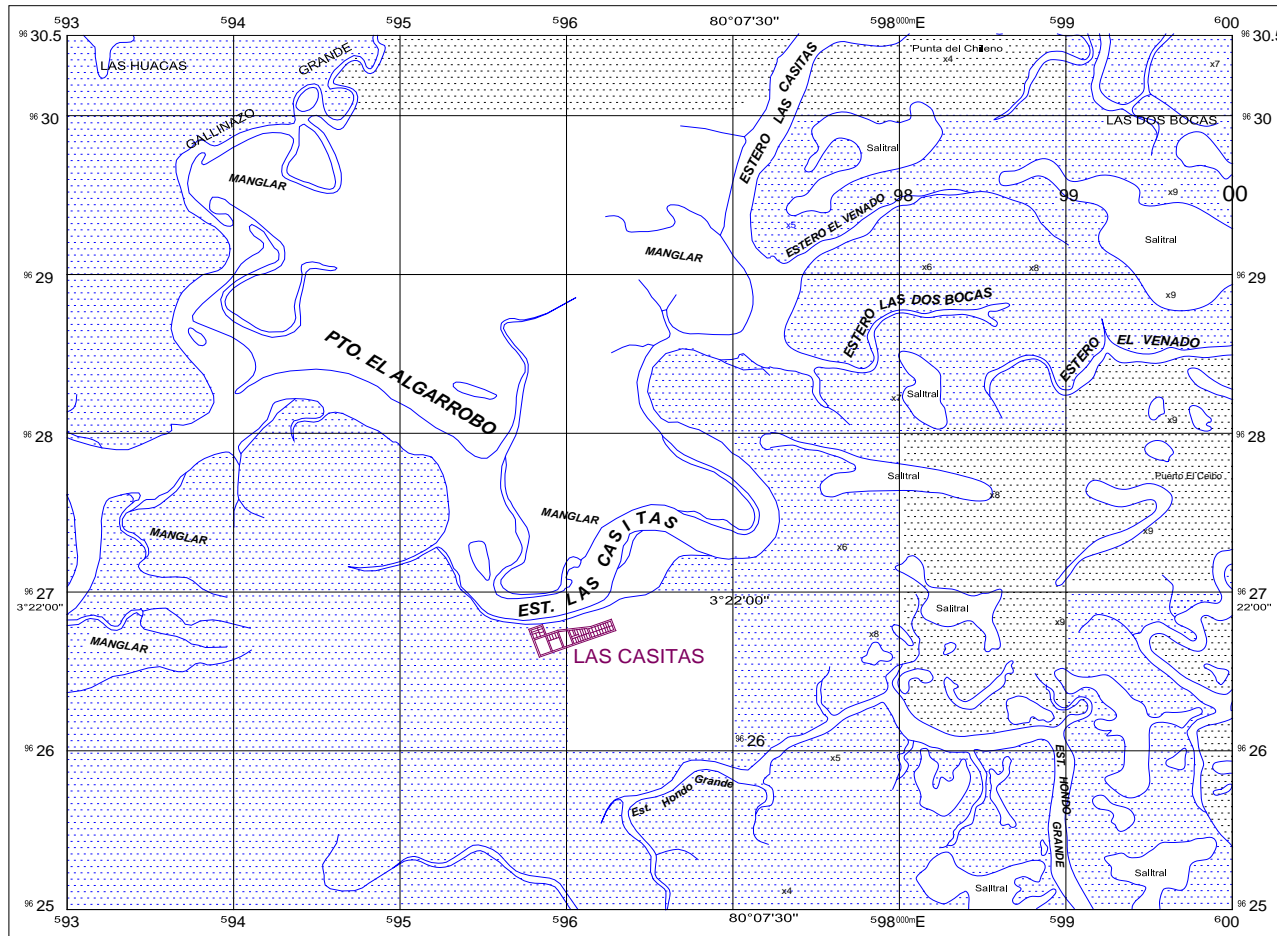


FIGURA 2.2.- Ubicación de la Comunidad “Las Casitas”

FUENTE: Los Autores

2.2.- CLIMA Y CONDICIONES METEOROLÓGICAS

La Isla “Las Casitas” está ubicada aproximadamente a 4 msnm, a una temperatura media anual que varía de 22 a 28 grados centígrados, y la precipitación media varía entre 500 y 1000 mm anuales.

La estación lluviosa se extiende de enero a abril incluso hasta mayo, mientras que la estación seca comienza en mayo y termina en diciembre, tiene un patrón climático de tipo monzónico. Los meses secos fluctúan entre cinco y ocho, mientras el número de días secos dentro de este periodo se encuentran entre 36 y 172.

La máxima precipitación se presenta de enero a abril, lo cual se debe a la influencia de la zona de convergencia intertropical y de la corriente de El Niño. Durante estos meses, masas de aire húmedo que traen los vientos convergentes, se desplazan tierra adentro sobre la cordillera en la parte en la que más se acerca a la Costa, para descargar humedad como precipitación convencional u orográfica, en tal forma que sus estribaciones son más húmedas que las planicies de la región. Desde fines de abril a diciembre, la zona de convergencia intertropical y la corriente de El Niño, retroceden al Norte y la corriente del Perú, al llegar al Ecuador se desvía al occidente alejándose de sus costas. Su influencia fresca y seca es máxima al suroccidente y occidente alejándose de sus costas su influencia fresca y seca es máxima, disminuyendo, sin embargo hacia el interior.

Los parámetros meteorológicos más relevantes de la zona se presentan en la **Tabla N°- 2.1**

TABLA 2.1.- VALORES METEOROLÓGICOS MEDIOS MENSUALES

VALORES MEDIOS MENSUALES								
MACHALA ESTACIÓN UTM 185	HELIOFANIA (HORAS)	TEMPERATURA DEL AIRE A LA SOMBRA (°c)			HUMEDAD (%)			PRECIPITACIÓN MENSUAL (mm)
		MÁX.	MÍN.	MEN.	MÁX.	MÍN.	MED.	
ENERO	98.2	30.0	22.5	25.6	97.0	55.5	78.5	102.3
FEBRERO	58.6	30.0	22.6	25.9	96.0	54.5	79.5	219.3
MARZO	80.8	30.3	22.8	26.1	97.0	54.5	78.0	192.1
ABRIL	89.7	30.9	23.1	26.4	97.0	57.0	77.5	69.5
MAYO	65.2	29.2	22.5	25.3	97.0	56.0	81.0	66.6
JUNIO	47.8	26.6	21.4	23.5	97.0	62.5	85.5	30.4
JULIO	52.3	25.2	20.5	22.4	97.0	66.0	87.5	32.9
AGOSTO	79.7	26.4	21.3	23.0	97.5	60.0	85.5	25.2
SEPTIEMBRE	93.2	26.8	21.7	23.5	97.0	51.0	82.0	24.6
OCTUBRE	93.4	27.5	21.8	23.9	97.0	53.0	79.0	24.8
NOVIEMBRE	87.5	27.7	22.1	24.1	95.0	52.0	81.0	29.2
DICIEMBRE	91.2	30.2	22.6	25.8	95.0	48.0	74.0	44.1
VALOR ANUAL	937.6	28.4	22.1	24.6	96.6	55.8	80.8	860.7

Fuente: INAMHI Anuarios meteorológicos (2000 al 2009) Estación M - 185 Machala UTM, M - 292 Granja Santa Inés UTM

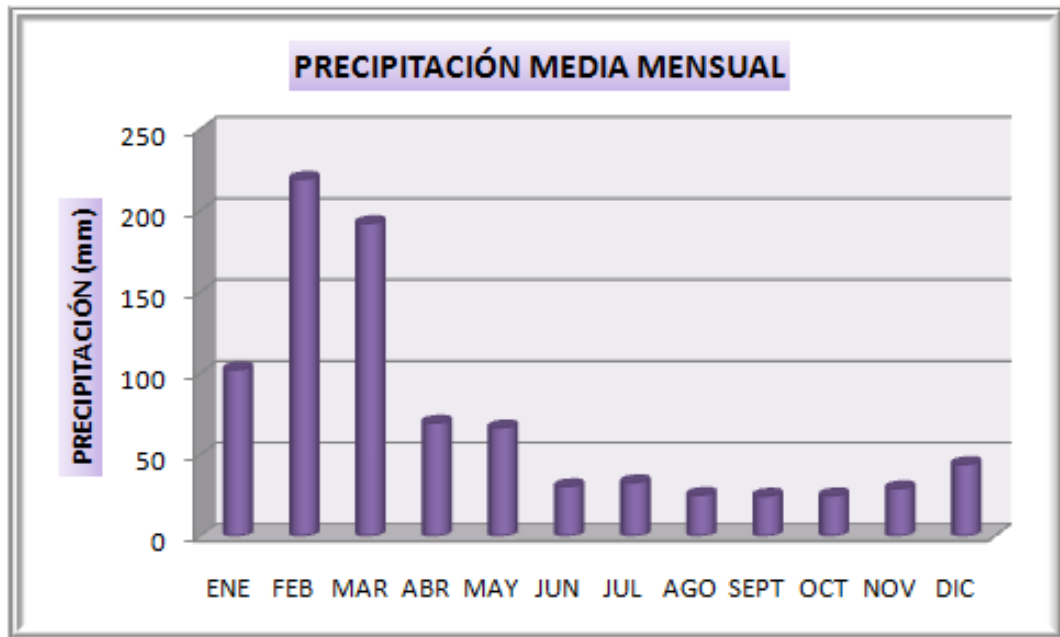


FIGURA 2.3.- Precipitación Media Mensual

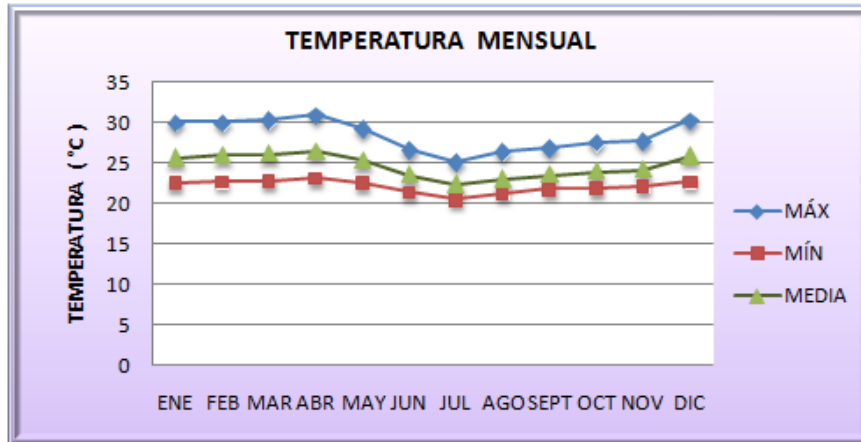


FIGURA 2.4.- Temperatura Mensual (Estación M - 185 Machala UTM, M - 292 Granja Santa Inés UTM).

2.3.- USO DEL SUELO

EL sector de Jambelí (Isla “Las Casitas”) pertenece a la clasificación bioclimática correspondiente a la formación ecológica: Bosque muy seco Tropical; ésta se encuentra desde los 4 metros sobre el nivel del mar.

Bosque muy seco Tropical:

Esta zona de vida comprende Arenillas, Santa Rosa, Palmeras, Pasaje, Ponce, Palmeras, Enríquez y Tenguel en la Provincia de El Oro.

El Paisaje de oeste a este, es el siguiente:

- 1.- Manglares y salitrales que se encuentran a lo largo de la costa y de esteros que contienen agua salada.
- 2.- Las sabanas, que son llanuras generalmente cubiertas de gramíneas, con árboles aislados en pequeños grupos o a veces interrumpidos por rodales más extensos. Las sabanas pueden inundarse en épocas de lluvia, mientras en la época de sequía, se secan para formar los sartenejales. El suelo de la sabana o es algo arenoso o puede ser arcilloso. En el primer caso el suelo no se rajan en tiempo de sequía, en el segundo forman en invierno lodazales, que al secarse en verano se rajan en todos los sentidos,

dando lugar de este modo a los sartenejales, donde la vegetación es rala. Los sartenejales son parte de las sabanas donde abundan las sartenejas, éstas no son sino las grietas que se forman en algunos terrenos con alto contenido de arcilla, con la sequía.

- 3.- Las tembladeras que son sabanas inundadas durante gran parte del año con una vegetación distinta a las de las sabanas.
- 4.- Las playas, vegas y blancos que son la resultante de las corrientes de agua a lo largo del curso de cualquier río.

Por las características de la zona, supone que el terreno se encuentra ubicado en el sector de la sabana, su textura: arena franca indica que el suelo se puede clasificar posiblemente dentro del orden Entisoles, suborden Psamments, gran grupo Ustipsamments.

Los Entisoles son suelos de recién formación. Los elementos formativos son el prefijo ent, que significa reciente y sol, suelo.

El suborden Psamments tiene como elemento formativo la palabra psamm, derivada etimológicamente del griego psammos que significa arena, es decir que son suelos con presencia de textura arenosa, como en el presente caso.

En el gran grupo, las partículas ust, del latín ustus, quema, corresponde a climas secos, usualmente cálidos en verano.

En términos generales, la fertilidad del suelo es baja, en consideración a los resultados de los análisis de suelos realizados en el Laboratorio de propiedad del Ministerio de Agricultura.

La textura que hace referencia al tamaño de las partículas, establece tres fracciones: arena, limo y arcilla.

El suelo arena franca contiene en términos generales 85% de arena; 10% de limo y 5% de arcilla.



FOTOGRAFÍA 2.1.- Tipo de Suelo de Las Casitas

2.4.- HIDROLOGÍA

El sistema hidrográfico está marcado en la zona por la presencia principalmente del Estero Las Casitas que forma parte de una red de esteros que sirven de acceso a los diferentes asentamientos poblacionales del archipiélago, a los cuales drenan pequeños cursos intermitentes activos en el invierno, todos estos de carácter salino, con fuerte incidencia de mareas.



FOTOGRAFÍA 2.2.- Estero Las Casitas

CAPITULO 3.

ASPECTOS SOCIO – ECONÓMICOS

3.1.- CONDICIONES ACTUALES

La Comunidad de “Las Casitas” en la actualidad se encuentra muy organizada, a partir de que empresarios empezaron a construir camaroneras en la zona del archipiélago de Jambelí, desconociendo el impacto ecológico negativo y problema social que estaban generando, arrasaron con arenales, manglares, esteros y salitrales los mismos que se han ido deteriorando paulatinamente.

Ante esta situación la comunidad “Las Casitas” sintió la necesidad de defender sus tierras, mediante la organización comunitaria sostenible, para defender y preservar el medio de su desarrollo económico – social.

La primera organización que se fundó fue la cooperativa de producción pesquera camaronera “Las Casitas COPESCA ” reconocida con acuerdo ministerial N° 1704 del 14 de diciembre de 1974 e inscrita en el registro general de cooperativas con el número 2597, cuyo primer objetivo ha sido la defensa de las tierras productivas, las zonas de playa, los esteros y manglares de la comunidad “Las Casitas”.

COPESCA ha constituido un espacio de diálogo y análisis de su contexto, en busca de alternativas para el desarrollo manteniendo sus tradiciones y procurando incorporar nuevos proyectos que respondan a la realidad del sector.

Esto ha permitido que la comunidad gestione proyectos, que han servido para el desarrollo económico – social.

“Las Casitas” en la actualidad tiene como principal objetivo convertir a la isla en un destino turístico, basándose en la preservación de los recursos naturales y la conservación paisajística, para lo cual necesariamente deberá contar con los servicios básicos.



FOTOGRAFÍA 3.1.- Directiva de la Comunidad “Las Casitas”



FOTOGRAFÍA 3.2.- Camaroneras construidas en la zona del Archipiélago de Jambelí

3.2.- ASPECTOS SOCIO - CULTURALES Y ECONÓMICOS

La información de la estructura poblacional es fundamental para llevar a cabo estrategias que constituyen el desarrollo de los países, y facilita el progreso de diferentes investigaciones que sirven de base para la elaboración de políticas demográficas, económicas, culturales, sociales, etc., que ineludiblemente, tiene como referencia básica el factor humano.

La obtención de información sobre el número y la distribución de las principales características y comportamientos demográficos, culturales, económicos, sociales y vivienda, existentes; es muy importante, para aplicar y evaluar políticas de planificación social.

Para recabar información de las condiciones socio – económicas, culturales y costumbres de la Comunidad “Las Casitas”, se elaboró una encuesta en base a las necesidades del proyecto.

La encuesta fue realizada a toda la población, de casa en casa con la dirección de cada núcleo familiar.

El formulario de la encuesta se observa en el **ANEXO N°- 001**

Las características principales de la comunidad “Las Casitas” se indican a continuación:

3.2.1.- POBLACIÓN

TABLA 3.1.- POBLACIÓN DE LA ISLA “LAS CASITAS”

CATEGORÍA	CASOS	%
Hombres	70	60.3
Mujeres	46	39.7
total	116	100

FUENTE: Encuesta 2010 (Los Autores)

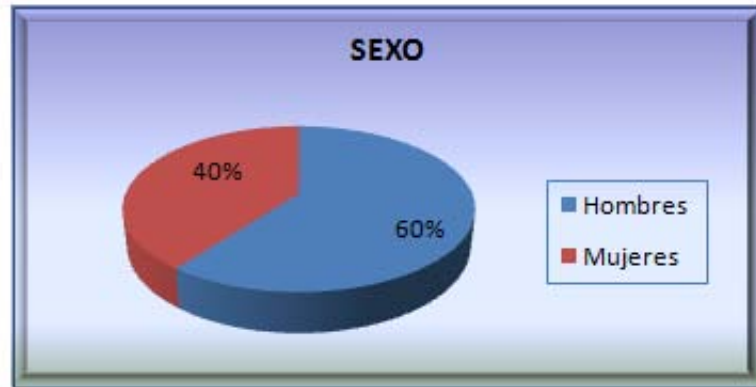


FIGURA 3.1.- Clasificación por Sexo

En la distribución de la población por sexo, se observa un predominio de la población masculina, esto se debe especialmente a que en la Isla “Las Casitas” no existen fuentes de trabajo para la población femenina; el 95% de las mujeres desarrolla su actividad laboral como ama de casa; produciéndose migración selectiva.

3.2.2.- EDUCACIÓN

La comunidad “Las Casitas” cuenta con una Escuela Fiscal unidocente denominada "Manabí", creada en 1947, la misma que fue construida gracias al apoyo de los padres de familia, los estudiantes que han formado parte de la escuela con el paso del tiempo se han convertido en hombres y mujeres destacados en diferentes empresas e instituciones públicas, dejando muy en alto el nombre de su escuela y el de las Casitas.



FOTOGRAFÍA 3.3.- Escuela Fiscal Manabí

TABLA 3.2.- NIVEL DE INSTRUCCIÓN DE LA POBLACIÓN

NIVEL DE INSTRUCCIÓN			
Alfabetización	Primario	Secundario	Superior
2%	43%	46%	9%

FUENTE: Encuesta 2010 (Los Autores)

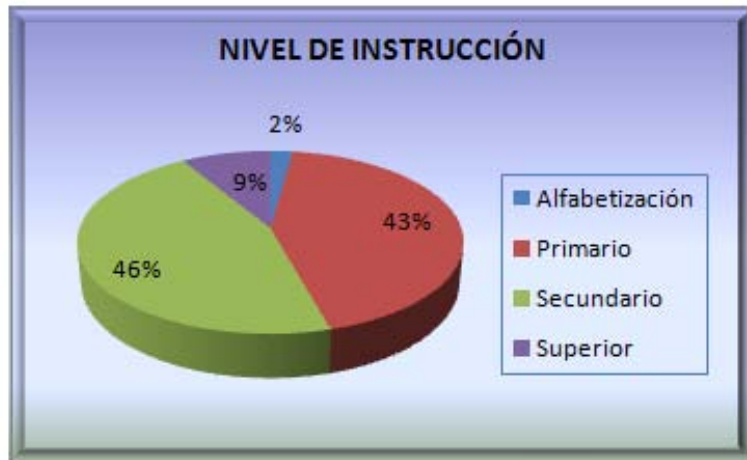


FIGURA 3.2.- Nivel de instrucción de la Población “Las Casitas”

3.2.3.- DESCRIPCIÓN ECONÓMICA

TABLA 3.3.- PRINCIPAL OCUPACIÓN DEL PADRE

OCUPACIÓN DEL PADRE			
Pescador	Recolección de conchas	Compra y Venta de Mariscos	Agricultor
53%	30%	7%	10%

FUENTE: Encuesta 2010 (Los Autores)

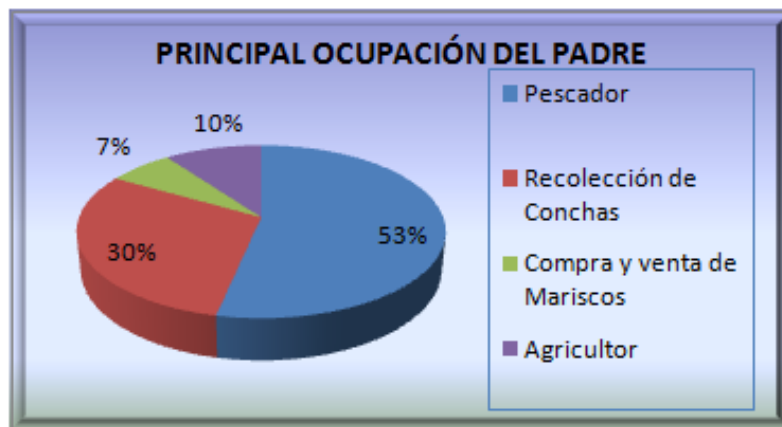


FIGURA 3.3.- Principal ocupación del Padre

3.2.4.- DATOS DE LA VIVIENDA

TABLA 3.4.- Tipo de Vivienda

TIPO DE VIVIENDA		
Casa o Villa	Departamento	Cuarto
92%	4%	4%

FUENTE: Encuesta 2010 (Los Autores)



FIGURA 3.4.- Tipo de Vivienda

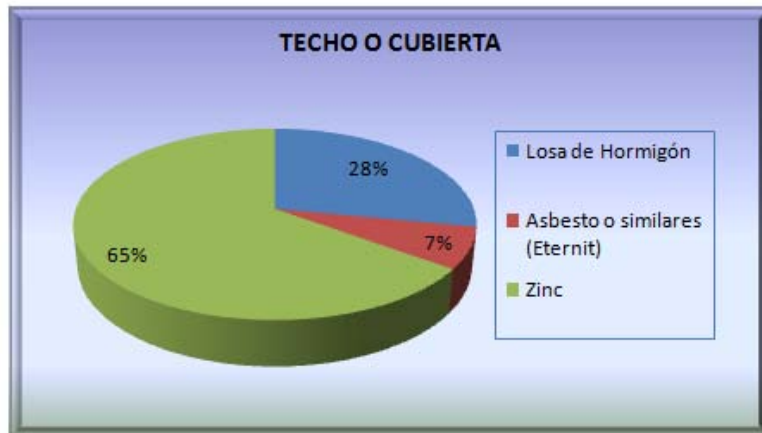


FIGURA 3.5.- Techo o Cubierta



FIGURA 3.6.- Tipo de Armazón o Estructura

En resumen el 92% de las familias habitan en casas de Hormigón Armado, de las cuáles solo el 28% tienen losa de hormigón, el resto de las viviendas tienen cubierta de Zinc.

3.3.- SERVICIOS DE INFRAESTRUCTURA URBANA EXISTENTE

La Isla “Las Casitas” actualmente cuenta con los principales servicios de infraestructura que se citan a continuación:

3.3.1.- SISTEMA DE AGUA POTABLE

La comunidad de “Las Casitas” en la actualidad cuenta con una Red Pública de Agua Potable continua, de la cual sus habitantes en un 100% se benefician mediante tubería que se encuentra por fuera de cada propiedad.



FOTOGRAFÍA 3.4.- Servicio de Agua Potable por fuera de las viviendas



FOTOGRAFÍA 3.5.- Tanque elevado para la distribución de Agua Potable.

3.3.2.- ENERGÍA ELÉCTRICA Y TELEFONÍA

“Las casitas” cuenta actualmente con la red de Energía Eléctrica que brinda servicio a toda la comunidad.



FOTOGRAFÍA 3.6.- Servicio de Energía Eléctrica.

La comunidad no cuenta con redes de telefonía fija; pero gracias a que recientemente la empresa de telefonía móvil (Movistar) colocó un antena en la Isla los habitantes pueden comunicarse vía celular.

3.3.3.- SISTEMA DE RECOLECCIÓN DE DESECHOS SÓLIDOS

No existe una planificación referente a la disposición final de los Desechos Sólidos, por lo que la población utiliza la incineración como método de eliminación de la basura.

3.3.4.- INFRAESTRUCTURA VIAL

La Isla “Las Casitas” no tiene una red vial definida, debido a que su mayor medio de transporte son los botes o canoas a motor, los cuales son utilizados para realizar sus actividades artesanales de trabajo como la pesca, recolección de conchas y captura de cangrejos; sacar los productos del mar a los centros de demanda (Santa Rosa y Puerto Bolívar); transportar víveres desde el continente hacia la Isla, que generalmente se lo realiza una vez por semana.



FOTOGRAFÍA 3.7.- Medio de Transporte hacia la Isla “Las Casitas”

3.4.- OTROS SERVICIOS

La Isla que no contaba con el servicio de Agua Potable, construyó un Pozo para extraer agua subterránea, el cuál tiene una profundidad de 150 metros, revestido con tubería de PVC de 8 pulgadas de diámetro.

En la actualidad el agua de este pozo, es utilizada para riego y otros usos.

CAPITULO 4.

ESTUDIO GEOTÉCNICO

4.1.- GEOLOGÍA

Geomorfológicamente a nivel regional la zona presenta una topografía regular plana a subhorizontal, alterada por pequeños causes y esteros de influencia marina.

De acuerdo al mapa geológico, específicamente en la hoja 20 MVI – D HUAQUILLAS a escala 1:100.000 editado por el MINISTERIO DE ENERGÍA Y MINAS (**ANEXO N°- 002**). El Léxico Estratigráfico de Hoffstetter, determina que en la Isla “Las Casitas” se presentan Depósitos Cuaternarios Indiferenciados, depósitos de estero y a nivel subterráneo sin aflorar en la zona la formación Puná del Plioceno.¹

- **FORMACIÓN PUNA (PLIOCENO).**- Se trata de una formación con depósitos sedimentarios constituidos por arcillas de color gris verdoso, suprayacidas por capas alternadas de conglomerados, arenas, lutitas y limonita.
- **CUATERNARIO INDIFERENCIADO (HOLOCENO).**- Se lo determina en la vasta planicie costera, limitada al norte por los depósitos aluviales de estero y al sur por el aluvión del Terciario Superior – Pleistoceno y está constituido principalmente por limo y arena en finas capas.
- **DEPÓSITO ALUVIAL DE ESTERO (PLIO - PLEISTOCENO).**- Se trata de zonas anegadas durante la pleamar y emergidas durante la bajamar, formado por arenas, limos y arcillas, en los cuales se desarrollan los manglares y un tanto diseminados pequeños depósitos de salitres.

4.2.- INFORMACIÓN SISMICA

La amenaza sísmica es la probabilidad de que en una región determinada ocurran vibraciones sísmicas con un cierto nivel de aceleración con respecto a

¹ Explicación de la Geología de la Hoja Huaquillas 3583 MVI - D

la fuerza de la gravedad, en un periodo preestablecido. Ya que fenómenos como los terremotos obedecen a causas que son activas desde hace millones de años (el choque de placas), su ocurrencia puede considerarse como una variable estacionaria en el tiempo, es decir, allí donde ha ocurrido grandes terremotos es esperable que en el futuro ocurran otros de magnitud similar.

El nivel con el que las vibraciones sísmicas llegan a un sitio depende de varios factores: (1) la magnitud del terremoto; (2) la distancia desde el epicentro del sismo (3) profundidad del hipocentro (4) el llamado “efecto local”, que depende de los tipos y espesores de suelo, las formas de las cuencas y la topografía. Los suelos blandos depositados sobre las rocas amplifican las vibraciones sísmicas y por lo tanto los daños tienden a ser mayores. Las vibraciones generan efectos secundarios, principalmente deslizamientos y licuación de suelo: si éste está conformado por depósitos arenosos con alto contenido de agua, se comportan como líquido al paso de las vibraciones, de modo que estructuras, edificios o casas que estén cimentados sobre ellos pueden hundirse parcialmente.

La amenaza sísmica regional se muestra en el **(ANEXO N°- 003)**, donde podemos observar que la Isla “Las Casitas” se encuentra en el nivel de amenaza sísmico alto se esperan vibraciones sísmicas con aceleraciones de 250 cm/s^2 a 400 cm/s^2 . Esto quiere decir que el terremoto puede tener vibraciones con fuerzas equivalentes al 25% y al 40% de la aceleración de la gravedad, respectivamente.

4.3.- MECÁNICA DE SUELOS

En la actualidad es indispensable para los proyectos de ingeniería que se los realice con responsabilidad técnica y moral el estudio de las condiciones del suelo. Ya que ello conlleva dos características que se conjugan: seguridad y economía.

Es por esto que el proyecto de alcantarillado en la Isla “Las Casitas” siente la necesidad de contar, tanto en la etapa de proyecto, como durante la ejecución

de la obra, con datos firmes, seguros y abundantes respecto a las características propias del suelo. El conjunto de estos datos nos llevan a adquirir una concepción razonable de las propiedades físicas del suelo.

4.3.1.- OBJETIVOS GENERALES

- Realizar los procedimientos adecuados, para la obtención de muestras representativas, acordes a las necesidades y requerimientos del proyecto.
- Determinar las características físicas del suelo para el diseño del proyecto de alcantarillado.
- Definir la Capacidad de Carga del Suelo, para determinar el tipo y la profundidad de la Cimentación.
- Realizar un informe que cubra una memoria de los trabajos, el análisis e interpretación de los datos obtenidos y las conclusiones y recomendaciones necesarias para una correcta ejecución del proyecto.

4.3.2.- METODOLOGÍA

4.3.2.1.- Planificación.- Se debe recopilar los datos existentes del área de estudio que, generalmente, coinciden con los correspondientes a los factores formadores del suelo, tales como geomorfología, geología, topografía, vegetación y clima. Estos datos sirven para planificar los trabajos que se deben realizar para determinar las características del suelo.

4.3.2.2.- Prospección.- En esta fase se establecen los puntos más representativos del área para la exploración y muestreo. Se debe procurar adquirir una información preliminar suficiente respecto al suelo, información que, con ayuda de pruebas de clasificación, tales como granulometría y límites de plasticidad, permita formar una idea clara de las propiedades mecánicas del suelo.

En el trabajo de campo se realizaron las siguientes actividades:

- Dos perforaciones de 6.0 metros de profundidad; la primera ubicada en el área de implantación de la Planta de Tratamiento y, la segunda en el eje principal de la red de alcantarillado, signadas como P - 1 y P - 2.
- El muestreo tanto en P - 1 como en P - 2, se lo realizó ejecutando el Ensayo de Penetración Estándar (S.P.T), por cada metro de profundidad.
- Se realizaron dos muestreos en la red principal de alcantarillado a 1.50 metros cada uno, signadas como S - 1 y S - 2.

En la **FIGURA N°- 4.1** se muestra el croquis de las perforaciones y los muestreos que se realizó en la Isla “Las Casitas”.

4.3.2.3.- Estudio de Laboratorio.- Mediante los ensayos de laboratorio de Mecánica de Suelos se obtuvo los datos definitivos para el diseño del proyecto de alcantarillado; se realizaron los ensayos para determinar la clasificación del suelo y para obtener la resistencia a los esfuerzos del suelo.

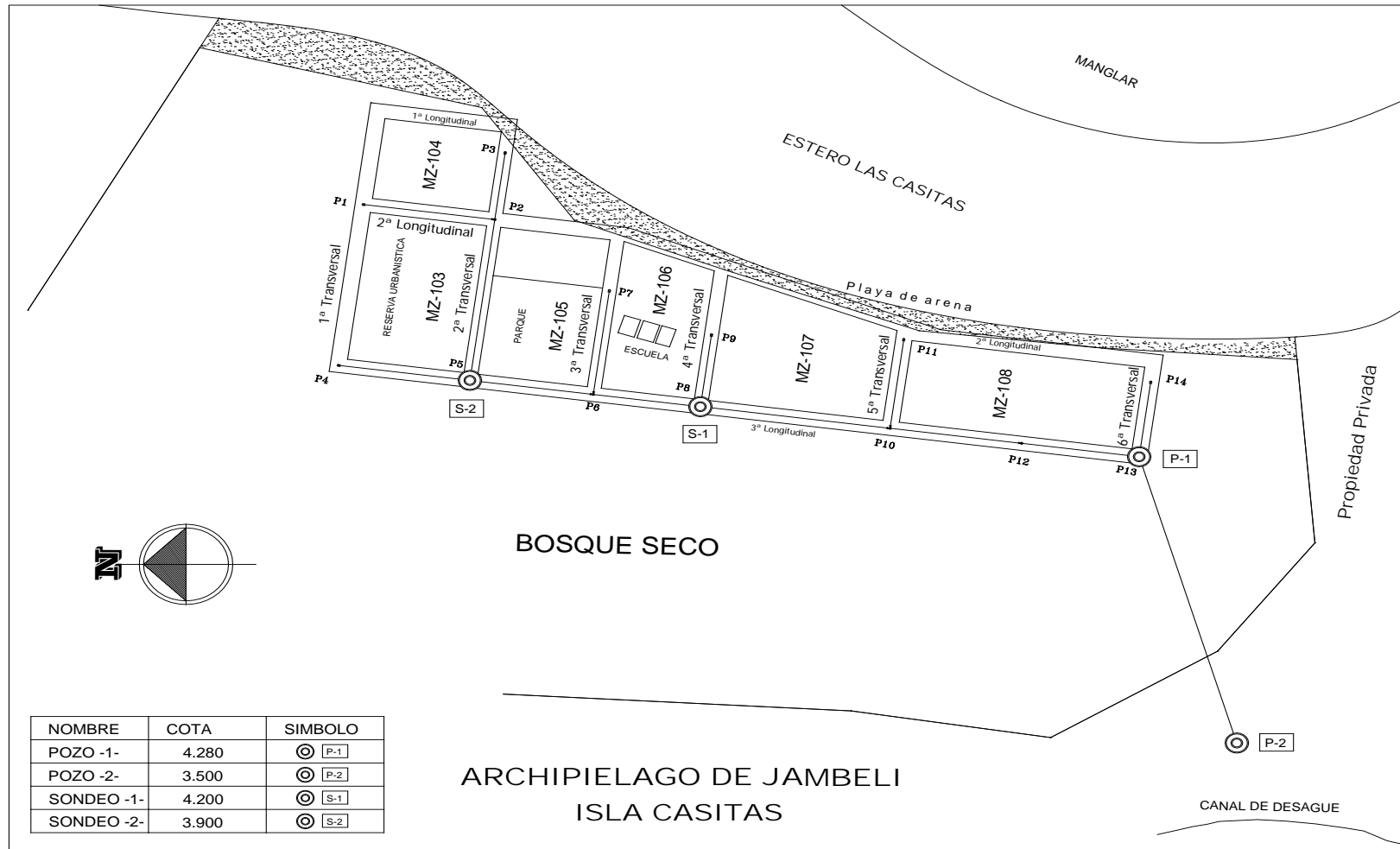
En el laboratorio para llegar a unos resultados razonables dignos de crédito es preciso cubrir en forma adecuada la etapa previa e imprescindible: la obtención de muestras del suelo.

Resulta así estrechamente ligados las dos importantes actividades, el muestreo de los suelos y la realización de los ensayos de laboratorio. El muestreo debe cumplir anticipadamente los requerimientos impuestos por el programa de pruebas de laboratorio.

Para determinar las propiedades físicas del suelo para el proyecto de alcantarillado en la Isla “Las Casitas” se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

- Contenido de Humedad Natural.
- Granulometría por Lavado y Tamizado hasta la malla N°- 200.
- Descripción Manual – Visual (S.U.C.S), en las muestras tanto de las perforaciones como de los muestreos.

FIGURA 4.1.- CROQUIS DE PERFORACIONES (ISLA “LAS CASITAS”)



Fuente: Los Autores

- Descripción Manual – Visual (AASHTO), en las muestras tanto de las perforaciones como de los muestreos.

4.3.2.4.- Avance de Hipótesis.- Con toda la información recopilada se realiza un primer avance sobre la solución del problema planteado. Estas primeras hipótesis, es frecuente que requieran comprobaciones sobre el terreno o realización de análisis de nuevos parámetros. Una vez fijados todos los puntos, se reunieron todas las condiciones para pasar a la última y decisiva fase:

4.3.2.5.- Emisión del Informe Definitivo.- En él se deben recoger todos los aspectos observados y justificar las actuaciones realizadas.

El resultado de este informe puede, a veces, extrapolarse a otras áreas lo que nos permite emitir algunas teorías y leyes generales. Sobre ellas se elabora la doctrina de las futuras tareas.

4.3.3.- MUESTREO

4.3.3.1.- Ensayo de Penetración Estándar

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés standard penetration test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se requiere realizar un reconocimiento geotécnico.

Constituye el ensayo más utilizado en la realización de sondeos. Consiste en medir el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara partida (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 635 kilopondios y 76 centímetros respectivamente.



FOTOGRAFÍA 4.1.- Ensayo SPT (P - 1)

4.3.3.1.1.- Descripción del Ensayo SPT:

Una vez que en la perforación del sondeo se ha alcanzado la profundidad a la que se ha de realizar la prueba, sin avanzar la entubación y limpio el fondo del sondeo, se desciende el tomamuestras SPT unido al varillaje hasta apoyar suavemente en el fondo. Realizada esta operación, se eleva repetidamente la masa con una frecuencia constante, dejándola caer libremente sobre una sufridera que se coloca en la zona superior del varillaje.

Se contabiliza y se anota el número de golpes necesarios para hincar la cuchara los primeros 15 centímetros (N_{0-15}).

Posteriormente se realiza la prueba en sí, introduciendo otros 30 centímetros, anotando el número de golpes requerido para la hincada en cada intervalo de 15 centímetros de penetración (N_{15-30} y N_{30-45}).

El resultado del ensayo es el número de golpes N.

$$N_{SPT} = N_{15-30} + N_{30-45}$$

Si el número de golpes necesario para profundizar en cualquiera de estos intervalos de 15 centímetros, es superior a 50, el resultado del ensayo deja de ser la suma anteriormente indicada, para convertirse en rechazo (R),

debiéndose anotar también la longitud hincada en el tramo en el que se han alcanzado los 50 golpes. El ensayo SPT en este punto se considera finalizado cuando se alcanza este valor. (Por ejemplo, si se ha llegado a 50 golpes en 120 mm en el intervalo entre 15 y 30 centímetros, el resultado debe indicarse como $N_{0-15} / 50$ en 120 mm, R).

Como la cuchara SPT suele tener una longitud interior de 60 centímetros, es frecuente hincar mediante golpeo hasta llegar a esta longitud, con lo que se tiene un resultado adicional que es el número de golpes N_{45-60} . Proporcionar este valor no está normalizado, y no constituye un resultado del ensayo, teniendo una función meramente indicativa.



FOTOGRAFÍA 4.2.- Ensayo SPT (P - 1)

4.3.3.1.2.- Ventajas del Ensayo SPT:

Una ventaja adicional es que al ser la cuchara SPT un tomamuestras, permite visualizar el terreno donde se ha realizado la prueba y realizar ensayos de identificación, y en el caso de terreno arcilloso, de obtención de la humedad natural.

4.3.3.1.3.- Aplicaciones y Correlaciones:

El ensayo SPT tiene su principal utilidad en la caracterización de suelos granulares (arenas o gravas arenosas), en las que es muy difícil obtener muestras inalteradas para ensayos de laboratorio.

Al estar su uso muy extendido y disponer de una gran experiencia geotécnica en estas pruebas, se han planteado correlaciones entre el golpeo SPT y las características de los suelos arenosos, así como con diversos aspectos de cálculo y diseño geotécnico.

También existen correlaciones en el caso de que el terreno sea cohesivo, pero al ser un ensayo prácticamente instantáneo, no se produce la disipación de los incrementos de presiones intersticiales generados en estos suelos arcillosos por efecto del golpeo, lo que claramente debe influir en el resultado de la prueba.

Por ello, tradicionalmente se ha considerado que los resultados del ensayo SPT (y por extensión, los de todos los penetrómetros dinámicos) en ensayos cohesivos no resultan excesivamente fiables para la aplicación de correlaciones. En la actualidad, este criterio está cuestionado, siendo cada vez más aceptado que las pruebas penetrométricas pueden dar resultados igualmente válidos en todo tipo de suelo. En cualquier caso, al margen de la validez o existencia de correlaciones, el valor del golpeo obtenido en un ensayo SPT es un dato indicativo de la consistencia de un terreno susceptible de su utilización para la caracterización o el diseño geotécnicos.

Cuando el terreno atravesado es grava, la cuchara normal no puede hincarse, pues su zapata se dobla. Con frecuencia se sustituye por una puntaza maciza de la misma sección (no normalizada). El ensayo SPT no proporciona entonces muestra.

4.3.3.1.4.-Correlación entre el golpeo SPT y la consistencia del suelo atravesado:

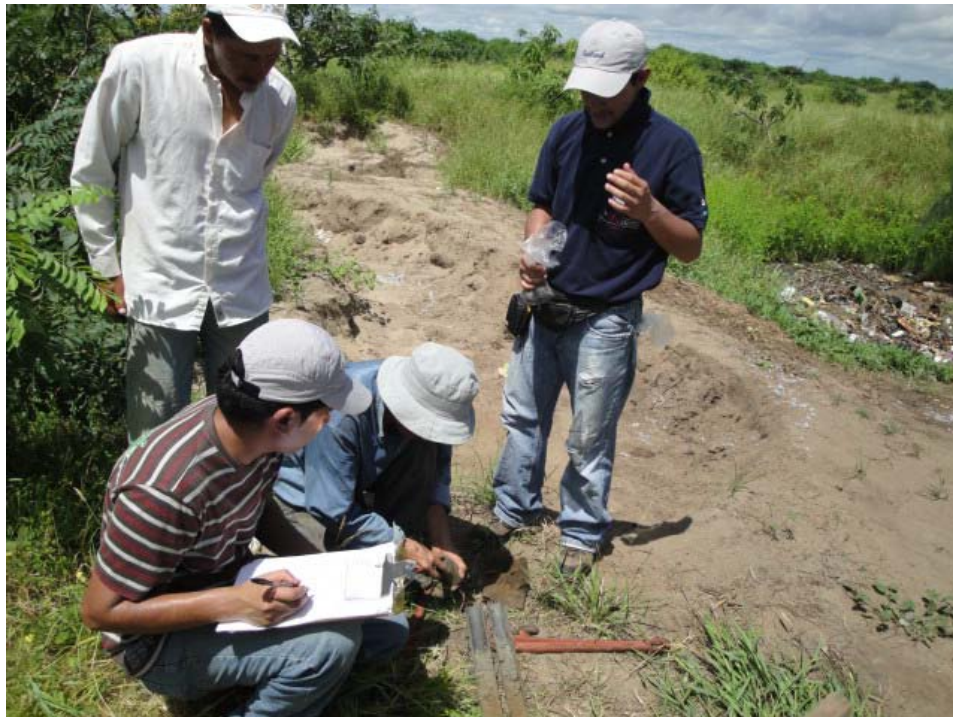
Existen diversas correlaciones entre el resultado del ensayo SPT y las características del terreno (compacidad, resistencia y deformabilidad), e incluso con dimensiones de la cimentación requerida para un valor del asiento que se considera admisible.

Sin embargo, las principales correlaciones que ligan el golpeo SPT con las características del terreno, lo hacen respecto a los parámetros ángulo de rozamiento interno e índice de compacidad en las arenas (siendo el índice de compacidad $I_D = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$). En los terrenos cohesivos, aún cuando no son tan aceptadas, existen correlaciones respecto a la resistencia al corte sin drenaje.

El algunas ocasiones, el valor del golpeo SPT debe ser afectado por unos factores correctores para tener en cuenta la profundidad a la que se realiza el ensayo, y la influencia de la ubicación de la capa freática en dicho ensayo.

Hay que tener cuidado, ya que en terrenos por ejemplo con gravas o bolos o en arcillosos duros, podemos tener mayorado nuestro SPT, no siendo éste ensayo entonces representativo de las características del terreno.

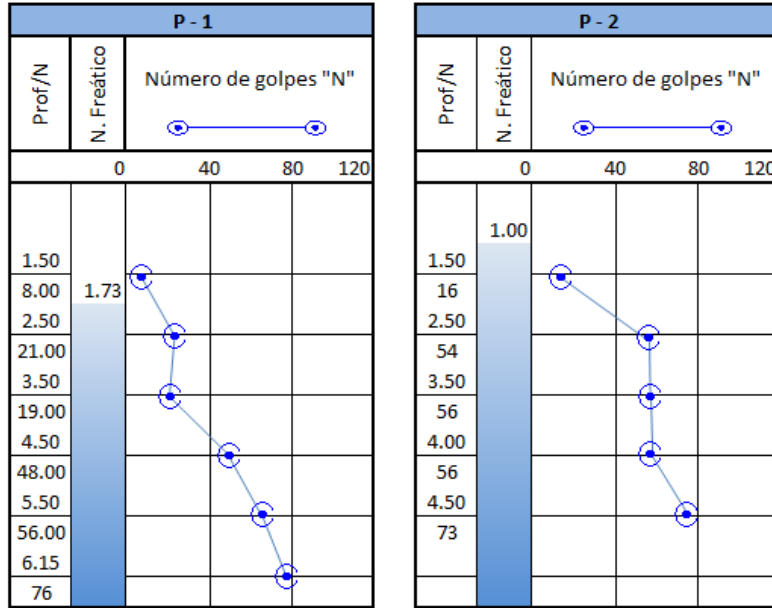
La penetración en las arenas depende de la resistencia del terreno, que a su vez es función del ángulo de rozamiento, o del índice de densidad, y del estado tensional en el que se encuentre el terreno.



FOTOGRAFÍA 4.3.- Extracción de Muestra Mediante el SPT

4.3.3.1.5.- Resultados del Ensayo SPT (Isla “Las Casitas”):

TABLA 4.1.- Resultados del Ensayo SPT (Isla “Las Casitas”)



4.3.4.- ENSAYOS DE LABORATORIO

4.3.4.1.- Contenido de Humedad Natural

Esta propiedad física del suelo es de gran utilidad en la construcción civil y se obtiene de una manera sencilla, pues el comportamiento y la resistencia de los suelos en la construcción están regidos por la cantidad de agua que contiene.

El contenido de humedad de un suelo es la relación del cociente del peso del agua que guarda y el peso de las partículas sólidas, esto se expresa en términos de porcentaje.

La importancia del contenido de agua que presenta un suelo representa junto con la cantidad de aire, una de las características más importantes para explicar el comportamiento de este (especialmente de aquellos de textura más fina), como por ejemplo cambios de volumen, cohesión, estabilidad mecánica.

El método tradicional para la determinación de la humedad del suelo en laboratorio, es por medio del secado a horno, donde la humedad de un suelo es

la relación expresada en porcentaje entre el peso del agua existente en una determinada masa de suelo y el peso de las partículas sólidas, o sea:

$$\omega = \left(\frac{W_{\omega}}{W_s} \right) * 100 \text{ (\%)}$$

Donde:

ω = *Contenido de Humedad Expresada en %*

W_{ω} = *Peso del agua existente en la masa del suelo*

W_s = *Peso de las partículas sólidas*

4.3.4.1.1.- Instrumentos:

- **Horno de secado:** Con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ}$ C.
- **Balanza:** Su precisión variará de acuerdo a la cantidad de muestra a pesar.
- **Herramientas y accesorios:** Recipiente de porcelana, brocha, etc.

4.3.4.1.2.- Procedimiento:

De acuerdo al tamaño máximo de las partículas, se coloca la muestra húmeda en un recipiente previamente tratado (M_r), para proceder a pesar la muestra húmeda más el recipiente, obteniendo (M_h).

Luego se coloca el conjunto dentro del horno durante 24 horas, a una temperatura de $110^{\circ} \pm 5^{\circ}$ C. Transcurrido dicho tiempo, se determina el peso del recipiente con la muestra seca (M_s).

4.3.4.1.3.- Cálculos:

$$\omega = \frac{(M_h - M_s)}{(M_s - M_r)} * 100 \text{ (\%)}$$

Donde:

M_h = *Peso del recipiente más la muestra de suelo húmedo (grs.)*

M_s = *Peso del recipiente más la muestra de suelo seco (grs.)*

M_r = *Peso del recipiente (grs.)*

4.3.4.1.4.- Observaciones:

- Se recomienda usar el horno a 110° C, para no falsear la humedad en suelos que contienen cantidades significativas de materia orgánica, yeso o ciertos tipos de arcillas.
- En la mayoría de los casos, el tiempo de secado varía dependiendo del tipo de suelo, Por ejemplo una muestra de arena puede secarse en solo algunas horas, ciertas arcillas podrán tardar más de 24 horas. En caso de que el tiempo establecido sea insuficiente, la muestra continuará en el horno hasta obtener pesadas consecutivas constantes transcurridas 4 horas entre ellas.
- Para evitar pérdidas de humedad, como también absorción de humedad atmosférica luego de extraer la muestra del horno, se recomienda el empleo de recipientes herméticos con tapa.
- Las muestras ensayadas para determinar la humedad deberán ser descartadas y no se utilizarán en ningún otro ensayo.

4.3.4.1.5.- Humedad del Suelo de la Isla “Las casitas”:

A continuación se presentas las humedades de acuerdo a las profundidades y a los sondeos realizados para el proyecto.

TABLA 4.2.- Contenido de Humedad para el Suelo de P - 1

CONTENIDO DE AGUA					
P - 1					
CONTENIDO DE AGUA	PROF (m)	MASA CAPSULA	M.CAP + S.HUM	M.CAP + S.SECO	%HUM
NATURAL	1.0 - 1.50	17.07	105.14	100.91	5
	2.0 - 2.50	15.67	112.97	97.99	18
	3.0 - 3.50	16.94	147.64	128.31	17
	4.0 - 4.50	17.26	141.04	126.39	13
	5.0 - 5.50	17.27	131.97	122.16	9
	6.0 - 6.15	26.01	62.86	58.95	12
ASTM D-2216					

TABLA 4.3.- Contenido de Humedad para el Suelo de P – 2

CONTENIDO DE AGUA					
P - 2					
CONTENIDO DE AGUA	PROF (m)	MASA CÁPSULA	M.CAP + S.HUM	M.CAP + S.SECCO	%HUM
NATURAL	1.0 - 1.50	17.42	126.09	107.33	21
	2.0 - 2.50	26.01	119.46	105.36	18
	3.0 - 3.50	17.27	123.76	107.12	19
	3.5 - 4.0	26.36	129.87	116.78	14
	4.0 - 6.0	26.4	62.09	57.02	17
ASTM D-2216					

TABLA 4.4.- Contenido de Humedad para el Suelo de S – 1 y S – 2

CONTENIDO DE AGUA					
S - 1					
CONTENIDO DE AGUA	PROF (m)	MASA CÁPSULA	M.CAP + S.HUM	M.CAP + S.SECCO	%HUM
NATURAL	1.5 - 2.00	24.65	147.56	134.28	12
ASTM D-2216					

CONTENIDO DE AGUA					
S - 2					
CONTENIDO DE AGUA	PROF (m)	MASA CÁPSULA	M.CAP + S.HUM	M.CAP + S.SECCO	%HUM
NATURAL	1.5 - 2.00	16.09	107.72	98.73	11
ASTM D-2216					

4.3.4.2.- Granulometría del Suelo

La granulometría se define como la distribución de los diferentes tamaños de las partículas de un suelo, expresado como un porcentaje en relación con el peso total de la muestra seca.

Para su realización se utiliza una serie de tamices con diferentes diámetros que son ensamblados en una columna. En la parte superior, donde se encuentra

el tamiz de mayor diámetro, se agrega el material original (suelo) y la columna de tamices se somete a vibración y movimientos rotatorios intensos en una máquina especial. Luego de algunos minutos, se retiran los tamices y se desensamblan, tomando por separado los pesos de material retenido en cada uno de ellos y que, en su suma, deben corresponder al peso total del material que inicialmente se colocó en la columna de tamices.

Tomando en cuenta el peso total y los pesos retenidos, se procede a realizar la curva granulométrica, con los valores de porcentaje retenido que cada diámetro ha obtenido. La curva granulométrica permite visualizar la tendencia homogénea o heterogénea que tienen los tamaños de grano (diámetros) de las partículas.

La finalidad del ensayo de granulometría es obtener la distribución por tamaño de las partículas presentes en una muestra de suelo. Así es posible también su clasificación mediante sistemas como AASHTO y SUCS.

Desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos, un material heterogéneo se considera bien gradado y sus propiedades mecánicas ofrecen mayor calidad. Un material homogéneo se considera mal gradado, sus propiedades mecánicas son deficientes.

TABLA 4.5.- Clasificación del Suelo de acuerdo a la abertura de Tamices

TAMIZ (ASTM)	TAMIZ (mm)	ABERTURA REAL (mm)	TIPO DE SUELO
3"	80	76.12	GRAVA
2"	50	50.80	
1 1/2"	40	38.10	
1"	25	25.40	
3/4"	20	19.05	
3/8"	10	9.52	
Nº 4	5	4.76	ARENA GRUESA
Nº 10	2	2.00	ARENA MEDIA
Nº 20	0.90	0.84	
Nº 40	0.50	0.42	
Nº 60	0.30	0.25	ARENA FINA
Nº 140	0.10	0.105	
Nº 200	0.08	0.074	

4.3.4.2.1.- Curva Granulométrica:

La curva granulométrica de un suelo es una representación gráfica de los resultados obtenidos en un laboratorio cuando se analiza la estructura del suelo desde el punto de vista del tamaño de las partículas que lo forman.

Para este análisis se utilizan dos procedimientos en forma combinada, las partículas mayores se separan por medio de tamices con aberturas de malla estandarizadas, y luego se pesan las cantidades que han sido retenidas en cada tamiz. Las partículas menores se separan por el método hidrométrico.

Se representa gráficamente en un papel denominado "log-normal" por tener en la horizontal una escala logarítmica, y en la vertical una escala natural.

4.3.4.2.2.- Instrumentos:

- **Juegos de tamices:** Normalizados según la **TABLA N°- 4.5**
- **Balanza:** Con capacidad superior a 20 Kg.
- **Horno de secado:** Con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.
- **Vibrador Mecánico**

4.3.4.2.3.- Procedimiento:

Se homogeniza cuidadosamente el total de la muestra en estado natural, se reduce por cuarteo una cantidad de muestra levemente superior a la mínima recomendada según el tamaño máximo de partículas del árido.

Se seca el material ya sea al aire o a temperatura ambiente, o bien dentro de un horno a una temperatura inferior a 60°C , hasta conseguir pesadas consecutivas constantes en la muestra cada 30 minutos. Cuando esté seca, se obtiene la cantidad mínima recomendada.

Inmediatamente obtenido el tamaño de muestra a ensayar se separa a través del tamiz 3/8" ASTM (10 mm). La fracción retenida en este tamiz, se pesa y se lava con el fin de eliminar todo el material fino menor a 0.074 mm. Para esto se

remoja el suelo en un recipiente con agua hasta que las partículas más finas se suelten, enseguida se lava el suelo colocando como filtro la malla N°- 200 ASTM (0.08 mm), hasta observar que el agua utilizada salga limpia. El material retenido en la malla se deposita en una bandeja y se coloca a horno durante 24 horas.

Cumplido el tiempo de secado y una vez enfriada la muestra, se pesa y por diferencia con respecto a la cantidad mínima recomendada se obtiene el material fino por lavado

A continuación, se deposita el material grueso en la criba superior del juego de tamices, los que deberán estar ordenados en forma decreciente hasta la criba 3/8".

Se hace vibrar el conjunto durante 5 a 10 minutos, tiempo después del cual se retira del vibrador y se registra el peso del material retenido en cada tamiz.

Para la fracción de muestra que pasó del tamiz 3/8", el procedimiento es similar, salvo que una vez lavada y seca, se ensaya a una muestra representativa de 500 gr. Utilizando los tamices comprendido entre la malla N°- 4 y la N° - 200 ASTM.



FOTOGRAFÍA 4.4.- Ensayo de Granulometría del Suelo

4.3.4.2.4.- Granulometría del Suelo en la Isla “Las Casitas”:

A continuación se presentas la granulometría del suelo en la Isla “Las Casitas” de acuerdo a las profundidades y a los sondeos realizados para el proyecto.

TABLA 4.6.- Granulometría del Suelo en P – 1

GRANULOMETRÍA																
P - 1																
PROF. (m)	MASA SECA	MASA RETENIDA					% RETENIDO ACUMULADO					% QUE PASA				
		4	10	40	100	200	4	10	40	100	200	4	10	40	100	200
1.0 - 1.50	100.99	0	0	14	91	99	0	0	14	90	98	100	100	86	10	2
2.0 - 2.50	82.01	0	0	20	73	79	0	0	24	89	96	100	100	76	11	4
3.0 - 3.50	100.20	0	0	30	90	97	0	0	30	90	97	100	100	70	10	3
4.0 - 4.50	113.84	10	23	59	99	106	9	20	52	87	93	91	80	48	13	7
5.0 - 5.50	128.91	18	40	81	110	118	14	31	63	85	92	86	69	37	15	8

TABLA 4.7.- Granulometría del Suelo en P – 2

GRANULOMETRÍA																
P - 2																
PROF. (m)	MASA SECA	MASA RETENIDA					% RETENIDO ACUMULADO					% QUE PASA				
		4	10	40	100	200	4	10	40	100	200	4	10	40	100	200
1.0 - 1.50	98.59	0	0	30	93	95	0	0	30	94	96	100	100	70	6	4
2.0 - 2.50	92.01	0	0	18	80	86	0	0	20	87	93	100	100	80	13	7
3.0 - 3.50	86.96	0	0	18	73	80	0	0	21	84	92	100	100	79	16	8
3.5 - 4.0	90.96	0	0	8	70	78	0	0	9	77	86	100	100	91	23	14

TABLA 4.8.- Granulometría del Suelo en S - 1 y S – 2

S - 1																
PROFUNDIDAD (m)	MASA SECA	MASA RETENIDA					% RETENIDO					% QUE PASA				
		4	10	40	100	200	4	10	40	100	200	4	10	40	100	200
1.50 - 2.00	84.49	0	0	12	80	82	0	0	14	95	97	100	100	86	5	3
S - 2																
PROFUNDIDAD (m)	MASA SECA	MASA RETENIDA					% RETENIDO					% QUE PASA				
		4	10	40	100	200	4	10	40	100	200	4	10	40	100	200
1.50 - 2.00	95.07	0	0	9	85	90	0	0	9	89	95	100	100	91	11	5

De acuerdo a la distribución granulométrica de los suelos se realizó el trazado de las curvas granulométricas respectivas, para cada profundidad de las perforaciones y de los muestreos. Las curvas granulométricas se encuentran en el (ANEXO N° - 004).

4.3.5.- CLASIFICACIÓN DEL SUELO

Dada la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza, se han desarrollado algunos métodos de clasificación de los mismos. Cada uno de estos métodos tiene, prácticamente su campo de aplicación según la necesidad y uso que la haya fundamentado.

La existencia de esta variedad de sistemas de clasificación de suelos se debe, al hecho de que tanto el Ingeniero Civil como el Geólogo y el Agrónomo analizan el suelo desde diferentes puntos de vista. Sin embargo, lo que es fundamental es el hecho de que cualquier clasificación que quiera abarcar las necesidades correspondientes, debe estar basada en las propiedades físico - mecánicas de los suelos, ya que estas son fundamentales en las variadas aplicaciones de la ingeniería.

En general, la textura de un suelo se refiere a su apariencia superficial, la cual es influenciada por el tamaño de los granos presentes en él. La clasificación por texturas permite dividir el suelo en categorías básicas dependiendo del tamaño presente: grava, arena, limo y arcilla, pero en la naturaleza la presentación habitual de los suelos es una mezcla de ellos; en este caso el nombre del suelo depende de los componentes principales y del tamaño de grano que predomina en cantidad. Según el caso, el suelo se puede clasificar como arcillo limoso, areno arcilloso, etc.

En nuestro medio se utilizan los siguientes Sistemas de Clasificación del Suelo AASHTO (American Association of State High-way and Transportation Officials) y SUCS o USCS (Unified Soil Classification System) también llamado sistema de clasificación ASTM.

4.3.5.1.- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

4.3.5.1.1- Análisis fundamental SUCS:

La forma original del sistema de clasificación de suelos fue desarrollada por Arthur Casagrande en 1942, como una herramienta para ser usada en las construcciones diseñadas por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos durante la Segunda Guerra Mundial. En 1952 el Cuerpo de Ingenieros en cooperación con el US. Bureau Reclamation revisó el sistema creado y es aún en la actualidad, el más usado por los ingenieros en la clasificación de suelos.

La clasificación es basada en las propiedades de plasticidad y en la distribución del tamaño de grano; según esta última, el sistema divide el suelo en dos grandes categorías:

1.- Suelos de Grano Grueso (granulares): Son aquellos materiales en los cuáles el porcentaje retenido en la malla No. 200 es superior al 50%.

Dentro de ellos están las fracciones de arena y grava, son suelos donde la distribución del tamaño y la forma de los granos influye notablemente en las propiedades físico-mecánicas del suelo. El símbolo de cada grupo está formado por letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres en inglés de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica a continuación:

- **G:** Del término Inglés Gravel, fracción de suelo más grueso o tamaño grava.
- **S:** del término Inglés Sand, fracción del suelo con tamaño de grano comprendido entre malla N°- 4 y malla N°- 200.

Las gravas y arenas se separan por la malla N°- 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla N°- 200) no pasa por la malla N°- 4; y es del grupo genérico S, en caso contrario.

a) Materiales prácticamente limpios de finos, bien gradados.

- **W:** del término Inglés Well, buena gradación del suelo, o sea que dentro de la masa de suelo hay predominio de un tamaño de grano. En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.

b) Materiales prácticamente limpios de finos, mal gradados.

- **P:** del término Inglés Poorly, mala gradación. Significa que dentro de la masa de suelo hay variedad en el tamaño de grano, aunque haya predominio de uno de ellos. Da lugar a los grupos GP y SP.

c) Materiales con cantidad apreciable de finos no plásticos.

- **M:** del término sueco Mo, fracción fina del suelo que no posee propiedades de plasticidad, o de tener, es muy baja. Da lugar a los grupos GM y SM.

d) Materiales con cantidad apreciable de finos plásticos.

- **C:** del término Inglés Clay, fracción fina del suelo que posee propiedades de plasticidad. Da lugar a los grupos GC y SC.

2.- Suelos de Grano Fino: También en este caso el sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos y dando lugar a las siguientes divisiones:

a) Limos inorgánicos.

- **M:** Del término sueco Mo, fracción fina del suelo que no posee propiedades de plasticidad o de tener, es muy baja.

b) Arcillas inorgánicas.

- **C:** Del término Inglés Clay, fracción fina del suelo que posee propiedades de plasticidad.

c) Limos y arcillas orgánicas.

- **O:** del término inglés Organic, define a los suelos que tiene propiedades orgánicas como turba. Suelos no aptos para ingeniería.

Cada uno de estos tres tipos de suelo se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si este es menor del 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade el símbolo genérico:

- **L:** Del término Inglés Low, suelos con baja plasticidad, son aquellos donde $LL < 50$. Obteniéndose de esta combinación los grupos ML, CL y OL.

Si los suelos son finos con límite líquido mayor del 50% o sea de alta compresibilidad, llevan tras, el símbolo genérico:

- **H:** Del término Inglés High, suelos con alta plasticidad, aquellos donde $LL > 50$. Teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

Y las letras L y H no precisamente se refieren a alta o baja plasticidad, pues esta propiedad del suelo se expresa en función de dos parámetros el Límite Líquido (LL) e Índice Plástico (IP), aunque en el caso actual sólo el valor del Límite Líquido interviene.

A continuación se muestra un resumen de los símbolos de grupo:

TABLA 4.9.- Resumen de Tipología de Suelos (SUCS)

TIPOLOGÍA DE SUELOS (SUCS)			
SÍMBOLO	CARACTERÍSTICAS GENERALES		
GW	GRAVAS (> 50% en tamiz Nº 4) ASTM	Limpias (Finos < 5%)	Bien Graduadas
GP			Pobremente Graduadas
GM		Con Finos (Finos > 12%)	Componente Limoso
GC			Componente Arcilloso
SW	ARENAS (< 50% en tamiz Nº 4) ASTM	Limpias (Finos < 5%)	Bien Graduadas
SP			Pobremente Graduadas
SM		Con Finos (Finos > 12%)	Componente Limoso
SC			Componente Arcilloso
ML	LIMOS	Baja Plasticidad (LL > 50)	
MH		Alta Plasticidad (LL < 50)	
CL	ARCILLAS	Baja Plasticidad (LL > 50)	
CH		Alta Plasticidad (LL < 50)	
OL	SUELOS ORGÁNICOS	Baja Plasticidad (LL > 50)	
OH		Alta Plasticidad (LL < 50)	
Pt	TURBA	Suelos altamente orgánico	

4.3.5.1.2.- Clasificación de los Suelos de la Isla “Las Casitas” mediante el (SUCS)

Para la clasificación de los suelos en la Isla “Las Casitas” se utilizó la Tabla que se encuentra en el **(ANEXO N°- 005)** y la Tabla de la Norma D2487 Standard Practice for Classification of Soil for Engennering Purposes (Unified Soil Classification System) **(ANEXO N° - 006)**

A continuación se presenta la clasificación de los suelos en la Isla “Las Casitas” de acuerdo a las profundidades y a los sondeos realizados para el proyecto.

TABLA 4.10.- Clasificación del Suelo en P - 1 (SUCS)

CLASIFICACIÓN SUCS												
P - 1												
PROF. (m)	% QUE PASA					GRADO			Coef. Unif.	Coef. Curv.	SUCS	DESCRIPCIÓN
	4	10	40	100	200	D10	D30	D60	Cu.	Cc.		
1.0 - 1.50	100	100	86	10	2	0.13	0.18	0.25	2	1	SP	Arena mal graduada
2.0 - 2.50	100	100	76	11	4	0.12	0.21	0.29	2	1	SP	Arena mal graduada
3.0 - 3.50	100	100	70	10	3	0.15	0.23	0.38	3	1	SP	Arena mal graduada
4.0 - 4.50	91	80	48	13	7	0.13	0.26	0.64	5	1	SP - SM	Arena mal graduada con limo
5.0 - 5.50	86	69	37	15	8	0.098	0.31	1.20	12	1	SW - SM	Arena bien graduada con limo

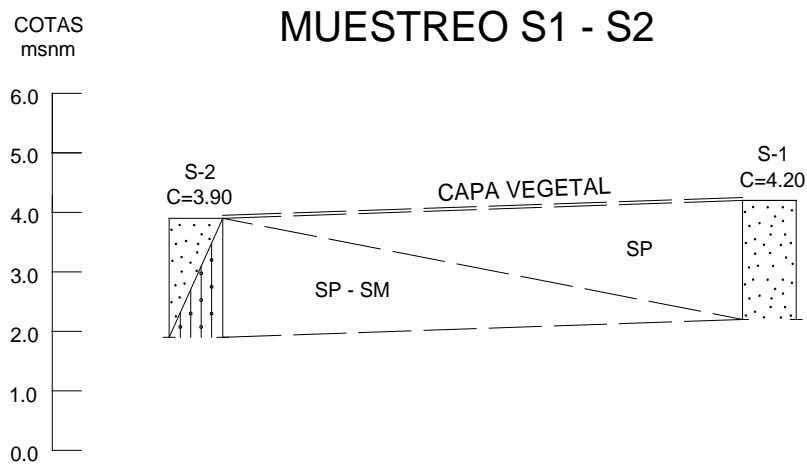
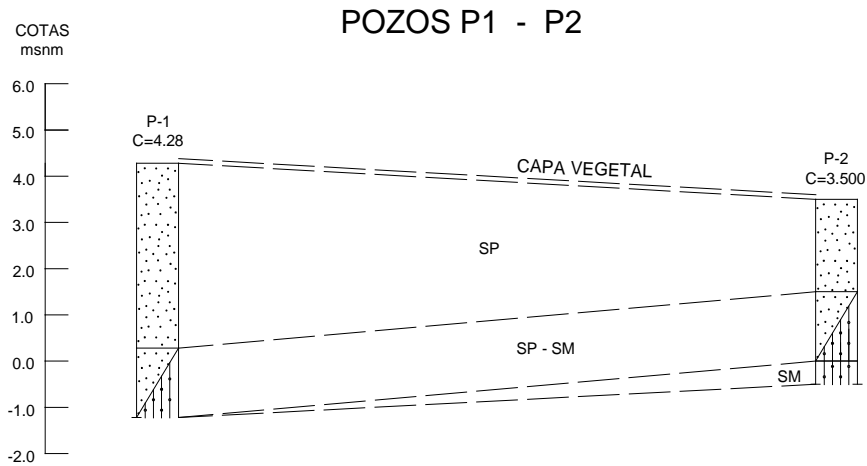
TABLA 4.11.- Clasificación del Suelo en P - 2 (SUCS)

CLASIFICACIÓN SUCS												
P - 2												
PROF. (m)	% QUE PASA					GRADO			Coef. Unif.	Coef. Curv.	SUCS	DESCRIPCIÓN
	4	10	40	100	200	D10	D30	D60	Cu.	Cc.		
1.0 - 1.50	100	100	70	6	4	0.170	0.22	0.32	2	1	SP	Arena mal graduada
2.0 - 2.50	100	100	80	13	7	0.120	0.19	0.28	2	1	SP - SM	Arena mal graduada con limo
3.0 - 3.50	100	100	79	16	8	0.098	0.19	0.29	3	1	SP - SM	Arena mal graduada con limo
3.5 - 4.0	100	100	91	23	14	0.049	0.18	0.24	5	3	SM	Arena limosa

TABLA 4.12.- Clasificación del Suelo de S - 1 y S - 2 (SUCS)

CLASIFICACIÓN SUCS												
S - 1												
PROFUNDIDAD (m)	% QUE PASA					GRADO			Coef. Unif.	Coef. Curv.	SUCS	DESCRIPCIÓN
	4	10	40	100	200	D10	D30	D60	Cu.	Cc.		
1.50 - 2.00	100	100	86	5	3	0.12	0.21	0.29	2	1	SP	Arena mal graduada
S - 2												
PROFUNDIDAD (m)	% QUE PASA					GRADO			Coef. Unif.	Coef. Curv.	SUCS	DESCRIPCIÓN
	4	10	40	100	200	D10	D30	D60	Cu.	Cc.		
1.50 - 2.00	100	100	91	11	5	0.12	0.22	0.29	2	1	SP - SM	Arena mal graduada con limo

4.3.5.1.3.- Cortes Geotécnicos:



4.3.5.2.- Sistema de Clasificación de Suelos (AASHTO)

El Departamento de Caminos Públicos de USA (Bureau of Public Roads) introdujo en 1929 uno de los primeros sistemas de clasificación, para evaluar los suelos sobre los cuales se construían las carreteras. En 1945 fue modificado y a partir de entonces se le conoce como Sistema AASHO y recientemente AASHTO.

La clasificación AASHTO establece 7 grupos de suelos con base en la determinación en el laboratorio de la granulometría, el límite líquido y el límite plástico. Un octavo grupo corresponde a los suelos orgánicos. Esta clasificación

puede ser utilizada cuando se requiere una clasificación geotécnica precisa. La evaluación de los suelos dentro de cada grupo se hace por medio de un índice de grupo, que es un valor calculado a partir de una fórmula empírica.

$$IG = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(IP - 10)$$

Los suelos se clasifican bajo el Sistema de Clasificación AASHTO de acuerdo con la Tabla del **(ANEXO N°- 007)**, y las siguientes definiciones:

- **Canto rodado:** Fragmentos de roca redondeados, generalmente por intemperización o abrasión, retenidos por el tamiz de 3" (75mm).
- **Grava:** Partículas de roca que pasan el tamiz de 3" (75mm) y quedan retenidas en el tamiz # 10 (2mm).
- **Arena gruesa:** Partículas de roca o suelo que pasan el tamiz # 10 (2mm) y quedan retenidas por el tamiz # 40 (425µm).
- **Arena fina:** Partículas de roca o suelo que pasan el tamiz # 40 (425µm) y quedan retenidas por el tamiz # 200 (75µm).
- **Limo:** Partículas de suelo fino que pasan el tamiz # 200 (75µm) y que tienen un Índice de Plasticidad menor o igual que 10.
- **Arcilla limosa:** Partículas de suelo fino que pasan el tamiz # 200 (75µm).
- **Arcilla:** Partículas de suelo fino que pasan el tamiz # 200 (75µm) y que tienen un Índice de Plasticidad mayor a 11.

4.3.5.2.1.- Descripción de los Grupos de Clasificación

- **Materiales granulares:** Contienen 35% o menos de material que pase el tamiz de 75 µm (N°- 200)

Grupo A-1: El material típico de este grupo es una mezcla bien graduada de fragmentos de piedra o grava, arena gruesa, arena fina, y un ligante de suelo no plástico o de baja plasticidad. Sin embargo, este grupo incluye también

fragmentos de roca, grava, arena gruesa, cenizas volcánicas, etc. sin un ligante de suelo.

Subgrupo A-1-a: Incluye aquellos materiales que consisten de fragmentos de roca o grava con o sin un ligante bien gradado de material fino.

Subgrupo A-1-b. Incluye aquellos materiales que consisten de arena gruesa con o sin ligante de suelo bien gradado.

Grupo A-3: El material típico de este grupo es la arena fina de playa o la arena fina de desierto, sin finos de arcilla, limo o con una pequeña cantidad de limo no plástico. Este grupo también incluye las mezclas aluviales de arena fina mal gradada con pequeñas cantidades de arena gruesa y grava.

Grupo A-2: Este grupo incluye una amplia variedad de materiales granulares, que se encuentran en el límite entre los materiales que se clasifican en los grupos A-1 y A-3, y los materiales tipo limo y arcilla que se clasifican en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. Incluye todos los materiales que contienen 35% o menos de material que pasa el tamiz de 75 μm (Nº- 200) que no pueden ser clasificados en los grupos A-1 o A-3, debido al contenido de finos o a los índices de plasticidad, o ambos, por encima de las limitaciones de estos grupos.

Los subgrupos **A-2-4 y A-2-5** incluyen varios materiales granulares que contienen 35% o menos de material que pasa el tamiz de 75 μm (Nº- 200) y con una porción que pasa el tamiz de 425 μm (Nº- 40) que tiene las características de los grupos A-4 y A-5 respectivamente. Estos grupos comprenden materiales tales como grava y arena gruesa con contenidos de limo e IP por encima de las limitaciones de grupo A-1, y arena fina con un contenido de limo no plástico por encima de las limitaciones de grupo A-3.

Los subgrupos **A-2-6 y A-2-7** incluyen materiales similares a los descritos en los subgrupos A-2-4 y A-2-5 excepto en que la porción fina contiene arcilla plástica que tiene las características de los grupos A-6 y A-7 respectivamente.

- **Material limoso:** Contiene más de 35% de material que pasa la malla de 75 μm (Nº- 200).

Grupo A-4: El material típico de este grupo es un suelo limoso no plástico o moderadamente plástico, que normalmente tiene el 75% o más de material que pasa el tamiz de 75 μm (Nº- 200). Este grupo también incluye mezclas de suelo limoso fino y hasta 64% de arena y grava retenida sobre el tamiz de 75 μm (Nº- 200).

Grupo A-5: El material típico de este grupo es similar al descrito en el grupo A-4, salvo que usualmente tiene un carácter diatomáceo y micáceo y puede ser muy plástico, como lo indica su alto LL.

Grupo A-6: El material típico de este grupo es una arcilla plástica que usualmente tiene el 75% o más del material que pasa el tamiz de 75 μm (Nº- 200). Este grupo también incluye mezclas de suelo arcilloso y hasta el 64% de arena y grava retenida sobre el tamiz Nº-200. Los materiales de este grupo normalmente presentan grandes cambios de volúmenes entre los estados seco y húmedo.

Grupo A-7: El material típico de este grupo es similar al descrito en el grupo A-6, salvo que tiene el LL elevado, característico del grupo A-5, y puede presentar alto potencial de expansión.

Subgrupo A-7-5: Incluye materiales con IP moderados en relación con el LL, y que pueden presentar un alto potencial de expansión.

Subgrupo A-7-6: Incluye materiales con un alto IP en relación con el LL y presentan un alto potencial de expansión.

Grupo A-8: Los suelos orgánicos, incluida la turba. Pueden clasificarse en el grupo A - 8. La clasificación de estos materiales se basa en la inspección visual y no depende del porcentaje que pasa el tamiz 75 μm (Nº- 200), el LL y el LP. El

material se compone principalmente de materia orgánica parcialmente descompuesta; generalmente tiene una textura fibroso, el color negro o pardo oscuro y olor a podrido. Estos materiales orgánicos son inadecuados para su utilización en la construcción.

4.3.5.2.2.- Cálculo del Índice de Grupo:

La clasificación obtenida en la Tabla del **(ANEXO Nº - 007)**, puede ser modificada por la adición de un índice de grupo. Los valores de índice de grupo deben mostrarse siempre en paréntesis después del símbolo de grupo como A-2-6 (3), A-6 (5), A-7-5 (17), etc.

$$IG = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(IP - 10)$$

Donde:

F = Porcentaje que pasa el tamiz de 75µm (Nº - 200)

LL = Límite Líquido

IP = Índice de Plasticidad

- Si el índice de grupo calculado es negativo se registra el índice de grupo como cero.
- Si el suelo no es plástico y no se puede determinar el LL, se registra el índice de grupo como cero.
- El índice de grupo se registra con el número entero más próximo.

4.3.5.2.3.- Clasificación de los Suelos de la Isla “Las Casitas” mediante la clasificación (AASHTO)

A continuación se presenta la clasificación de los suelos en la Isla “Las Casitas” de acuerdo a las profundidades y a los sondeos realizados para el proyecto.

Para ésta clasificación se utilizó la Tabla del **(ANEXO Nº - 007)**

TABLA 4.13.- Clasificación del Suelo en P - 1 (AASHTO)

CLASIFICACIÓN (AASHTO)								
P - 1								
PROF. (m)	% QUE PASA					ÍNDICE DE GRUPO IG.	AASHTO	DESCRIPCIÓN
	4	10	40	100	200			
1.0 - 1.50	100	100	86	10	2	0	A - 3 (0)	Arena fina de Playa con pequeñas cantidades de limo no plástico
2.0 - 2.50	100	100	76	11	4	0	A - 3 (0)	Arena fina de Playa con pequeñas cantidades de limo no plástico
3.0 - 3.50	100	100	70	10	3	0	A - 3 (0)	Arena fina de Playa con pequeñas cantidades de limo no plástico
4.0 - 4.50	91	80	48	13	7	0	A - 1b (0)	Arena gruesa con o sin ligante de suelo bien gradado
5.0 - 5.50	86	69	37	15	8	0	A - 1b (0)	Arena gruesa con o sin ligante de suelo bien gradado

TABLA 4.14.- Clasificación del Suelo en P - 2 (AASHTO)

CLASIFICACIÓN (AASHTO)								
P - 2								
PROF. (m)	% QUE PASA					ÍNDICE DE GRUPO IG.	AASHTO	DESCRIPCIÓN
	4	10	40	100	200			
1.0 - 1.50	100	100	70	6	4	0	A - 3 (0)	Arena fina de Playa con pequeñas cantidades de limo no plástico
2.0 - 2.50	100	100	80	13	7	0	A - 3 (0)	Arena fina de Playa con pequeñas cantidades de limo no plástico
3.0 - 3.50	100	100	79	16	8	0	A - 3 (0)	Arena fina de Playa con pequeñas cantidades de limo no plástico
3.5 - 4.0	100	100	91	23	14	0	A - 2 - 4 (0)	Arena gruesa con contenido de limo no plástico

TABLA 4.15.- Clasificación del Suelo en S – 1 y S - 2 (AASHTO)

CLASIFICACIÓN (AASHTO)								
S - 1								
PROF. (m)	% QUE PASA					ÍNDICE DE GRUPO	AASHTO	DESCRIPCIÓN
	4	10	40	100	200	IG.		
1.50 - 2.00	100	100	86	5	3	0	A - 3 (0)	Arena fina de Playa con pequeñas cantidades de limo no plástico
S - 2								
PROF. (m)	% QUE PASA					ÍNDICE DE GRUPO	AASHTO	DESCRIPCIÓN
	4	10	40	100	200	IG.		
1.50 - 2.00	100	100	91	11	5	0	A - 3 (0)	Arena fina de Playa con pequeñas cantidades de limo no plástico

4.3.6.-Análisis de la Capacidad de Carga en Función de “N” (S.P.T.)

Para el análisis se tomará en cuenta la teoría propuesta por Meyerhof (1956), la cual define una correlación para la presión de carga neta admisible en cimentaciones con la resistencia de penetración estándar corregida, N_{cor} . La presión neta se define como:

$$q_{neta(adm)} = q_{adm} - \gamma * D_f$$

Ecuación 4.1.- Presión Neta Admisible.

De acuerdo con la teoría de Meyerhof, para 1 pulgada (25.4mm) de asentamiento máximo estimado:

$$q_{neta(adm)} = 11.98N_{cor} \left(1 + \frac{0.33D_f}{B} \right) \left(\frac{S_e}{25} \right) \leq 15.93N_{cor} \left(\frac{S_e}{25} \right)$$

Ecuación 4.2.- Presión Neta Admisible cuando el ancho B es Grande

Donde:

N_{cor} = Número de golpes corregido

D_f = Profundidad de desplante

S_e = Asentamiento admisible

Los datos del número de golpes “N” tanto en P – 1 como en P – 2, se encuentran en el **(ANEXO N°- 008)**

$$N_{cor} = CN * N$$

Ecuación 4.3.- Número de golpes corregidos para profundidades < NF.

$$CN = \sqrt{\frac{1}{\sigma v'}}$$

Ecuación 4.4.- Factor de correlación.

$$\sigma v' = Prof * \gamma$$

Ecuación 4.5.- Presión efectiva por sobrecarga.

$$N_{cor} = 15 + \frac{1}{2} * (N - 15)$$

Ecuación 4.6.- Número de golpes corregidos para profundidades > NF.

4.3.6.1.- Cálculo

- **Peso Específico del suelo**

- **Datos de Laboratorio:**

- *Volumen del molde = 942 cm³*

- *Peso del Molde = 6.368 kg*

- *Peso del suelo más molde = 7.875 kg*

- **Peso del suelo:**

$$P_s = 7.875 - 6.368$$

$$P_s = 1.507 \text{ kg}$$

- **Peso específico del suelo natural**

$$\gamma = \frac{1.507 \text{ kg}}{942 \text{ cm}^2}$$

$$\gamma = 0.0016 \text{ kg/cm}^3$$

$$\gamma = 14.22 \text{ KN/m}^3$$

- **Peso Específico Saturado del suelo**

- *Pocentaje de humedad del suelo natural = 5 %*
- *Pocentaje de humedad del suelo saturado = 18 %*
- *Diferencia de humedades = 13 %*

$$\gamma_{sat} = \frac{P_s * (1 + 0.13)}{V}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{1.5072 * (1 + 0.13)}{942}$$

$$\gamma_{sat} = 0.001806 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 16.06 \text{ KN/m}^3$$

TABLA 4.16.- Análisis de la Capacidad de Carga en función de "N" para P - 1

P - 1								
$\gamma_{seco} =$		14.22 KN/m ³						
$\gamma_{sat} =$		16.06 KN/m ³						
Nivel Friático =		1.73 m						
B =		4.72 m						
PROF. (m)	COTA (msnm)	N CAMPO (S.P.T.)	N CORR - NF.	σ' (Ton/pie ²)	CN	N CORREG.	qa (KN/m ²)	qa (Ton/m ²)
0.00	4.280	0		0.00	0.00	0	0.00	0
1.00	3.280	8		0.15	2.59	21	269.17	30.28
2.00	2.280	21	18			18	245.79	27.65
3.00	1.280	19	17			17	246.38	27.72
4.00	0.280	48	32			32	482.91	54.33
5.00	-0.720	56	36			36	573.96	64.57
6.00	-1.720	76	46			46	773.75	87.05

4.3.6.1.1.- Carga Admisible Sobre el Nivel Freático (A la profundidad de 1m) en P - 1

- **Presión efectiva por sobrecarga:**

$$\sigma_v' = Prof * \gamma = 1 * 14.22$$

$$\sigma_v' = 14.22 \text{ KN/m}^3$$

- **Transformación a Ton/pie²:**

$$\sigma v' = 14.22 \frac{KN}{m^2} \left(\frac{1000 N}{1 KN} \mid \frac{1 m^2}{3.28^2 pie^2} \mid \frac{0.225 lbf}{1 N} \mid \frac{1 Ton}{2000 lbf} \right)$$

$$\sigma v' = 0.149 \text{ Ton/pie}^2$$

- **Factor de correlación:**

$$CN = \sqrt{\frac{1}{\sigma v'}} = \sqrt{\frac{1}{0.149}}$$

$$CN = 2.59$$

- **Número de golpes corregido:**

$$N_{cor} = CN * N = 2.59 * 8$$

$$N_{cor} = 21 \text{ golpes}$$

- **Cálculo de la Carga Admisible Neta:**

$$q_{adm(neta)} = 11.98 * N_{cor} \left[1 + 0.33 * \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] \left[\frac{S_e}{25.4} \right]$$

$$q_{adm(neta)} = 11.98 * 21 \left[1 + 0.33 * \left(\frac{1.0}{4.72} \right) \right] \left[\frac{25.4}{25.4} \right]$$

$$q_{adm(neta)} = 269.17 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{adm(neta)} = 30.28 \text{ Ton/m}^2$$

4.3.6.1.2.- Carga Admisible Bajo el Nivel Freático (A la profundidad de 2m) en P - 1

- **Número de golpes corregido:**

$$N_{cor} = 15 + \frac{1}{2} * (N - 15) = 15 + \frac{1}{2} * (21 - 15)$$

$$N_{cor} = 18 \text{ golpes}$$

- **Cálculo de la Carga admisible neta:**

$$q_{adm(neta)} = 11.98 * N_{cor} \left[1 + 0.33 * \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] \left[\frac{S_e}{25.4} \right]$$

$$q_{adm(neta)} = 11.98 * 18 \left[1 + 0.33 * \left(\frac{2.0}{4.72} \right) \right] \left[\frac{25.4}{25.4} \right]$$

$$q_{adm(neta)} = 245.79 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{adm(neta)} = 27.65 \text{ Ton/m}^2$$

TABLA 4.17.- Análisis de la Capacidad de carga en función de "N" para P – 2

P - 2								
$\gamma_{seco} =$		14.22 KN/m ³						
$\gamma_{sat} =$		16.06 KN/m ³						
Nivel Friático =		1.00 m						
B =		4.72 m						
PROF. (m)	COTA (msnm)	N CAMPO (S.P.T.)	N CORR - NF.	$\bar{\sigma}'$ (Ton/pie ²)	CN	N CORREG.	qa (KN/m ²)	qa (Ton/m ²)
0.00	3.50	0		0.00	0.00	0	0.00	0
1.00	2.50	16	16	0.15	2.59	16	205.08	23.07
2.00	1.50	54	35			35	471.10	53.00
3.00	0.50	56	36			36	514.49	57.88
4.00	-0.50	56	36			36	544.23	61.23
4.50	-1.00	73	44			44	692.96	77.96

4.3.6.1.3.- Carga Admisible Bajo el Nivel Freático (A la profundidad de 1m) en P - 2

- **Número de golpes corregido:**

$$N_{cor} = 15 + \frac{1}{2} * (N - 15) = 15 + \frac{1}{2} * (16 - 15)$$

$$N_{cor} = 16 \text{ golpes}$$

- **Cálculo de la Carga admisible neta:**

$$q_{adm(neta)} = 11.98 * N_{cor} \left[1 + 0.33 * \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] \left[\frac{S_e}{25.4} \right]$$

$$q_{adm(neta)} = 11.98 * 16 \left[1 + 0.33 * \left(\frac{1.0}{4.72} \right) \right] \left[\frac{25.4}{25.4} \right]$$

$$q_{adm(neta)} = 205.08 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{adm(neta)} = 23.07 \text{ Ton/m}^2$$

CAPITULO 5.

PARÁMETROS DE DISEÑO GENERALES

5.1.- ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

Los trabajos topográficos sirven para determinar las posiciones relativas de los puntos sobre la superficie del terreno, mediante la combinación de las medidas del espacio: distancia, elevación y dirección.

Para el proyecto se realizó el levantamiento topográfico planimétrico y altimétrico, con la finalidad de establecer los cortes y rellenos necesarios para la conducción del Sistema de Alcantarillado e implantación de la Planta de Tratamiento; Los datos de topografía se encuentran en el **ANEXO N°- 009**

Cabe recalcar que las coordenadas de los puntos levantados fueron referenciadas a un punto obtenido mediante un GPS. Puesto que la Isla “Las Casitas” no cuenta con hitos de enlace (IGM).

Para la topografía realizada en campo, se utilizó una Estación Total marca Leica TCR703 con una precisión de 5”.



FOTOGRAFÍA 5.1.- Estación Total utilizada para el Levantamiento Topográfico

5.2.- TIPO DE SISTEMA

De acuerdo con las especificaciones del Ex – IEOS, el tipo de sistema de alcantarillado a escogerse depende del tipo de área urbana a servirse. En general se considerarán tres niveles de servicio, desde el más simple hasta el alcantarillado convencional. La selección del nivel de alcantarillado se hará primordialmente en base a la situación económica de la comunidad, de la topografía, de la densidad poblacional y del tipo de abastecimiento de agua potable.

El nivel uno corresponde a comunidades rurales con casas dispersas y que tengan calles sin ningún tipo de acabado. El nivel dos se utilizará en comunidades que ya tengan algún tipo de trazado de calles, con tránsito vehicular y que tengan una mayor concentración de casas de modo que se justifique la instalación de tuberías de alcantarillado con conexiones domiciliarias. El nivel tres se utilizará en ciudades o en comunidades más desarrolladas en las que los diámetros calculados caigan dentro del patrón de un alcantarillado convencional.¹

Debido a las características topográficas, urbanísticas y de desarrollo del sector, se concluye que el tipo de alcantarillado aplicable a la comunidad de “Las Casitas” corresponde al nivel tres.

A continuación se detallan las recomendaciones para el diseño de alcantarillado seleccionado.

5.2.1.- RED DE TUBERÍAS

- Las tuberías y colectores seguirán, en general, las pendientes del terreno natural y formarán las mismas hoyas primarias y secundarias que aquél.

¹ Ecuador. Ministerio de Salud Pública, Subsecretaría de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias (I.E.O.S.), Normas Tentativas para el Diseño de Sistemas de Abastecimientos de agua Potable y Sistemas de Alcantarillado Urbanos y Rurales

En general se proyectarán como canales o conductos sin presión y se calcularán tramo por tramo.

- La red de alcantarillado, se diseñará de manera que todas las tuberías pasen por debajo de las de agua potable debiendo dejarse una altura libre proyectada de 0,3 m. cuando ellas sean paralelas y de 0,2 cuando se crucen.
- Siempre que sea posible, las tuberías de la red sanitaria se colocarán en el lado opuesto de la calzada a aquél en el que se ha instalado la tubería de agua potable, o sea, generalmente al sur y al oeste del cruce de los ejes.
- Las tuberías se diseñarán a profundidades que sean suficientes para recoger las aguas servidas y aguas lluvias de las casas más bajas a uno u otro lado de la calzada. Cuando la tubería deba soportar tránsito vehicular, para su seguridad se considerará un relleno mínimo de 1,20 m. de alto sobre la clave del tubo.
- El diámetro mínimo que deberá usarse en sistemas de alcantarillado será 0,20 m. para alcantarillado sanitario y 0.25 m para alcantarillado pluvial.
- Las conexiones domiciliarias en alcantarillado tendrán un diámetro mínimo de 0,1 m. para sistemas sanitarios y 0.15 m para sistemas pluviales y una pendiente mínima de 1%.
- La conexión de las descargas domiciliarias en los colectores se hará mediante una pieza especial que garantice la estanqueidad de la conexión, así como el flujo expedito dentro de la alcantarilla; o a través de ramales laterales. Estos ramales se instalarán en las aceras y recibirán todas las descargas domiciliarias que encuentren a su paso, los ramales laterales descargarán en un pozo de revisión del colector. La conexión de las descargas domiciliarias con los ramales laterales se la hará a través de las cajas domiciliarias o piezas especiales que permitan las acciones de mantenimiento. El diámetro mínimo de los ramales laterales (red terciaria) será de 150 mm.

EL diseño hidráulico de un sistema de alcantarillado deberá cumplir las siguientes condiciones:

- Que la solera de la tubería nunca forme gradas ascendentes, pues éstas son obstrucciones que fomentan la acumulación de sólidos.
- Que la gradiente de energía sea continua y descendente. Las pérdidas de carga deberán considerarse en la gradiente de energía.
- Que la tubería nunca funcione llena y que la superficie del líquido, según los cálculos hidráulicos de: posibles saltos, de curvas de remanso, y otros fenómenos, siempre está por debajo de la corona del tubo, permitiendo la presencia de un espacio para la ventilación del líquido y así impedir la acumulación de gases tóxicos.
- Que la velocidad del líquido en los colectores, sean estos primarios, secundarios o terciarios, bajo condiciones de caudal máximo instantáneo, en cualquier año del periodo de diseño, no sea menor que 0.45 m/s y que preferiblemente sea mayor que 0.6 m/s, para impedir la acumulación de gas sulfhídrico en el líquido.
- Que la capacidad hidráulica del sistema sea suficiente para el caudal de diseño, con una velocidad de flujo que produzca autolimpieza.

Las velocidades máximas admisibles en tuberías o colectores dependen del material de fabricación. Se recomienda usar los valores que constan en la

TABLA N°- 5.1

TABLA N°- 5.1.-Velocidades Máximas a Tubo Lleno y Coeficientes de Rugosidad Recomendados

MATERIAL	VEL. MÁXIMA m/s	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD
Con uniones de mortero	4	0.013
Con uniones de neopreno para nivel freático alto	3.5 - 4	0.013
Asbesto cemento	4.5 - 5	0.011
Plástico	4.5	0.011

- El diseño hidráulico de las tuberías de alcantarillado puede realizarse utilizando la fórmula de Manning. Se recomienda las velocidades máximas reales y los coeficientes de rugosidad correspondiente a cada material.
- Para la selección del material de las tuberías se considerarán las características físico – químicas de las aguas y su septicidad; la agresividad y otras características del terreno; las cargas externas; la abrasión y otros factores que puedan afectar la integridad del conducto.
- Cuando se utilicen canales para el transporte de aguas de escorrentía pluvial, su sección transversal puede ser trapezoidal o rectangular. La profundidad del canal deberá incluir un borde libre del 5% al 30% de la profundidad de operación. Los canales no deberán tener acceso de la escorrentía superficial a través de sus bordes, para evitar la erosión. Para esto los bordes del canal deberán estar sobreelevados respecto al nivel del terreno. La velocidad máxima de diseño será 2 m/s en caso de canales de piedra y de 3.5 m/s, en caso de canales de hormigón.
- Las tuberías y su cimentación deben diseñarse de forma que no resulten dañadas por las cargas externas. Debe tenerse en cuenta el ancho y la profundidad de la zanja para el cálculo de las cargas.

5.2.2.- POZOS Y CAJAS DE REVISIÓN

- En el sistema de alcantarillado, los pozos de revisión se colocarán en todos los cambios de pendientes. La máxima distancia entre pozos de revisión será de 100 m para diámetros menores de 350 mm; y, 200 m para diámetros mayores que 800 mm. Para todos los diámetros de colectores, los pozos podrán colocarse a distancias mayores, dependiendo de las características topográficas urbanísticas del proyecto, considerando siempre que la longitud máxima de separación entre pozos no deberá exceder a la permitida por los equipos de limpieza.
- Los pozos de alcantarillado sanitario deberán ubicarse de tal manera que se evite el flujo de escorrentía pluvial hacia ellos. Si esto es inevitable, se

diseñarán tapas herméticas especiales que impidan la entrada de la escorrentía superficial.

- La abertura superior del pozo será como mínimo 0,6 m. El cambio de diámetro desde el cuerpo del pozo hasta la superficie se hará preferiblemente usando un tronco de cono excéntrico, para facilitar el descanso al interior del pozo.
- El diámetro del cuerpo del pozo estará en función del diámetro de la máxima tubería conectada al mismo.

TABLA N°- 5.2.- Diámetros Recomendados de Pozos de Revisión

DIÁMETRO DE LA TUBERÍA (mm)	DIÁMETRO DEL POZO (m)
Menor o igual a 550	0.9
Mayor a 550	Diseño Especial

- El fondo del pozo deberá tener cuantos canales sean necesarios para permitir el flujo adecuado del agua a través del pozo sin interferencias hidráulicas, que conduzcan a pérdidas grandes de energía.
- Si el conducto no cambia de dirección, la diferencia de nivel, en el pozo, entre la solera de la tubería de entrada y aquella de la tubería de salida corresponderán a la pérdida de carga que se haya calculado para la respectiva transición.
- Para el caso de tuberías laterales que entran a un pozo en el cual el flujo principal es en otra dirección, los canales del fondo serán conformadas de manera que la entrada se haga a un ángulo de 45 grados respecto del eje principal de flujo. Esta unión se dimensionará de manera que las velocidades de flujo en los canales que se unan sean aproximadamente iguales. De esta manera se reducirán las pérdidas al mínimo.
- Con el objetivo de facilitar la entrada de un trabajador al pozo de revisión se evitará en lo posible descargar libremente el agua de una alcantarilla poco profunda hacia un pozo más profundo. La altura máxima de descarga libre será de 0,6 m. En caso contrario, se agrandará el

diámetro del pozo y se instalará una tubería vertical dentro del mismo que intercepte el chorro de agua y lo conduzca hacia el fondo. El diámetro máximo de la tubería de salto será 300 mm. Para caudales mayores y en caso de ser necesario, se diseñarán estructuras especiales de salto.

- Las conexiones domiciliarias se iniciarán con una estructura, denominada caja de revisión o caja domiciliaria, a la cual llegará la conexión intradomiciliaria. La sección mínima de una caja domiciliaria será de 0,6 x 0,6 m. y su profundidad será la necesaria para cada caso.

5.2.3.- CAUDALES DE DISEÑO DE AGUAS LLUVIAS

- Para el cálculo de los caudales del escurrimiento superficial directo, se podrán utilizar tres enfoques básicos: el método racional; el método del hidrograma unitario sintético y el análisis estadístico, basado en datos observados de escurrimiento superficial.
- El método racional se utilizará para la estimación del escurrimiento superficial en cuencas tributarias con una superficie inferior a 100 ha. El caudal de escurrimiento se calculará mediante la fórmula:

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Ecuación 5.1.- Caudal Pluvial (Método Racional)

Donde:

Q = Caudal de escurrimiento en (m^3/s)

C = Coeficiente de escurrimiento (adimensional)

I = Intensidad de lluvia en (mm/h)

A = Área de la cuenca, en (km^2)

- Con propósitos de selección de las frecuencias de las lluvias de diseño, se considerará el sistema de drenaje como constituido por dos sistemas diferentes. El sistema de drenaje inicial o de microdrenaje compuesto por pavimentos, cunetas, sumideros y colectores y el de macrodrenaje, constituido por grandes colectores. (canales, esteros y ríos)

- El sistema de microdrenaje se dimensionará para el escurrimiento cuya ocurrencia tenga un periodo de retorno entre 2 y 10 años, seleccionándose la frecuencia de diseño en función de la importancia del sector y de los daños y molestias que puedan ocasionar las inundaciones periódicas.
- Los sistemas de macrodrenaje se diseñarán para escurrimientos de frecuencia superior a los 50 años.

5.2.4.- CUNETAS Y SUMIDEROS

- Las pendientes de las calles y la capacidad de conducción de las cunetas definirá el tipo y ubicación de los sumideros.
- Para lograr un drenaje adecuado, se recomienda una pendiente mínima del 4% en las cunetas. Pendientes menores podrán utilizarse cuando la situación existente así lo obligue. La pendiente transversal mínima de la calle será del 1%.
- Como regla general, las cunetas tendrán una profundidad máxima de 15 cm y un ancho de 60 cm en vías rápidas que no permitan estacionamiento. En vías que permitan estacionamiento el ancho de la cuneta podrá ampliarse hasta 1 m.
- La capacidad de conducción de una cuneta se calculará usando la fórmula de Manning modificada por Izzard.

$$Q = 0.375 \left(\frac{Z}{n} \right) * I^{1/2} * Y^{8/3}$$

Ecuación 5.2.- Fórmula de Manning modificada por Izzard

Donde:

Q = Caudal en (m^3/s)

Z = Inverso de la pendiente transversal de la calzada

N = Coeficiente de escurrimiento (Manning)

I = Pendiente longitudinal de la cuneta

Y = Tirante de agua en la cuneta, en m

- Los sumideros deben instalarse en los puntos bajos, donde se acumula el agua y en otros puntos, donde la conformación de las calles y manzanas lo haga necesario.²

5.3.- PERIODO DE DISEÑO

El periodo de diseño es el tiempo para el cual se estima que un sistema va a funcionar satisfactoriamente, desde la iniciación del servicio del sistema, hasta que por falta de capacidad o desuso, sobrepasen las condiciones establecidas en el proyecto. El establecimiento del periodo de diseño o año horizonte del proyecto se puede establecer para cada par de componente del proyecto y depende de los siguientes factores³:

- a) La vida útil de las estructuras o equipamientos teniéndose en cuenta su obsolescencia o desgaste.
- b) La facilidad o dificultad de la ampliación de las obras existentes. Cabe destacar que también se debe considerar la accesibilidad al sitio donde se está ejecutando el proyecto, mientras más accesible es el sitio, los periodos de diseño pueden ser menores.
- c) Crecimiento de la población; si la tasa de crecimiento es baja o promedio, los periodos de diseño pueden ser máximos, mientras que si la tasa es alta, se opta por períodos de diseño pequeños⁴.

Para este proyecto se ha seleccionado un periodo de diseño de **25 años**, por las siguientes razones:

² Ecuador. Ministerio de Salud Pública, Subsecretaria de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias e Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias(I.E.O.S.), Normas tentativas para el diseño de sistemas de abastecimientos de agua potable y sistemas de alcantarillado urbanos y rurales

³ www.ingenieríacivil.com/2009/02/diseño-de-la-red-de-alcantarillado.html

⁴ Burbano, Guillermo. Criterios Básicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado

- La Isla “las Casitas” (ubicación del Proyecto), se encuentra a 2 horas en lancha a motor desde el Puerto Bolívar, por lo que existe dificultad de la ampliación de las obras existentes.
- La tubería de Alcantarillado, será de PVC, para el cuál según las Normas SSA (Ex – IEOS) la vida útil de dicha tubería está en un rango de 25 a 30 años, por seguridad se ha tomado la mínima de 25 años.
- La EMAAP-Q recomienda periodos de 25 años para colectores principales y de 30 años para descargas.

5.4.- ÁREA DE DISEÑO

Con la finalidad de realizar un diseño eficiente del Sistema de Alcantarillado, es importante realizar un análisis de las áreas de expansión futura de la Isla “Las Casitas”. Para garantizar un óptimo funcionamiento del sistema, dentro del periodo de diseño seleccionado.

El área actual del estudio es de 4 Ha.

En coordinación con la alcaldía de Santa Rosa y, específicamente con la Dirección de Planificación y Urbanismo, se llegó a determinar que La Isla “Las Casitas”, únicamente podrá tener una expansión futura de servicio de 4 Ha. Lo que involucraría un área de diseño de 8 Ha.

TABLA N°- 5.3.- Áreas de Diseño

Área Actual	4 Ha
Área Futura Total	8 Ha

5.4.1.- ÁREAS DE APORTACIÓN:

Las áreas de aportación son el conjunto de superficies provenientes de la división del área original del terreno a ser estudiado. Dichas divisiones se ejecutan bajo el criterio de distribuir los caudales sanitarios y pluviales equitativamente a cada tramo de tubería.

Para el trazado de las áreas de aportación se toman en cuenta los siguientes criterios:

- Si la zona es relativamente plana y con manzanas sensiblemente cuadradas, la superficie de drenaje, para cada tubería, se obtiene trazando diagonales entre pozos de revisión.
- Si la zona es relativamente plana y con manzanas sensiblemente rectangulares, se divide el rectángulo en dos mitades por los lados menores y luego se trazan rectas inclinadas a 45° , teniendo como base los lados menores, para formar triángulos y trapecios como áreas de drenaje.
- Si la topografía es irregular, se deberá realizar un análisis detallado de las zonas en las cuales el procedimiento de división antes indicado no es aplicable, debiendo recurrirse a las curvas de nivel para la determinación de las áreas de drenaje.

Dibido a que la Isla “Las Casitas” tiene una topografía prácticamente plana se utilizará un procedimiento combinado entre las dos primeras opciones, es decir utilizando tanto el análisis de trapecios como el de triángulos.

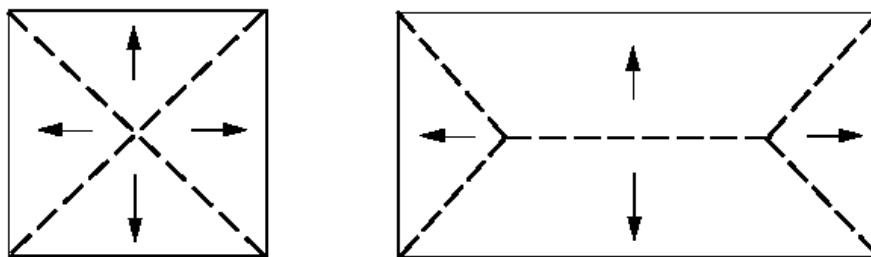


FIGURA 5.1.- Delimitación de Áreas de Aportación a cada Tramo

5.5.- ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA

En vista de que la población es siempre un factor relevante al estimar usos futuros del agua, es necesario pronosticar, de alguna manera, cuál sería la población en el futuro.

A continuación se presentan los datos obtenidos en censos realizados para proyectos en la comunidad, estos son: VI censo de población y V de vivienda - 2001 elaborado por el INEC, censo para proyecto de construcción de un pozo de agua para la Isla “Las Casitas” 2007, y el valor de la población para el año presente obtenido mediante el recuento poblacional, resultado de las encuestas realizadas por los autores:

TABLA N°- 5.4.- Resumen de Población de la Isla “Las Casitas”

AÑO	N°- POBLADORES (hb.)
2001	94
2007	102
2010	116

5.5.1.- MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA

Los modelos matemáticos existentes en relación con la estimación de la población futura de una comunidad son muy numerosos y de complejidad muy variada. En ellos se cuentan como datos las poblaciones actuales y pasadas y en ocasiones otras variables tales como disponibilidad del suelo, posibilidades industriales, etc.

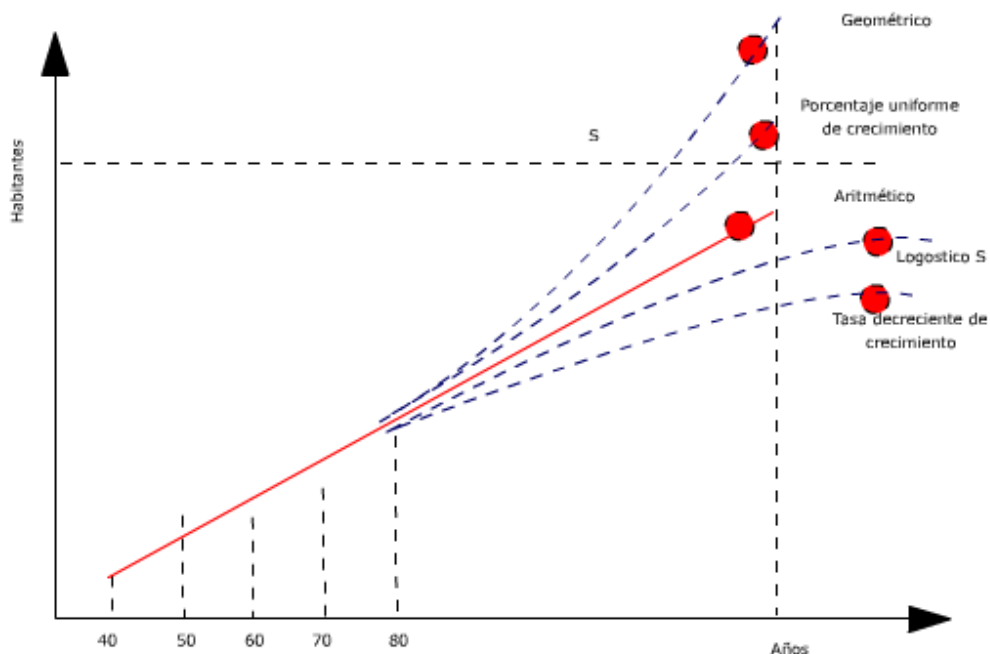


FIGURA 5.2.- Comparación de los Métodos para el Cálculo de la Población Futura

Para el cálculo de la población futura ha de considerarse el periodo de diseño del sistema. Debe notarse que éste transcurrirá desde la ejecución misma del proyecto, por lo que la especificación de la fecha de inicio de la construcción es importante para determinar el año final del periodo de diseño.

Se debe considerar también que la proyección final debe hacerse desde el último año de censo registrado o de recuento poblacional (en este caso del año 2010) ya que este es el valor real, y de aquí ajustar la proyección calculada.

5.5.1.1.- Crecimiento Lineal o Aritmético

Para calcular mediante el método aritmético debemos obtener el incremento poblacional que ha existido en cada uno de los censos cada año, luego de lo cual si entre estos valores encontramos una diferencia menor al 25% deberemos obtener un promedio.

$$Pf = Po + Ka * (tf - to)$$

Ecuación 5.3.- Población Futura utilizando el Método Lineal

Donde:

Pf = Población futura o proyectada

Po = Población presente

to = Tiempo de censo actual

tf = Tiempo de censo próximo

Pd = Periodo de diseño

ka = Taza de cambio de la población

La validez de este método se puede verificar examinando el crecimiento de la comunidad para determinar si se han producido variaciones poblacionales similares o iguales entre los censos recientes registrados.

Se tiene el inconveniente que, para plazos largos existe discrepancia con la realidad histórica, ya que el crecimiento en éste método se hace ilimitado.

A continuación se realiza el análisis poblacional, utilizando éste método para la comunidad de la Isla “Las Casitas”:

$$Ka = \frac{Pf - Po}{tf - to}$$

Ecuación 5.4.- Tasa de Cambio Poblacional para el Método Lineal

$$Ka_1 = \frac{102 - 94}{2007 - 2001} = 1.3 \frac{hab.}{año}$$

$$Ka_2 = \frac{116 - 102}{2010 - 2007} = 4.7 \frac{hab.}{año}$$

$$\frac{Ka_2 - Ka_1}{Ka_2} * 100 = 72\%$$

Analizando los dos últimos incrementos observamos que no se encuentran relacionados con el rango de 25%, razón por la cual el incremento poblacional para cada año lo tomaremos de 4.7 hab./año

$$Pf = Po + Ka * (Pd)$$

$$Pf = Po + Ka_2 * (Pd)$$

$$Pf = 116 + 4.7 * (25)$$

$$Pf = 234 \text{ hab.}$$

5.5.1.2.- Método Geométrico:

Para este método únicamente usamos los dos últimos años censales y éste método está basado en el cálculo por logaritmos, es por eso que primero obtendremos un incremento poblacional de cada año usando la siguiente fórmula:

Crecimiento geométrico:

$$Pf = Po * (1 + r)^{\Delta t}$$

Ecuación 5.5.- Población Futura utilizando el Método Geométrico

$$r = \left[\left(\frac{Pa}{Pca} \right) \right]^{\frac{1}{T_{cp} - T_{ca}}}$$

Ecuación 5.6.- Tasa de Crecimiento para el Método Geométrico

Donde:

r = Taza de crecimiento o índice de crecimiento

Pa = Población actual

Pca = Población anterior

Tca = Tiempo de censo actual o inicial

Tcp = Tiempo de censo futuro o subsiguiente

El método considera que el logaritmo de la población varía linealmente con el tiempo.

Para la comunidad de la Isla “Las Casitas” y con los datos disponibles, se tiene:

$$r = \left(\frac{116}{102} \right)^{\frac{1}{2010-2007}} - 1 = 0.044$$

Con la que la proyección sería:

$$Pf = Po \cdot (1 + r)^{\Delta t}$$

$$Pf = 116(1 + 0.044)^{25}$$

$$Pf = 340 \text{ hab.}$$

5.5.1.3.- Método de Tasas de Crecientes:

En este método se debe asumir una población de Saturación, es decir la máxima población admisible en el área de un Proyecto para lo cual podemos determinar una media aritmética de los dos métodos anteriores dicha población de saturación la simbolizamos con la letra S.

La experiencia indica que el crecimiento dado por el método anterior no se mantiene a largo plazo, sino que decrece conforme la población se acerca al valor de saturación que puede soportar la ciudad y su zona de influencia. Es decir, que responde a la ecuación:

$$Pf = S - (S - Pi)e^{-Kd*\Delta t}$$

Ecuación 5.7.- Población Futura utilizando el Método de Tasas de Crecientes

Donde:

S = Población de saturación

kd = Taza de crecimiento

Pi = Población inicial

Δt = Periodo de tiempo

$$Kd = \frac{-\ln \frac{S - Pf}{S - Pi}}{\Delta t}$$

$$S = \frac{Pf (M. Aritmético) + Pf (M. Geométrico)}{2}$$

$$S = \frac{234 + 340}{2}$$

$$S = 287 \text{ Hab.}$$

$$Kd = \frac{-\ln \frac{287 - 116}{287 - 102}}{3}$$

$$Kd = 0.02623$$

$$Pf = S - (S - Pi) * e^{-Kd*\Delta t}$$

$$Pf = 287 - (287 - 102) * e^{-0.02623 * 25}$$

$$Pf = 191 \text{ Hab.}$$

Podemos verificar que el resultado de la Población Futura, mediante este método es muy bajo con relación a los anteriores, por lo que desecha este valor obtenido.

5.5.1.4.- Otros:

Usando recomendaciones del MIDUVI, para el cálculo de la población futura en zonas rurales, se puede considerar un valor de índice de crecimiento que se tomará de las normas de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable⁵:

TABLA N°- 5.5.- Tasas de Crecimiento Poblacional (MIDUVI)

REGIÓN GEOGRÁFICA	r (%)
Sierra	1
Costa, Oriente Y Galápagos	1.5

$$Pf = Po * \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n$$

Ecuación 5.8.- Población Futura utilizando el Método sugerido por el MIDUVI

Donde:

Pf = Población proyectada

Po = Población presente

r = Incremento probable por año

n = Número de años considerados

Para el caso analizado:

$$PP = 116 * \left(1 + \frac{1.5}{100}\right)^{25}$$

$$PP = 169 \text{ Hab.}$$

⁵ Ecuador. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Subsecretaría de Saneamiento Ambiental (SSA), Agencia de Los Estados Unidos Para El Desarrollo Internacional (USAID), Normas de Diseño para Sistemas de abastecimiento de agua Potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural, Quito, 1995. Pág. 22

5.5.1.5.- Análisis Poblacional

A continuación se presenta un resumen de las poblaciones futuras calculadas por los distintos métodos:

TABLA N°- 5.6.- Resumen de los Valores de Población Futura

MÉTODO	POBLACIÓN ESTIMADA (hb.)
Aritmético	234
Geométrico	340
Tasas de Crecientes	191
MIDUVI	169

Para la proyección de la población futura total se debe considerar la existencia de una población flotante, es decir aquella que en realidad no vive en la Isla "Las Casitas" pero que en ciertos días la visitan, principalmente por turismo, los cuales necesariamente utilizan las instalaciones de agua potable. Además se debe prever el hecho de que el sector se convertirá en zona turística y por tanto con mayor crecimiento poblacional.

Por lo anteriormente expuesto se asume un valor de población futura igual al calculado por el método geométrico, es decir la población estimada es de **340 hab.**

5.6.- CRITERIOS DE VELOCIDAD EN CONDUCTOS DE ALCANTARILLADO

El caudal de aguas deberá circular siempre a una velocidad suficiente para evitar la sedimentación de materia sólida en la alcantarilla. Para ello, las alcantarillas se proyectan con pendientes que aseguren una velocidad mínima de 0.60 m/s con sección llena o parcialmente llena. La velocidad será menor a 0.60 m/s cuando el llenado sea menor que la mitad del diámetro.

La velocidad cerca del fondo de la alcantarilla es la más importante a efectos de la capacidad transportadora del agua que fluye, se ha podido comprobar que una velocidad media de 0.30 m/s es suficiente para evitar un depósito importante de sólidos.

TABLA 5.7.- Criterios de Velocidades Mínimas en Conductos

DETALLE	VELOCIDAD MÍNIMA (m/s)
V mín. tubo lleno	0.6
v min tubo parcialmente lleno	0.3

Los criterios de velocidad máxima corresponden a la acción erosiva de la materia en suspensión en los conductos y de la naturaleza de dicha materia, es decir a la abrasión y corresponde a 4.5 m/s.

TABLA 5.8.- Criterios de Velocidades Máximas en Conductos

MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA A TUBO LLENO (m/s)	n
H.S. con uniones mortero cemento	2	0.013
H.S. con uniones mecánicas	3.5 – 4.0	0.013
Asbesto cemento	4.5 – 5.0	0.011
Plástico	4.5	0.011

5.7.- PENDIENTES MÍNIMAS:

A veces es conveniente que las alcantarillas tengan pendientes suaves para no hacer demasiada excavación, tener un recubrimiento mínimo o ajustarse a las exigencias locales, tales como cuando se trata de rellenos llanos o sea pequeño el desnivel total disponible.

Cuando las pendientes sean relativamente suaves, las pendientes y secciones de las alcantarillas se proyectarán de modo que la velocidad aumente progresivamente, o, por lo menos, se mantenga constante al pasar desde las entradas a la salida de la alcantarilla. Esto se hace así para que los sólidos vertidos en ella y transportados por la corriente sean conducidos y no se depositen en algún punto por una disminución de velocidad.

En general, las pendientes mínimas que se indican en la **TABLA N°- 5.9** son adecuadas para conductos de pequeño tamaño en la red de alcantarillado.⁶

TABLA 5.9.- Pendientes Mínimas

DIÁMETRO (mm)	PENDIENTE (m/m)
200	0.004
250	0.003
300	0.0022
375	0.0015
450	0.0012
525	0.001
600	0.0009
675 y mayores	0.0008

5.8.- DIÁMETROS Y/O SECCIONES DE LAS ALCANTARILLAS

El diámetro mínimo que deberá usarse en Sistemas de Alcantarillado será 0,20 m. para alcantarillado sanitario y 0.25 m para alcantarillado pluvial.

5.9.- TRANSICIONES – ESCALONES

Para efectos de diseño teórico, se considera el régimen hidráulico como uniforme y permanente; pero las condiciones reales en un tramo cualquiera no satisfacen estrictamente esta condición ya que el caudal no es constante y es además variable en velocidad y en altura de agua.

Si a esta circunstancia se adicionan los cambios de pendiente o de diámetro que suelen producirse entre tramos contiguos, se puede advertir las posibles consecuencias que sobre el régimen hidráulico se produzcan y que podrían indudablemente repercutir en el sistema, creando problemas de retroceso de aguas o sobre presiones en las tuberías.

⁶ España. Metcalf y Eddy. Inc., Tratamiento y Depuración de Aguas Residuales, Barcelona, 1977.

Pag. 115, 116

Para evitar tal circunstancia se proyectan las transiciones verticales entre dos colectores contiguos, por lo cual la diferencia de rasantes entre el colector de llegada y el colector de salida permite que la lámina de agua trate de mantener la permanencia del régimen.

Para la determinación de la transición se considera a los colectores como si estuvieran unidos en el centro de la boca de visita.

$$hr = (h_2 - h_1) + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + k * \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

Ecuación 5.9.- Transiciones Verticales entre Dos Colectores Contiguos

$K = 0.1$ Para régimen acelerado $V_2 > V_1$

$K = 0.2$ Para régimen retardado $V_2 < V_1$

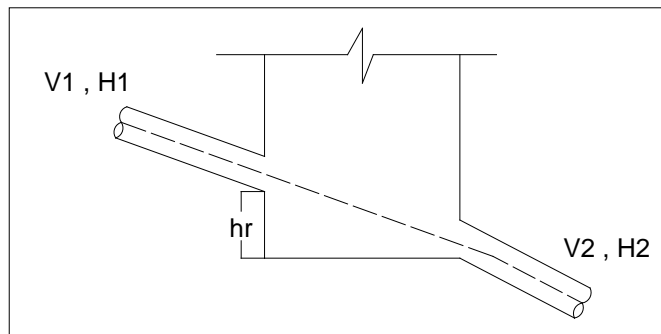


Figura 5.3.- Transiciones Verticales entre Dos Colectores Contiguos

Los valores así determinados para hr , representan la diferencia de elevación en el centro de la boca de visita entre el colector que llega a ella y el colector que arranca de ahí cuando el alineamiento entre ellos es recto.

De producirse un cambio de dirección habrá que considerar las pérdidas de carga adicionales provocadas por la curvatura, la cual puede determinarse aproximadamente por la siguiente expresión:⁷

⁷ Apuntes de Alcantarillado

$$hc = kc * \frac{vm^2}{2g}$$

Ecuación 5.10.- Pérdidas de Carga adicionales provocadas por la Curvatura

Donde:

hc = Pérdidas por curvatura

kc = Coeficiente que depende del ángulo de curvatura

vm = Mayor de las velocidades en transición

Cuando existe cambio de dirección:

$$hr = (h_2 - h_1) + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + k * \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + kc * \frac{vm^2}{2g}$$

Ecuación 5.11.- Transiciones Verticales totales entre Dos colectores Contiguos (considerando curvaturas)

Se interpreta como un descenso (hr positiva) o ascenso (hr negativa) respectivamente. Pero el último no se puede dar en la práctica por la sedimentación, entonces se tomaría como cero el hr.

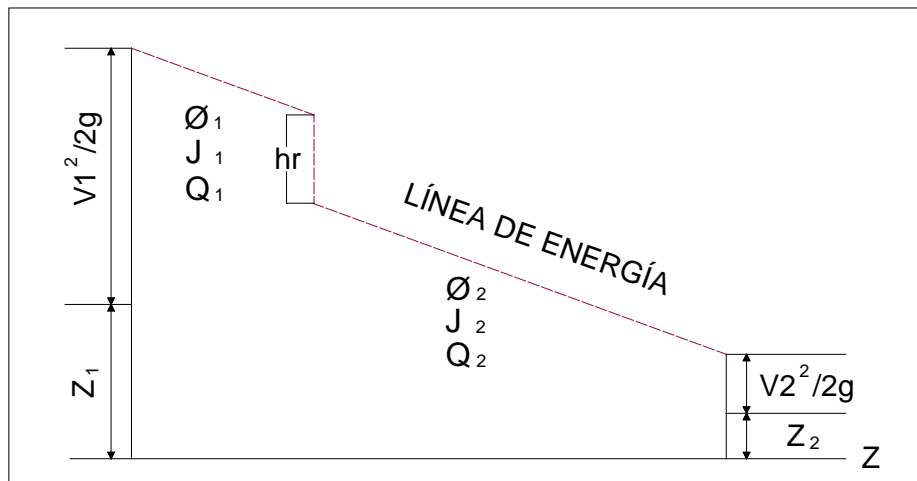


Figura 5.4.- Línea de Energía de Transiciones Verticales entre Dos Colectores Contiguos

5.10.- HIDRÁULICA DE COLECTORES

Las tuberías se diseñarán a tubo parcialmente lleno, con el 80% de capacidad máxima de la sección del tramo. Se mantendrá siempre las condiciones de flujo a gravedad si las condiciones topográficas lo permiten.

5.10.1.- FÓRMULAS PARA DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO

La fórmula empírica de Manning es la más práctica para el diseño de canales abiertos, actualmente se utiliza para conductos cerrados y tiene la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * J^{1/2}$$

Ecuación 5.12.- Ecuación de Manning para el Cálculo de la Velocidad

Donde:

$V =$ Velocidad (m/s)

$n =$ Coeficiente de rugosidad (adimensional)

$R =$ Radio hidráulico (m)

$J =$ Pendiente (m/m) en fracción

El Radio hidráulico se define como:

$$R = \frac{Am}{Pm}$$

Ecuación 5.13.- Radio Hidráulico

Donde:

$R =$ Radio hidráulico (m)

$Am =$ Área de la sección mojada (m^2)

$Pm =$ Perímetro de la sección mojada (m)

5.10.2.- FLUJO EN TUBERÍAS CON SECCIÓN LLENA

Para tuberías con sección llena el radio hidráulico se calcula como sigue:

$$R = \frac{D}{4}$$

Ecuación 5.14.- Radio Hidráulico para Tuberías con Sección Llena

Donde:

$$D = \text{Diámetro (m)}$$

Sustituyendo el valor de (R), en la fórmula de Manning para tuberías a sección llena se tiene:

$$V = \frac{0.397}{n} * D^{2/3} * J^{1/2}$$

Donde:

$$D = \text{Diámetro (m)}$$

$$n = \text{Coeficiente de rugosidad de Manning}$$

$$J = \text{Pendiente}$$

En función del caudal:

$$Q = V * A$$

Ecuación 5.15.- Ecuación de Continuidad

Donde:

$$Q = \text{Caudal (m}^3/\text{s)}$$

$$A = \text{Área de la sección circular (m}^2\text{)}$$

5.10.3.- FLUJO EN TUBERÍAS CON SECCIÓN PARCIALMENTE LLENA

Para tuberías con sección parcialmente llena:

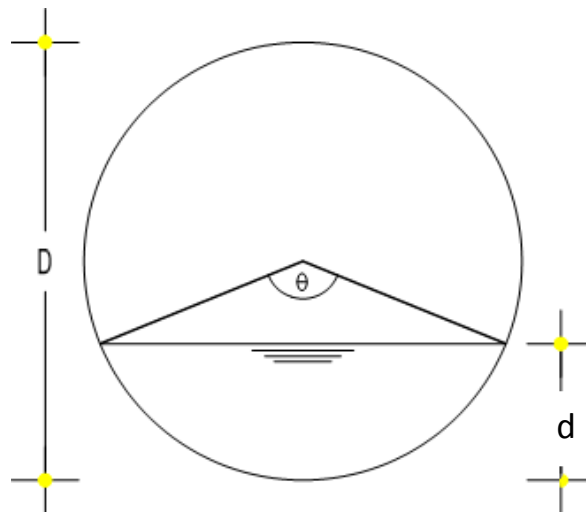


Figura 5.5.- Sección de una Tubería Parcialmente Llena

$$\theta = 2 * \arccos * \left[1 - \frac{2 * h}{D} \right]$$

Ecuación 5.16.- Ángulo central θ° (en grado sexagesimal)

Radio hidráulico:

$$R = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 * \text{sen } \theta^\circ}{2 * \pi * \theta^\circ} \right)$$

Ecuación 5.17.- Radio Hidráulico para Tuberías con Sección Parcialmente Llena

Sustituyendo el valor de (R), en la fórmula de Manning para tuberías con sección parcialmente llena se logra:

$$V = \frac{0.397}{n} * D^{2/3} * J^{1/2}$$

Ecuación 5.18.- Ecuación de Manning para Cálculo de la Velocidad en Tuberías con Sección Parcialmente Llena

En función del caudal:

$$Q = \frac{0.312}{n} * D^{8/3} * J^{1/2}$$

Ecuación 5.19.- Caudal para Tuberías con Sección Parcialmente Llena

5.10.4.- PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LOS CONDUCTOS CIRCULARES

Las relaciones hidráulicas fundamentales surgen a partir de que la conducción puede trabajar parcialmente llena o totalmente llena, por lo que se tiene:

$$v = \frac{1}{n} * r_h^{2/3} * j^{1/2}$$

$$\frac{v}{V} = \frac{N}{n} * \left(\frac{r_h}{R_H} \right)^{2/3} * \left(\frac{j}{J} \right)^{1/2}$$

$$\frac{q}{Q} = \frac{N}{n} * \frac{a}{A} * \left(\frac{r_h}{R_H}\right)^{\frac{1}{6}}$$

5.10.5.- RELACIÓN d/D

$$\frac{d}{D} = -9.0716 * \left(\frac{q}{Q}\right)^6 + 33.705 * \left(\frac{q}{Q}\right)^5 - 48.018 * \left(\frac{q}{Q}\right)^4 + 33.526 * \left(\frac{q}{Q}\right)^3 - 12.247 * \left(\frac{q}{Q}\right)^2 + 2.97669 * \left(\frac{q}{Q}\right) + 0.0416$$

Ecuación 5.20.- Relación d/D

5.10.6.- RELACIÓN v/V

$$\frac{v}{V} = -31.842 * \left(\frac{q}{Q}\right)^6 + 109.45 * \left(\frac{q}{Q}\right)^5 - 146.61 * \left(\frac{q}{Q}\right)^4 + 96.619 * \left(\frac{q}{Q}\right)^3 - 32.826 * \left(\frac{q}{Q}\right)^2 + 6.0821 * \left(\frac{q}{Q}\right) + 0.1879$$

Ecuación 5.21.- Relación v/V

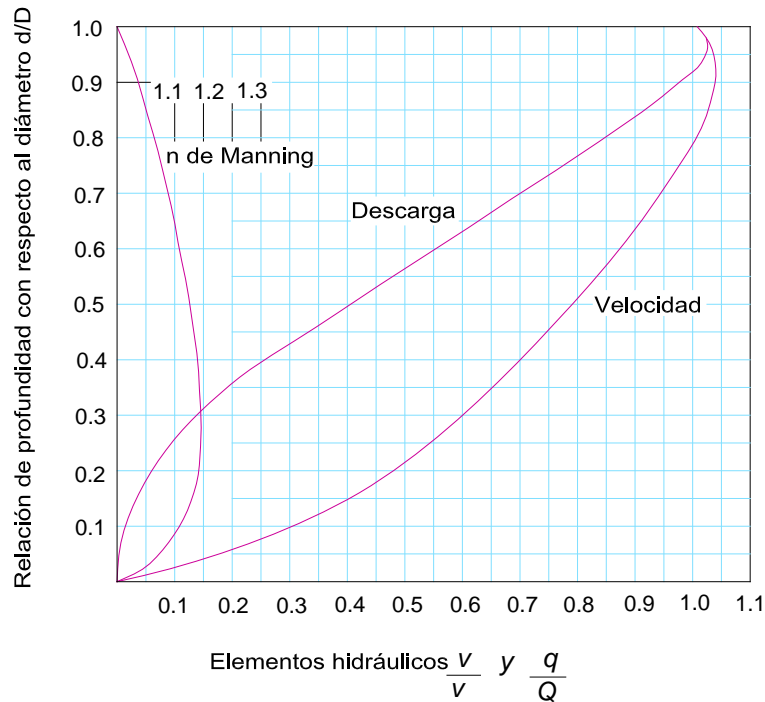


Figura 5.6.- Variación del Flujo y la Velocidad con la Profundidad en Tuberías Circulares

5.11.-POZOS DE REVISIÓN:

El acceso a las tuberías para su mantenimiento se deberá realizar mediante los pozos de registro o revisión.

Los distintos tipos de pozos deben permitir las adecuadas ventilaciones que requiere el sistema. Los pozos deberán colocarse conforme a los siguientes criterios:⁸

- En todo cambio de dirección y/o pendiente, diámetro o material de la conducción.
- A distancia compatible con el método de desobstrucción previsto y hasta un valor máximo de 100 m.
- Al comienzo de todas las tuberías
- Los pozos de registro deberán ser de forma cilíndrica, de diámetro interior mínimo de 1.0 m. de forma prismática de sección interior mínima de 1.0 x 1.0 metros.
- Las tapas deberán ser resistentes para las condiciones de instalación previstas, particularmente las localizadas en calzadas.
- Las tapas de comienzo de cada tramo y las intermedias correspondientes a tramos sin conexiones domiciliarias o ventilaciones, deberán disponer de orificios que posibiliten la ventilación del sistema.
- La profundidad será la necesaria para realizar los empalmes de las tuberías.
- El fondo se dispondrá en forma de canales (media caña) de sección y pendiente adecuada a la tubería de entrada y salida. La altura del canal será $h = \frac{1}{2} D$.
- La cota de fondo será la que corresponda al invertido del conducto más bajo.

⁸ Ecuador. Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Quito (EMAAP-Q). Normas de diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EMAAP-Q. pág. 47

- En el caso en que una tubería entrante al pozo de registro con su invertido a un nivel de 0.80 m. o mayor sobre el invertido de la tubería de salida, se dispondrá mediante un ramal adecuado un salto previo.

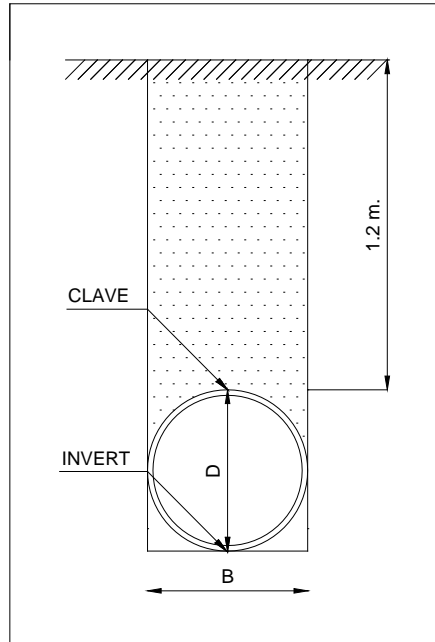


Figura 5.7.- Corte de la zanja de Instalación del Pozo

- Se debe tener mucho cuidado cuando a un pozo de revisión llegan tuberías y a su vez sale una de inicio desde él, la cota del invert, de la tubería de inicio debe estar como mínimo a la altura de la cota de la clave de la tubería de menor profundidad para garantizar que el tramo sea de inicio.

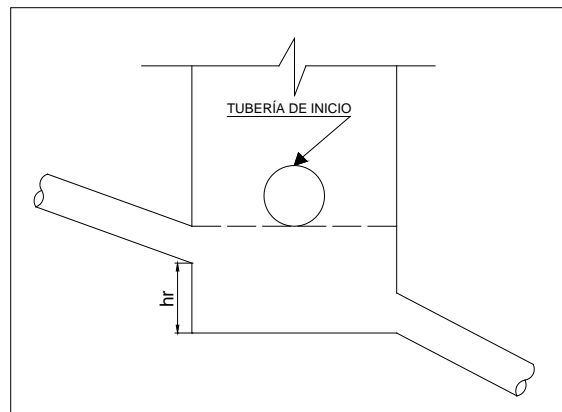


Figura 5.8.- Consideraciones para Tramo de Inicio en Pozo de Paso

Los pozos de salto interior para desniveles $h \leq 0.70$ m se aceptarán para tuberías con diámetros menores o iguales a 300 mm. Para caídas superiores a 0.70 m, se proyectará caídas externas con o sin colchón de agua, mediante estructuras especiales. De ser necesario se optimizará el diseño utilizando colectores con disipadores de energías, como tanques, gradas u otros. En ningún caso la estructura del pozo servirá como disipador de energía.

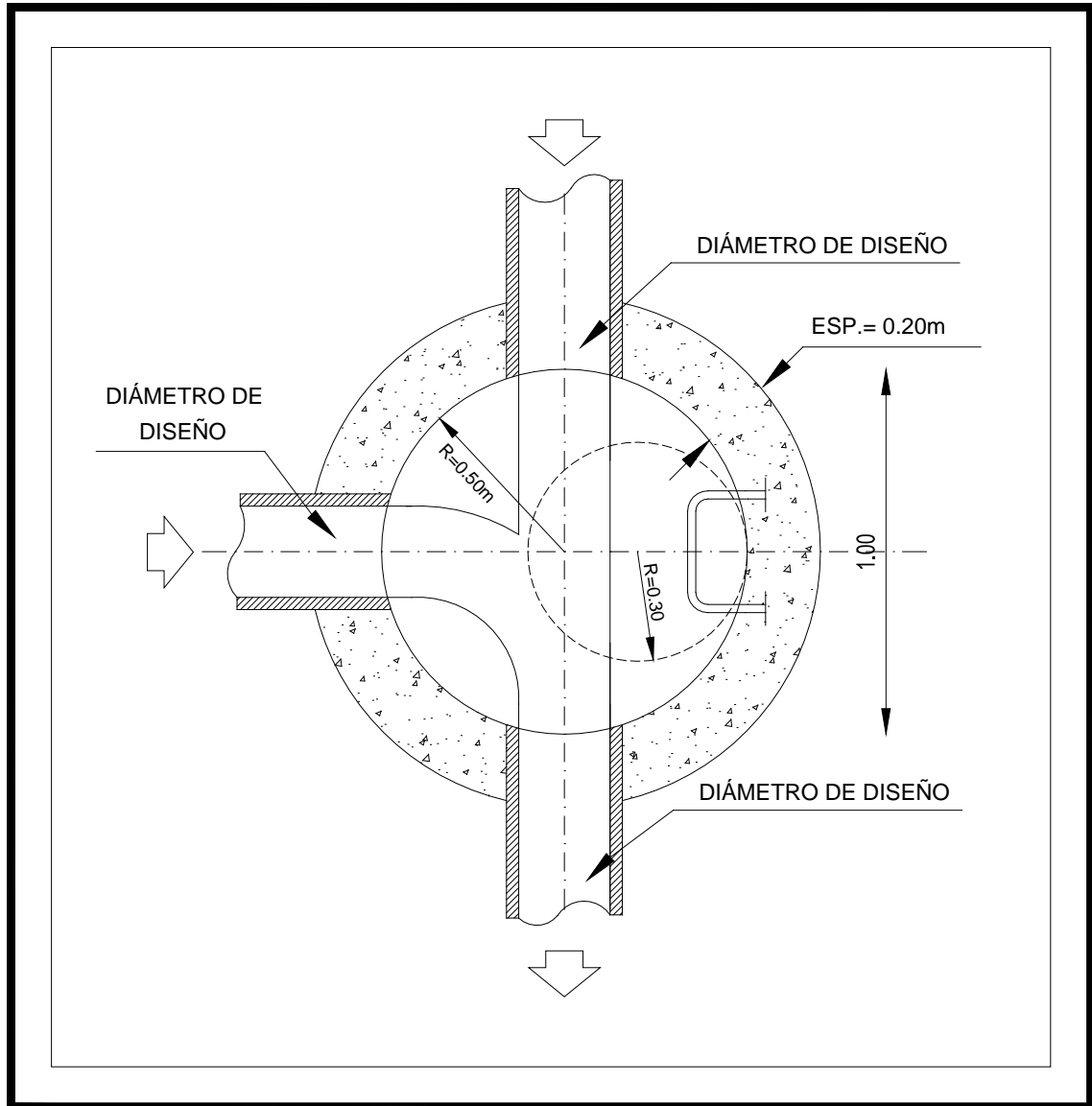


Figura 5.9.- Vista en Planta de un Pozo con Dos Entradas y una Salida

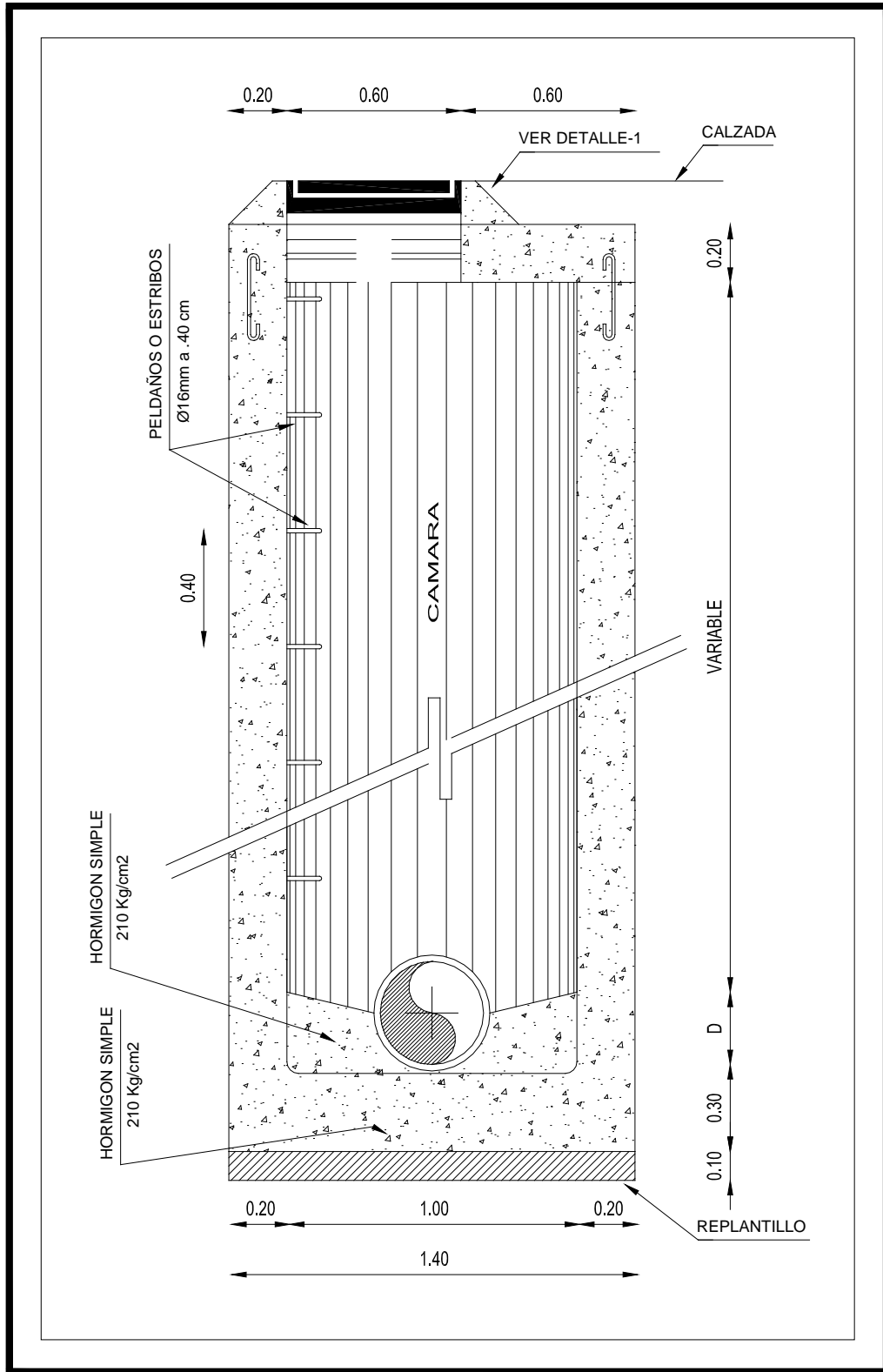


Figura 5.10.- Corte de un Pozo de Revisión Tipo

Al entregar caudales a otro conducto y a cauces naturales la entrega del flujo se realizará en condiciones libres, es decir que el calado normal del cuerpo receptor no sea mayor que el calado normal del flujo de entrega. Para lograrlo se puede hacer mediante saltos que permitan mantener una diferencia positiva de calados y la integración correcta de los mismos en el flujo de salida. Se controlará en especial los tramos de ingreso con pendientes muy bajas.

5.12.-CONEXIONES DOMICILIARIAS:

Las conexiones domiciliarias deberán colocarse conforme a los siguientes criterios:

- Las conexiones domiciliarias externas serán de diámetro 0.15 m. y se instalarán con una pendiente mínima del 2 % hacia la tubería de alcantarillado.
- Los materiales a emplear serán en general los indicados por las tuberías.
- La profundidad de la conexión en línea de fábrica será de 0.60 m o mayor.
- Los empalmes de las conexiones domiciliarias con las tuberías se harán mediante ramales a 45° que desemboquen en la parte superior de la colectora en el mismo sentido que el flujo.
- En todos los casos las conexiones domiciliarias pasarán por debajo de las tuberías de distribución de agua potable por lo menos a 0.15 m. Cuando no se pueda satisfacer éste requisito, se deberá realizar una envoltura de hormigón al tramo de la conexión domiciliaria.⁹

⁹ Ecuador. Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Quito (EMAAP-Q). Normas de diseño de Sistemas de Alcantarillado. Pág. 48

CAPITULO 6.

DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

6.1.- PARÁMETROS DE DISEÑO

6.1.1.- DOTACIÓN DE AGUA POTABLE:

La dotación es la cantidad de agua asignada a cada habitante, considerando todos los consumos de los servicios y las pérdidas físicas que existen en cualquier sistema de distribución, su unidad es en lts/hab/día

Para cuantificar el aporte de aguas residuales, se tomarán en cuenta los valores de dotación de agua potable en función del clima, habitantes considerados como población del proyecto, características económicas, culturales y datos de consumo medido por zonas y categorías.

TABLA 6.1.- Dotaciones Recomendadas de Agua Potable

POBLACIÓN (Habitantes)	CLIMA	DOTACIÓN MEDIA FUTURA (lt./hab./día)
Hasta 5000	Frío	120 - 150
	Templado	130 - 160
	Cálido	170 - 200
5000 a 50000	Frío	180 - 200
	Templado	190 - 220
	Cálido	200 - 230
más de 50000	Frío	> 200
	Templado	> 220
	Cálido	> 230

Fuente: Ecuador, Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (I.E.O.S) pág. - 60

Según las normas del Ex – IEOS, las dotaciones recomendadas para poblaciones de hasta 5000 Hb. que se encuentran ubicadas en zonas cálidas, oscilan entre 170 – 200 lt./hab./día. Para el diseño se utilizará el máximo 200 lt./hab./día.

6.1.2.- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN

Se establece el criterio de valorar el gasto de dotación de drenaje sanitario como un porcentaje del gasto del consumo de agua potable.

Estudios estadísticos han estimado que el porcentaje de agua abastecida que llega a la red de alcantarillado oscila entre el 70% y el 80% de la dotación de Agua Potable.

Para los fraccionamientos de la Comunidad “Las Casitas” se establece el 80% de la dotación del agua potable, considerando que el 20% se consume o se pierde en el riego de áreas verdes y pérdidas en tuberías

6.1.3.- CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO:

El caudal de diseño es igual a la suma del caudal máximo de aguas servidas más el caudal de infiltración y más el caudal de aguas ilícitas.

6.1.3.1.- Caudal de Aguas Servidas:

El caudal sanitario estará conformado por las aguas de origen doméstico, residencial e industrial.

El caudal medio de las aguas residuales se considera, como ya se expuso en 6.1.2, igual al 80% de la dotación de agua potable¹

$$Q_{AS} = \frac{(0.8 * D_o) * P_f}{86400}$$

Ecuación 6.1.- Caudal de Aguas Servidas

Donde:

Q_{AS} = Caudal medio de aguas servidas (l/s)

P_f = Población futura (hab.)

D_o = Dotación (l/hab/día)

¹ Ecuador. Ministerio de Salud Pública, Subsecretaria de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias e Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias(I.E.O.S.), Normas tentativas para el diseño de sistemas de abastecimientos de agua potable y sistemas de alcantarillado urbanos y rurales

6.1.3.2.- Coeficiente de Simultaneidad o Mayoración (M)

El caudal medio de aguas servidas se utilizará siempre como parámetro para obtener el caudal máximo instantáneo, para lo cual se lo afectará por el coeficiente de simultaneidad o de mayoración "M" igual a:

$$M = \frac{2.228}{Q_{AS}^{0,073325}}$$

Ecuación 6.2.- Coeficiente de Mayoración

Donde:

M = Coeficiente de simultaneidad o mayoración

Condición = M = 4, cuando Q < 4 l/s)

Rango de límites = 1.5 ≤ M ≤ 4

Q_{AS} = Caudal medio diario de aguas servidas en (l/s)

6.1.3.3.- Caudal de Infiltración:

Es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, principalmente freáticas, a través de fisuras en las tuberías, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de tuberías con pozos de inspección y demás estructuras, y en éstos cuando no son completamente impermeables.

Su estimación se hace en lo posible a partir de aforos en el sistema, en horas cuando el consumo de agua es mínimo, y de consideraciones sobre la naturaleza y permeabilidad del suelo, la topografía de la zona y su drenaje, la cantidad y distribución temporal de la precipitación, la variación del nivel freático con respecto a las cotas clave de las tuberías, las dimensiones, estado y tipo de tuberías, los tipos, número y calidad constructiva de uniones y juntas, el número de pozos de inspección y demás estructuras, y su calidad constructiva.

En ausencia de medidas directas o ante la posibilidad de determinar el caudal por infiltración, el aporte puede establecerse con base en los valores de la **TABLA N°- 6.2**, en donde el valor inferior del rango dado corresponde a condiciones

constructivas más apropiadas, mayor estanquidad de tuberías y estructuras complementarias y menor amenaza sísmica.

La caracterización de la infiltración en alta, media y baja se relaciona con las características topográficas, de suelos, niveles freáticos y precipitación².

TABLA 6.2.- Parámetros de Caudales de Infiltración

CAUDAL DE INFILTRACIÓN			
Nivel de complejidad del sistema	Infiltración alta (l/s - ha)	Infiltración media (l/s - ha)	Infiltración baja (l/s - ha)
Bajo y medio	0.1 - 0.3	0.1 - 0.3	0.05 - 0.2
Medio alto y alto	0.15 - 0.4	0.1 - 0.3	0.05 - 0.2

6.1.3.4.- Caudal de Aguas Ilícitas:

Existe la posibilidad del ingreso de aguas lluvias ilícitas al Sistema de Alcantarillado Sanitario a través de conexiones prohibidas ubicadas dentro de patios, de jardines, desde las cubiertas e inclusive a través de las etapas de los pozos o cajas de revisión del alcantarillado sanitario.

Su valor es de difícil estimación, aunque se sugiere no disminuir de 80 lts/hab./día.

$$Q_{ilicitas} = 80 \frac{lts}{hab * día}$$

Ecuación 6.3.- Caudal de Aguas Ilícitas

6.2.- DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Los cálculos realizados, a partir de las indicaciones antes mencionadas, se encuentran detalladas en el Ejemplo de cálculo, (6.2.1)

² Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EMAAP – Q. Capítulo 4 pág.33

Para la obtención de los diferentes parámetros de diseño, se ha elaborado un programa en Excel que nos permita resumir el cálculo de diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario. **TABLA N°- 6.3**

6.2.1.-EJEMPLO DE CÁLCULO

A continuación se presentan un ejemplo de cálculo a partir de los criterios antes mencionado y referidos a la condiciones de distribución del **PLANO N°- 2**

DATOS:

- **Tramo = P2 – P5**
- **Cota P 2 = 3.922 m.s.n.m.**
- **Cota P 5 = 4.054 m.s.n.m.**
- **Longitud = 76.9 m.**
- **Dotación de Agua Potable = 200 lt/hab/día**

TRAMO P2 – P5

PARÁMETROS SANITARIOS

- **Densidad Poblacional:**

$$DP = \frac{Pf}{Af} = \frac{340 \text{ hab.}}{8.0 \text{ Ha}}$$

$$DP = 42.5 \text{ hb/Ha}$$

- **Área Parcial:**

$$A = A(P2 - P5)$$

$$A = 2700 \text{ m}^2$$

$$A = 0.27 \text{ Ha}$$

- **Área Acumulada:**

$$A (P1 - P2) = 1900 \text{ m}^2$$

$$A (P2 - P3) = 2300 \text{ m}^2$$

$$A = 0.42 \text{ Ha}$$

- **Área total Acumulada**

$$At = 0.27 + 0.42$$

$$At = 0.68 \text{ Ha}$$

- **Población Acumulada:**

$$Pa = \text{Área acumulada} * \text{Densidad}$$

$$Pa = 0.68 \text{ Ha} * 42.5 \text{ ha/Ha}$$

$$Pa = 29 \text{ hb}$$

- **Caudal de Aguas Servidas**

$$Q_{AS} = \frac{(0.8 * D_o) * Pf}{86400}$$

$$Q_{AS} = \frac{(0.8 * 200) * 29}{86400}$$

$$Q_{AS} = 0.054 \text{ l/s}$$

- **Coefficiente de simultaneidad o mayoración (M):**

$$M = \frac{2.228}{Q_{AS}^{0.073325}}$$

Condición : M = 4, cuando Q < 4 l/s

$$M = 4$$

- **Caudal Sanitario:**

$$Q_{san} = Q_{AS} * M$$

$$Q_{san} = 0.054 * 4$$

$$Q_{san} = 0.216 \text{ l/s}$$

- **Caudal de Infiltración:**

$$Q_{inf} = \frac{14 * \text{Área acumulada}}{86400}$$

$$Q_{inf} = \frac{14 * 0.68 * 1000}{86400}$$

$$Q_{inf} = 0.111 \text{ l/s}$$

- **Caudal de Aguas Ilícitas:**

$$Q_{ilícitas} = \frac{80 * \text{Población Acumulada}}{86400}$$

$$Q_{ilícitas} = \frac{80 * 29}{86400}$$

$$Q_{ilícitas} = 0.027 \text{ l/s}$$

- **Caudal Sanitario de diseño:**

$$Q_{diseño sanitario} = Q_{san} + Q_{inf} + Q_{ilícitas}$$

$$Q_{diseño sanitario} = 0.219 + 0.113 + 0.027$$

$$Q_{diseño sanitario} = 0.353 \text{ l/s}$$

DISEÑO DEL TRAMO P2 – P5:

- **Adoptamos un Diámetro:**

$$D = 0.20 \text{ m}$$

DATOS:

- **Caudal** = 0.353 l/s
- **i** = 1%
- **Diámetro** = 0.20 m
- **n** = 0.011

- **Fórmula de Continuidad:**

$$Q = A * V$$

- **Área de la sección**

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

$$A = \frac{\pi * 0.20^2}{4}$$

$$A = 0.03 \text{ m}$$

- **Perímetro de la sección:**

$$P = \pi * D$$

$$P = \pi * 0.20$$

$$P = 0.63 \text{ m}$$

- **Cálculo del caudal a tubería llena:**

$$V = \frac{1}{n} * J^{1/2} * R^{2/3}$$

$$Q_{lleno} = \frac{\frac{\pi * D^2}{4} * J^{1/2} * \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3}}{n}$$

$$Q_{lleno} = \frac{\frac{\pi * 0.20^2}{4} * 0.01^{1/2} * \left(\frac{0.20}{4}\right)^{2/3}}{0.011}$$

$$Q_{lleno} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{lleno} = 38.762 \text{ l/s}$$

$$Q_{lleno} > Q_{DISEÑO} \quad OK$$

- **Relación d/D**

$$\frac{d}{D} = -9.0716 * \left(\frac{q}{Q}\right)^6 + 33.705 * \left(\frac{q}{Q}\right)^5 - 48.018 * \left(\frac{q}{Q}\right)^4 + 33.526 * \left(\frac{q}{Q}\right)^3 - 12.247 * \left(\frac{q}{Q}\right)^2 + 2.97669 * \left(\frac{q}{Q}\right) + 0.0416$$

$$\frac{d}{D} = -9.0716 * \left(\frac{0.353}{38.762}\right)^6 + 33.705 * \left(\frac{0.353}{38.762}\right)^5 - 48.018 * \left(\frac{0.353}{38.762}\right)^4 + 33.526 * \left(\frac{0.353}{38.762}\right)^3 - 12.247 * \left(\frac{0.353}{38.762}\right)^2 + 2.97669 * \left(\frac{0.353}{38.762}\right) + 0.0416$$

$$\frac{d}{D} = 0.07$$

$$d = 0.07 * 0.20$$

$$d = 0.01$$

- **Relación v/V**

$$V_{lleno} = \frac{1}{n} * J^{1/2} * R^{2/3}$$

$$V_{lleno} = \frac{1}{0.011} * 0.01^{1/2} * \left(\frac{0.20}{4}\right)^{2/3}$$

$$V_{lleno} = 1.23 \text{ m/s}$$

$$\frac{v}{V} = -31.842 * \left(\frac{q}{Q}\right)^6 + 109.45 * \left(\frac{q}{Q}\right)^5 - 146.61 * \left(\frac{q}{Q}\right)^4 + 96.619 * \left(\frac{q}{Q}\right)^3 - 32.826 * \left(\frac{q}{Q}\right)^2 + 6.0821 * \left(\frac{q}{Q}\right) + 0.1879$$

$$\frac{v}{V} = -31.842 * \left(\frac{0.353}{38.762}\right)^6 + 109.45 * \left(\frac{0.353}{38.762}\right)^5 - 146.61 * \left(\frac{0.353}{38.762}\right)^4 + 96.619 * \left(\frac{0.353}{38.762}\right)^3 - 32.826 * \left(\frac{0.353}{38.762}\right)^2 + 6.0821 * \left(\frac{0.353}{38.762}\right) + 0.1879$$

$$\frac{v}{V_{lleno}} = 0.24$$

$$v = 0.24 * V_{lleno}$$

$$v = 0.24 * 1.23$$

$$v = 0.30 \text{ m/s}$$

$$\frac{Q_{DISEÑO}}{Q_{lleno}} = \frac{0.353}{38.762} = 0.009$$

- **Cálculo de hr:**

$$SI : V(P2 - P5) > [MAX (V(P1 - P2), V(P3 - P2))] \rightarrow K = 0.1$$

$$SI : V(P2 - P5) < [MAX (V(P1 - P2), V(P3 - P2))] \rightarrow K = 0.2$$

$$V(P2 - P5) = 0.30 \text{ m/s}$$

$$V(P1 - P2) = 0.30 \text{ m/s}$$

$$V(P3 - P2) = 0.32 \text{ m/s}$$

$$V(P2 - P5) < V(P3 - P2) \rightarrow K = 0.2$$

$$hr = (h_2 - h_1) + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + k * \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

$$hr = (0.01 - 0.01) + \left(\frac{0.30^2}{19.62} - \frac{0.32^2}{19.62} \right) + 0.2 * \left(\frac{0.30^2}{19.62} - \frac{0.32^2}{19.62} \right)$$

$$hr = 0.004 \text{ m}$$

- **Para cambio de dirección:**

$$hc = kc * \frac{vm^2}{2g}$$

$$hc = 0.25 * \frac{0.32^2}{19.62}$$

$$hc = 0.0107$$

- **Hr total:**

$$hr_{total} = 0.0013 \text{ m}$$

$$hr_{total} = 1 \text{ cm}$$

TABLA N°- 6.3.- DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO
PARA LA COMUNIDAD LAS CASITAS

DENSIDAD POBLACIONAL (DP) 42.5 Hab/Ha
DOTACIÓN (Do) 200 L/Hab/día
PERIODO DE RETORNO 10 Años
COEF. DE RUGOSIDAD 0.011 Tubería de PVC

DESCRIPCIÓN DEL TRAMO			ÁREA		POBLACIÓN Acum. (Hab)	CAUDAL DE AGUAS SERVIDAD					CAUDAL DISEÑO q _s (lt/s)	DISEÑO DEL COLECTOR										Cálculo del Salto			COTAS				PROFUNDIDAD		TIPO DE TUBERÍA							
CALLE	POZO		L (m)	Parcial (Ha)		Acum. (Ha)	Q san. Parcial (lt/s)	M	Q sanit. (lt/s)	Q inf. (lt/s)		Q ilícitas (lt/s)	Caudal aguas servidas	D (cal.) (m)	D (Ado.) (m)	J %	área sección (m ²)	Perímetro (m)	TUBERÍA LLENA			Q _{dis} /Q	d/D (%)	v/v	V DISEÑO (m/s)	d (m)	Salto hr (cm)	V min (m/s)	TERRENO			COLECTOR		Aguas arriba (m)	Aguas abajo (m)	Salto total (m)		
	DE	A			Rh. (m)						V (m/s)								Q (L/s)	Aguas arriba	Aguas abajo								Aguas arriba	Aguas abajo								
2da Transversal	P1	P2	36.55	0.19	0.19	8	0.015	4	0.059	0.030	0.007	0.096	0.096	0.02	0.20	1.5	0.03	0.63	0.05	1.51	47.473	0.002	0.05	0.20	0.30	0.01		0.30	4.143	3.922	2.943	2.395	1.20	1.53		PVC		
	P2	P5	76.9	0.27	0.68	29	0.054	4	0.216	0.111	0.027	0.353	0.353	0.04	0.20	1	0.03	0.63	0.05	1.23	38.762	0.009	0.07	0.24	0.30	0.01		0.30	3.922	4.054	2.395	1.626	1.53	2.43		PVC		
2da Longitudinal	P3	P2	56.8	0.23	0.23	10	0.018	4	0.071	0.037	0.009	0.117	0.117	0.02	0.20	1.7	0.03	0.63	0.05	1.61	50.539	0.002	0.05	0.20	0.32	0.01		0.30	4.679	3.922	3.359	2.393	1.32	1.53	0.00	PVC		
POZO	P2																																					
3ra Longitudinal	P4	P5	56.8	0.26	0.26	11	0.021	4	0.083	0.042	0.010	0.135	0.135	0.02	0.20	2	0.03	0.63	0.05	1.74	54.817	0.002	0.05	0.20	0.35	0.01		0.30	4.042	4.054	2.762	1.626	1.28	2.43	0.01	PVC		
POZO	P5																																					
3ra Longitudinal	P5	P6	53.25	0.10	1.05	45	0.082	4	0.330	0.170	0.041	0.541	0.541	0.04	0.20	1.5	0.03	0.63	0.05	1.51	47.473	0.011	0.07	0.25	0.38	0.01		0.30	4.054	4.171	1.626	0.827	2.43	3.34		PVC		
POZO	P6																																					
3ra Longitudinal	P6	P8	46.2	0.08	1.48	63	0.116	4	0.465	0.239	0.058	0.762	0.762	0.05	0.20	1.1	0.03	0.63	0.05	1.29	40.654	0.019	0.09	0.29	0.38	0.02		0.30	4.171	4.184	0.827	0.319	3.34	3.87		PVC		
3da Transversal	P7	P6	76.9	0.35	0.35	15	0.028	4	0.110	0.057	0.014	0.181	0.181	0.02	0.20	2.1	0.03	0.63	0.05	1.79	56.171	0.003	0.05	0.21	0.37	0.01		0.30	3.821	4.171	2.441	0.826	1.38	3.34	0.01	PVC		
2da longitudinal	P11	p9	84.00	0.21	0.21	9	0.017	4	0.067	0.034	0.008	0.109	0.109	0.02	0.20	1.5	0.03	0.63	0.05	1.51	47.473	0.002	0.05	0.20	0.30	0.01		0.30	4.211	3.934	2.861	1.601	1.35	2.33		PVC		
4ta transversal	P9	P8	67.30	0.29	0.50	21	0.039	4	0.156	0.081	0.019	0.256	0.256	0.03	0.20	2	0.03	0.63	0.05	1.74	54.817	0.005	0.06	0.22	0.38	0.01		0.30	3.934	4.184	1.601	0.255	2.33	3.93	0.01	PVC		
2da longitudinal	P14	P15	60.80	0.14	0.14	6	0.011	4	0.044	0.023	0.006	0.073	0.073	0.02	0.20	1.7	0.03	0.63	0.05	1.61	50.539	0.001	0.05	0.20	0.32	0.01		0.30	4.577	3.688	3.377	2.343	1.20	1.34		PVC		
POZO	15																																					
2da longitudinal	P15	P11	58.75	0.12	0.27	11	0.020	4	0.081	0.043	0.010	0.135	0.135	0.02	0.20	1.3	0.03	0.63	0.05	1.41	44.195	0.003	0.05	0.21	0.30	0.01		0.30	3.688	4.211	2.343	1.580	1.34	2.63		PVC		
POZO	11																																					
5ta transversal	P11	P10	49.70	0.13	0.39	17	0.031	4	0.126	0.064	0.016	0.205	0.205	0.03	0.20	1.2	0.03	0.63	0.05	1.35	42.461	0.005	0.06	0.22	0.30	0.01		0.30	4.211	3.999	1.580	0.983	2.63	3.02		PVC		
POZO	10																																					
6ta transversal	P14	P13	44.05	0.08	0.08	3	0.006	4	0.022	0.012	0.003	0.037	0.037	0.01	0.20	1.6	0.03	0.63	0.05	1.56	49.030	0.001	0.04	0.19	0.30	0.01		0.30	4.577	4.170	3.377	2.672	1.20	1.50		PVC		
POZO	13																																					
3ra Longitudinal	P13	P12	59.65	0.14	0.22	9	0.017	4	0.067	0.035	0.008	0.110	0.110	0.02	0.20	1.4	0.03	0.63	0.05	1.46	45.864	0.002	0.05	0.20	0.30	0.01		0.30	4.170	4.089	2.672	1.837	1.50	2.25		PVC		
POZO	12																																					
3ra Longitudinal	P12	P10	59.65	0.14	0.36	15	0.028	4	0.111	0.059	0.014	0.184	0.184	0.03	0.20	1.5	0.03	0.63	0.05	1.51	47.473	0.004	0.05	0.21	0.32	0.01		0.30	4.089	3.999	1.837	0.942	2.25	3.06		PVC		
3ra Longitudinal	P10	P8	81.90	0.19	0.95	40	0.074	4	0.296	0.154	0.037	0.487	0.487	0.05	0.20	0.9	0.03	0.63	0.05	1.14	35.737	0.014	0.08	0.26	0.30	0.02		0.30	3.999	4.184	0.942	0.246	3.06	3.94	0.02	PVC		
POZO	8																																					
Descarga	P8	P16	12.00	0	2.92	124	0.230	4	0.919	0.473	0.115	1.507	1.507	0.06	0.20	1	0.03	0.63	0.05	1.23	38.762	0.039	0.14	0.38	0.47	0.03		0.30	4.131	4.000	0.230	0.110	3.90	3.89		PVC		

CAPITULO 7.

DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

7.1.- PARÁMETROS DE DISEÑO

Este sistema tiene por objeto solucionar los problemas de captación y evacuación de aguas provenientes de la precipitación pluvial para lo cual es necesario establecer una serie de elementos colectores y canales que permitan evacuar rápidamente el agua de la calzada generando así un área de drenaje y evacuación eliminando de esta manera anegamientos de agua, posibilidades de inundación y optimizando las condiciones de circulación peatonal y vehicular.

7.1.1.- CAUDAL DE DISEÑO DE AGUAS LLUVIAS

Existen varios métodos para el cálculo de diseño de aguas lluvias; dada su facilidad, aplicación y recomendaciones, se utilizará el Método Racional, cuya ecuación se detalla a continuación¹:

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Ecuación 7.1.- Caudal Pluvial (Método Racional)

Donde:

Q = Caudal de aguas lluvias (m^3/s)

C = Coeficiente de escurrimiento o impermeabilidad

I = Intensidad de lluvia (mm/h)

A = Área de drenaje o aportación (km^2)

Este método es aplicable para áreas totales de drenaje menores o iguales a 100 Ha, por lo que se justifica claramente la aplicación de este método para el Proyecto de Alcantarillado en la Isla “Las Casitas”.

7.1.2.- COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)

¹ IEOS (Capítulo 5) Caudales de diseño de aguas lluvias.

“Es la relación existente entre el agua que escurre (agua no evaporada, infiltrada o estancada) y la precipitación total, para el área considerada en el diseño. Este coeficiente depende de diferentes factores como son la impermeabilidad del terreno, la intercepción por vegetación, evaporación, retención en depresiones, tipo de zona.”

“El valor del coeficiente de escurrimiento (C) varía con respecto al tiempo que necesita el agua para humedecer el suelo”.²

Para la determinación del coeficiente de escurrimiento se utilizó la **TABLA N°-7.1**, debido a que analiza realmente todos los parámetros que intervienen para la determinación del coeficiente de escurrimiento.

TABLA 7.1.- Evaluación del coeficiente de escurrimiento según los índices (**k**)

K				
1.- Relieve del terreno	40 Muy accidentado, pendiente superior al 30%	30 Accidentado, pendiente entre 10 - 30%	20 Ondulado, pendiente entre 5 - 10 %	10 Llano, pendiente menor al 5%
2.-Permeabilidad del suelo	20 Muy impermeable roca	15 Bastante impermeable arcilla	10 Bastante permeable normal	5 Muy permeable arena
3.-Vegetación	20 Ninguna	15 Poca, menos del 10% de la superficie	10 Bastante, hasta el 50% de superficie	5 Mucha, hasta 90% de la superficie
4.-Capacidad de almacenaje de agua	20 Ninguna	15 Poca	10 Bastante	5 Mucha
Valor de K comprendido entre	75 - 100	50 - 75	30 - 50	25 - 30
Valor de "C"	0,65 - 0,80	0,50 - 0,65	0,35 - 0,50	0,20 - 0,35

Fuente: Drenaje Vial y Urbano de la Universidad del Cauca - Colombia

² Cadena Cepeda, Raúl. La teoría de las redes de Drenaje Pluvial

A continuación se presenta la determinación del coeficiente de escurrimiento para la Isla “Las Casitas”:

Relieve del terreno	Permeabilidad del suelo	Vegetación	Capacidad de almacenaje de agua	TOTAL	Valor de K comprendido entre	Valor de "C"
10 Llano, pendiente menor al 5%	5 Muy permeable arena	5 Mucha, hasta 90% de la superficie	5 Mucha	25	25 - 30	0,20 - 0,35

Para el proyecto se adopta el coeficiente de escurrimiento (C) de acuerdo al siguiente criterio: La Isla “Las Casitas”, es prácticamente plano y su suelo es arena, tiene mucha vegetación en su superficie por lo que su capacidad de almacenaje de agua es mucha.

De acuerdo a lo anterior resuelto se utilizará un coeficiente de escurrimiento:

$$C = 0.20$$

7.1.3.- INTENSIDAD DE LLUVIA

Se llama intensidad de lluvia a la relación entre el volumen de agua precipitado por unidad de área y el tiempo necesario para la obtención de dicho volumen³, se mide en mm/h

Se utiliza la ecuación de la Estación: MACHALA UTM CODIGO M185, existente en la zona, obtenida del Estudio de intensidad de lluvias del INAMHI. **ANEXO N°- 010**

7.1.3.1.- Variación de la Intensidad con la Duración

Los datos sobre intensidad de precipitación son obtenidos de los registros pluviográficos denominados pluviogramas o diagramas de precipitación acumulada a lo largo del tiempo, correspondiendo a 24 horas de registro continuo y a una altura equivalente a 10 mm. de precipitación.

³ Cadena Cepeda, Raúl. La teoría del Diseño de las Redes de Drenaje Pluvial

De estos gráficos se puede establecer para diversas duraciones, las intensidades máximas ocurridas durante una lluvia dada, sin que necesariamente las duraciones mayores deban incluir a las menores, las duraciones usuales son de 5, 10, 15 y 30 minutos y 1, 2, 6, 12 y 24h00. Los límites de duración están fijados en 5 minutos y 24 horas, ya que 5 minutos representa el menor intervalo que se puede leer en los registros pluviográficos, con precisión adecuada y, 24 horas porque para duraciones mayores pueden ser utilizados datos observados en los pluviómetros.

El número de intervalos de duración citado, provee puntos suficientes para definir curvas de intensidad, duración de precipitación referentes a diferentes frecuencias de ocurrencia.

7.1.3.2.- Variación de la Intensidad con la Frecuencia

En los estudios hidrológicos en general, interesa no solamente el conocimiento de las máximas precipitaciones observadas en las series históricas, sino principalmente prever con base a los datos observados y valiéndose del principio de probabilidades cuáles serán las máximas precipitaciones que pueden ocurrir en cierta localidad con determinada frecuencia.

Las series de máximas intensidades pluviométricas observadas, pueden estar constituidas por los valores más altos observados en cada año (series anuales) o por, n mayores registrados en el periodo total de observación (series parciales), siendo n el número de años del periodo considerado. Las series anuales tienen como término de distribución la magnitud de los valores extremos. Cuando nos interesa principalmente analizar los valores de intensidades extremas, se eligen las series máximas anuales, esto es, para una duración dada se escoge la máxima intensidad observada en cada año hidrológico; las series anuales se revelan poco significativas, por tanto son definidas en términos de ocurrencia en vez de su magnitud⁴.

⁴ Rodríguez Fiallos, Luis. Estudio de lluvias intensas. Quito: INAMHI, 1999

Las precipitaciones máximas para varias duraciones y periodos de retorno, estas se pusieron en función de la intensidad máxima en 24 horas para el trazado y ajuste de las curvas de intensidades representado con la siguiente ecuación:

$$I_{TR} = \frac{K * Id_{TR}}{t^n}$$

Ecuación 7.2.- Ecuación de Intensidad

Donde:

I_{TR} = Intensidad de precipitación para periodos de retorno en mm/h

Id_{TR} = Intensidad diaria para un periodo de retorno dado en mm/h

TR = Periodo de retorno

t = Tiempo de duración de la lluvia en minutos

$K, m, y n$ = Constantes de ajuste determinado aplicando mínimos cuadrados

En la **TABLA N°- 7.2** se muestran las ecuaciones de intensidades utilizadas para el proyecto.

TABLA 7.2.- Ecuaciones de Intensidades Máximas (Estación Machala UTM)

CÓDIGO	ESTACIÓN	DURACIÓN	ECUACIÓN
M - 185	MACHALA UTM	5 min. < t < 37 min.	$I_{TR} = 30.719 * Id_{TR} * t^{-0.217}$
		37 min. < t < 1440 min.	$I_{TR} = 183.08 * Id_{TR} * t^{-0.7155}$

Fuente: Rodríguez Fiallos, Luis. Estudio de lluvias intensas. Quito: INAMHI, 1999

7.1.3.3.- Intensidad Diaria

Se llama intensidad diaria de lluvia a la relación existente entre el volumen de agua precipitado por unidad de área en un lapso de tiempo de 24 horas⁵. El valor que corresponde al sector de nuestro Proyecto es de 4 mm/h para un periodo de retorno de 15 años. El periodo de retorno adoptado se justifica más adelante.

⁵ Rodríguez Fiallos, Luis. Estudio de lluvias intensas, Op, Cit, Pág. 3 - 5

7.1.4.- TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (T_c)

Se define como el tiempo de concentración, para un área de drenaje, al tiempo que tarda una gota de agua en recorrer el punto más alejado de dicha área hasta el punto final de recepción considerado.

El tiempo de concentración se compone de un tiempo de recorrido superficial o de desagüe t_1 , es decir, el que requiere la escorrentía para llegar hasta la entrada de la tubería y un tiempo de recorrido dentro de ella (t_2), de tal forma que $t = t_1 + t_2$.

El tiempo t_1 para áreas densamente desarrolladas en las que exista un alto porcentaje de zonas impermeables y con sumideros cercanos entre sí será de 5 minutos.

En áreas desarrolladas y con pendientes más o menos planas, el tiempo de recorrido superficial será de 10 a 15 minutos.

En zonas residenciales de topografía plana con sumideros lejanos entre sí se puede utilizar en tiempo de recorrido entre 20 y 30 minutos.

El tiempo t_2 , de recorrido en las alcantarillas, se calcula con la siguiente expresión:

$$t_2 = L/v$$

Ecuación 7.3.- Tiempo de concentración

Donde:

L = Longitud del tramo de alcantarillado

v = Velocidad de circulación del agua en el tramo respectivo

La comunidad de La Isla “Las Casitas” se encuentra desarrollando proyectos para su desarrollo, y uno de ellos es el mejoramiento de los servicios tanto viales como urbanísticos, es por esta razón que se ha catalogado como zona residencial de topografía plana con sumideros lejanos entre sí, por lo que se utilizará un tiempo de recorrido t_1 entre 20 y 30 minutos. Éste tiempo va a ser mucho mayor que el tiempo de viaje en la tubería desde el sumidero hasta el pozo.

7.1.5.- PERIODO DE DISEÑO

Es el transcurso de tiempo en el cual una precipitación de lluvia de determinada magnitud es igualada o superada.

Según la “Norma Tentativa para el Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable y Sistemas de Alcantarillado, Urbanos y Rurales”, el periodo de retorno escogido no preverá que la red pluvial tenga capacidad para aguaceros excepcionales y de poca frecuencia. El periodo de retorno para el cual se tomarán las intensidades de precipitación se elegirá de acuerdo con la importancia de la población y con los daños o molestias que al comercio o industrias puedan causar las inundaciones periódicas en las calles. En las zonas de poca importancia el periodo de retorno podrá llegar hasta el límite inferior de 2 años, mientras que el límite superior podrá llegar hasta 15 años, de acuerdo con la importancia del sector servido.

La Isla “Las Casitas” se encuentra en desarrollo progresivo, lo cual prevé se convertirá en un lugar turístico, comercial muy importante. Por lo que se considera que esta población puede ser catalogada como de mediana importancia decidiendo por lo anteriormente expuesto que el periodo de retorno para éste sector sea de 10 años.

7.1.6.- CUNETAS

Las cunetas son zanjas que se hacen a ambos lados del camino con el propósito de recibir y conducir el agua pluvial de la mitad del camino (o de todo el camino en las curvas), el agua que escurre por los cortes y a veces la que escurre de pequeñas áreas adyacentes. Cuando las cunetas pasan del corte al terraplén, se prolongan a lo largo del pie del terraplén dejando una berma convencional entre dicho pie y el borde de la cuneta para evitar que se remoje el terraplén lo cual es causa de asentamientos.

Debido a que el área a drenar por las cunetas es relativamente pequeña, generalmente se proyectan éstas para que den capacidad a fuertes aguaceros de 10 a 20 minutos de duración. Se puede decir que se considera

suficientemente seguro proyectar cada cuneta para que tomen el 80% de la precipitación pluvial que cae en la mitad del ancho total del derecho de vía. Las dimensiones, la pendiente y otras características de las cunetas, se determinan mediante el flujo que va a escurrir por las mismas. Las cunetas generalmente se construyen de sección transversal triangular o trapezoidal y su diseño se basa en los principios del flujo en los canales abiertos. En un flujo uniforme, las relaciones básicas se indican mediante la conocida fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} * J^{1/2} * R^{2/3}$$

Ecuación 7.4.- Fórmula de Manning

Donde:

V = Velocidad (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

J = Pendiente (m/m)

R = Radio hidráulico

En función del caudal:

$$Q = V * A$$

Ecuación 7.5.- Ecuación de Continuidad

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

A = Área de la sección circular (m²)

Lo que se persigue en la construcción de las cunetas es que sean de sección transversal eficiente y que sean fáciles de construir y de conservar, En la práctica, las cunetas se construyen de sección trapezoidal o triangular.

La forma y dimensiones de las cunetas son determinadas de acuerdo a las condiciones climáticas, topográficas y geológicas del lugar. La tendencia es hacer las cunetas tan pequeñas y poco profundas como sea posible, tanto para

mayor seguridad como para mayor economía en la construcción y conservación de las mismas.

Es conveniente emplear una sección de cuneta constante no sólo por la buena apariencia y seguridad del camino, sino también con el objeto de hacerla de más fácil construcción y conservación.

Los taludes de la cuneta deben ser tan inclinados como sea posible, y cuando ellos están bien acabados contribuyen al buen aspecto del camino. La sección puede ser en forma de V o trapecial. El desnivel mínimo bajo la subrasante del camino en cualquier caso será de 30 centímetros y el máximo de 90 centímetros a fin de que no sea muy peligrosa.

No es aconsejable el empleo de cunetas de sección transversal rectangular porque muy pocas veces conservan sus taludes verticales.

La cuneta en forma de V tiene la ventaja de que su forma se aproxima a la de un badén común, y así si algún día se amplía la pavimentación del camino, con poco trabajo podrá transformarse la cuneta en badén. Se designa con el nombre de badén a toda cuneta que además de ser pavimentada tiene la característica de que forma parte de la calzada misma, por lo que es de poca pendiente, de poca profundidad y con frecuentes salidas para el agua, haciendo estas salidas mediante rejas, coladeras, etcétera.

Las cunetas de sección trapecial tienen mayor capacidad de transporte para la misma sección transversal, pero a menos que se hagan de plantilla relativamente ancha, se erosiona más fácilmente que las cunetas en V. Generalmente el tirante se hace de 30 cm a 45 cm, y el talud del lado del camino que sea de 2:1 y del lado opuesto de 1.5:1.

Las desventajas de las cunetas en V es que deben hacerse muy anchas en pendientes suaves y si el camino va en cortes muy fuertes puede resultar muy costoso dar el ancho necesario. Hay una cuneta que se le ha llamado cuneta

tipo que tiene talud interior de 3:1 (del lado del camino) y 1.5:1 del lado exterior con un tirante de agua de 30 cm.

7.1.6.1.- Tipos de Cunetas

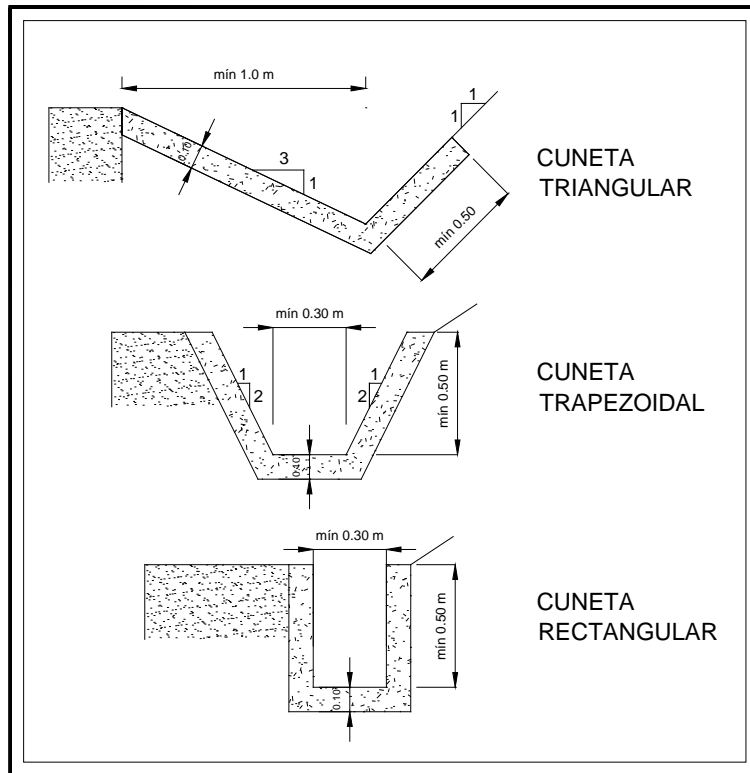


FIGURA 7.1.- Tipos de cunetas

7.1.6.2.- Velocidades Admisibles en Cunetas

TABLA 7.3.- Velocidades admisibles en cunetas

TIPO DE REBESTIMIENTO	VELOCIDAD ADMISIBLE (m/s)
Hierba densa en cualquier tipo de terreno	1.80
Terreno parcialmente cubierto de vegetación	0.60 - 1.20
Arena fina o limo (poca o ninguna arcilla)	0.30 - 0.60
Arena arcillosa dura	0.60 - 0.90
Arcilla limosa	1 - 1.30
Arcilla dura muy coloidal	1.20
Arcilla con muestra de grava	1.20
Grava gruesa	1.20
Mampostería	4.50
Hormigón	4.50

7.1.6.3.- Coeficientes de Escurrimiento para Canales

TABLA 7.4.- Coeficientes de escurrimiento para canales

TIPO DE SUPERFICIE	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA
Pavimentos de hormigón y asfalto	0.70 - 0.95
Pavimentos adoquinados	0.60 - 0.70
Pavimentos de Macadam	0.30 - 0.60
Superficie de grava	0.15 - 0.30
Zonas arboladas y bosque	0.10 - 0.20

7.1.6.4.- Caudal de diseño para cunetas

Se realiza con la fórmula racional en forma de módulo de drenaje (Gasto Unitario)

A continuación se presenta la ubicación de las cunetas para la Isla “Las Casitas”

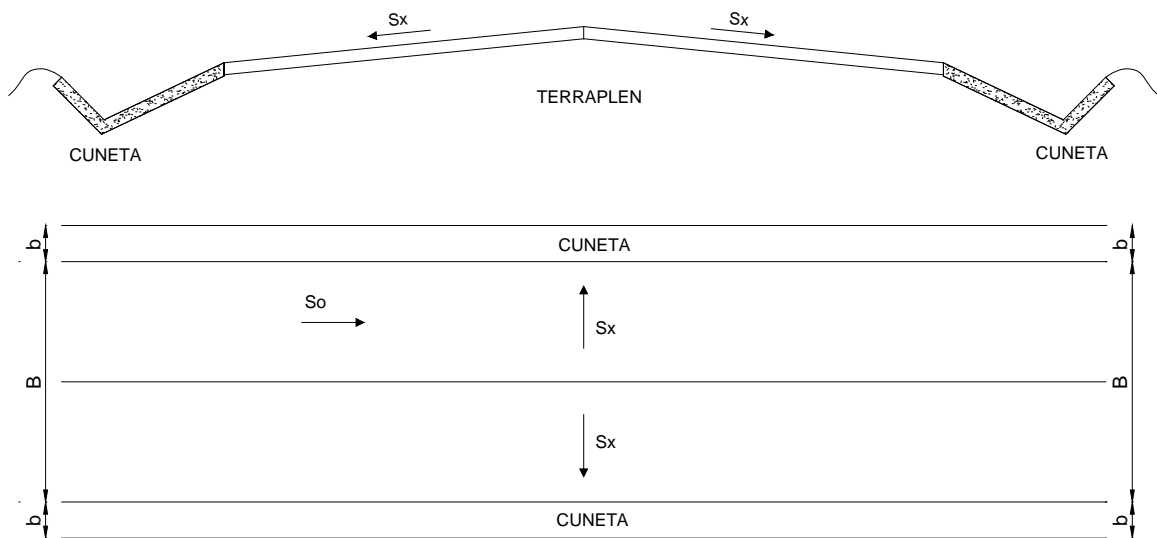


FIGURA 7.2.- Tramo de diseño de cuneta

$$Q = 0.00028 * cp * i * \left[\frac{B * L}{2} * b * L \right] \text{ (l/s)}$$

Ecuación 7.6.- Caudal para diseño de cunetas

Donde:

cp = coeficiente de escurrimiento promedio

L = Longitud(m)

i = Intensidad de lluvia (mm/h)

7.1.7.- SUMIDEROS

Son estructuras destinadas a captar el agua que escurre por las cunetas de las calles y descargarla en la red de alcantarillado.

7.1.7.1.- Consideraciones Generales para Sumideros

Existe una serie de reglas y criterios para determinar la correcta ubicación de los sumideros, a continuación se presentan los más importantes:

- Ubicar sumideros en puntos bajos y depresiones
- Ubicar sumideros donde se reduzca la pendiente longitudinal de las calles
- Ubicar sumideros justo antes de puentes y terraplenes
- Ubicar sumideros preferiblemente antes de los cruces de las calles o de pasos peatonales (pasos cebra).
- Analizar el esquema geométrico de cada calle particularmente su sección transversal, de tal forma que se pueda decidir si se debe o no construir un sumidero en cada lado o solo en el lado bajo.
- En las intersecciones de calles y en especial cuando deba impedirse el flujo transversal, pueden crearse pequeñas depresiones para garantizar la completa captación de las aguas.
- No se debe ubicar sumideros en lugares donde puedan inferir a otros servicios públicos como electricidad y teléfonos.

7.1.7.2.- Tipos de Sumideros

1.- Transversales: Este tipo de sumideros intercepta el escurrimiento que se extiende por el ancho de la calzada, presentándose en forma transversal.

El sumidero transversal cuenta con una reja superficial de hierro fundido que permite captar el escurrimiento superficial que se produce en la calzada, interceptando el flujo de manera que se vierte en un canal de recolección localizado bajo la rejilla.

En casos de calles con fuertes pendientes, éste tipo de sumidero debe instalarse en un tramo de débil pendiente longitudinal de la calle a efectos de disminuir la velocidad del escurrimiento en la calzada para obtener una

adecuada eficiencia de captación. Generalmente el tramo de débil pendiente se obtiene de la intersección de calles.

2.- Sumideros en Solera de Cuneta: Es una abertura rectangular en la cuneta, en la que se dispone de una reja a través de la cual el agua es admitida en el sistema de desagüe pluvial. El agua se vierte en una cámara desde la cual ingresa al tubo de drenaje en dirección al sistema pluvial.

La capacidad del sumidero decrece con el aumento de la pendiente longitudinal y crece con el aumento de la pendiente transversal, con el ancho y el largo de la reja, y la magnitud de la depresión.

La elección de un sumidero en solera, puede no depender de su capacidad solamente. La interferencia de un tránsito intenso, la posibilidad de taponamiento de la reja con desechos, puede aconsejar el uso de sumideros en cordón ó combinados.

3.- Sumidero en bordillo: Este tipo de sumidero está localizado directamente en el bordillo, por ello genera menos dificultades en el tránsito que el visto anteriormente. Es también menos susceptible de taponamiento y puede ser utilizado en calles de poca pendiente.

La abertura vertical localizada en el bordillo se presenta como el imbornal por el cual ingresa el escurrimiento que viene por cuneta. El agua se vierte en una cámara desde la cual ingresa al tubo de drenaje en dirección al sistema pluvial.

La capacidad de estos sumideros es función de la pendiente transversal, de la pendiente longitudinal, de la rugosidad de la calzada y de la rapidez que tenga el agua que fluye por la cuneta para cambiar de dirección e ingresar a la boca de tormenta, este último parámetro puede incrementarse utilizando una depresión en la cuneta en coincidencia con la abertura de la boca de

tormenta, estas estructuras presentan un bajo rendimiento cuando son colocadas en calles con una fuerte pendiente longitudinal.

3.- Sumideros Combinados: Los sumideros combinados son los que pueden interceptar caudales por aberturas en el bordillo (vertical) y en la cuneta (horizontal). Este tipo de sumidero se utiliza cuando existe la posibilidad de que la reja de la cuneta sea obstruida, por residuos o sedimentos.

Generalmente la capacidad de un sumidero combinado, en una pendiente continua, es calculada no teniendo en cuenta la abertura en el bordillo, y calculando el caudal interceptado por la reja de la cuneta únicamente. Sin embargo la abertura vertical tiene como propósito principal evitar que las basuras que arrastran las aguas pluviales superficiales obstruya la reja horizontal⁶.

7.1.7.3.- Eficiencia de los sumideros

En la práctica la eficiencia de los sumideros resulta menor al valor calculado por los siguientes factores:

- Irregularidades de las cunetas junto a los sumideros
- Hipótesis de cálculo que no siempre corresponden a la realidad
- Obstrucciones causadas por residuos

Por tal motivo se deberá afectar a las capacidades calculadas por los coeficientes de reducción de la **TABLA N°- 7.5**

TABLA 7.5.- Coeficientes de Reducción de Capacidad para Sumideros

COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD		
LOCALIZACIÓN DE LA CUNETA	TIPO DE SUMIDERO	FACTOR DE REDUCCIÓN
Punto Bajo	En Bordillo	0.8
	En solera de Cuneta	0.5
	Combinado	0.65
Punto de Pendiente Continua	En Bordillo	0.8
	En solera de Cuneta	0.6
	Combinado	1.1

⁶ Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EMAAP – Q 2009

Para la Isla Las Casitas, se utilizará sumideros de rejilla de calzada, ya que su capacidad de captación de agua es superior a los otros sumideros, los cuales deberán ser instalados cuando se realice el plan de desarrollo vial en la Isla.

7.2.-CÁLCULO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

Los cálculos realizados, a partir de las indicaciones antes mencionadas, se encuentran detalladas en el Ejemplo de cálculo. (7.2.1)

Para la obtención de los diferentes parámetros de diseño, se ha elaborado un programa en Excel que nos permita resumir el cálculo del Sistema de Alcantarillado. **TABLA N°- 7.6**

7.2.1.-EJEMPLO DE CÁLCULO

A continuación se presentan un ejemplo de cálculo a partir de los criterios antes mencionado y referidos a la condiciones de distribución del plano titulado como Planimetría de la Red Pluvial

DATOS:

- **Tramo = P1 – P2**
- **Cota P 1 = 3.975 m.s.n.m.**
- **Cota P 2 = 4.324 m.s.n.m.**
- **Longitud = 48.15 m.**
- **Coefficiente de escorrentía = 0.20**
- **Periodo de Diseño = 10 años**
- **Coefficiente de Rugosidad de Manning (n) = 0.011**
- **i = 0.5%**
- **Id_{TR} = 4 mm/h**
- **t 1 = 20 min**

- **Cálculo del Caudal Pluvial**

Para este cálculo, debemos tomar en cuenta la aportación de los tramos anteriores al de nuestro cálculo:

- **Densidad Poblacional:**

$$DP = 42.5 \text{ hb/Ha}$$

$$DP = \frac{Pf}{Af} = \frac{340 \text{ hab.}}{8.0 \text{ Ha}}$$

- **Área Parcial:**

$$A = A(P1 - P2)$$

$$A = 3000 \text{ m}^2$$

$$A = 0.30 \text{ Ha}$$

- **Área Acumulada:**

$$A = 0.30 \text{ Ha}$$

- **Población Acumulada:**

$$Pa = \text{Área acumulada} * \text{Densidad}$$

$$Pa = 0.30 \text{ Ha} * 42.5 \text{ ha/Ha}$$

$$Pa = 13 \text{ hb}$$

- **Adoptamos un Diámetro:**

$$D = 0.25 \text{ m}$$

- **Cálculo del Radio Hidráulico:**

$$R = \frac{D}{4}$$

$$R = \frac{0.25}{4}$$

$$R = 0.0625 \text{ m}$$

- **Cálculo de la velocidad:**

$$V = \frac{1}{n} * J^{1/2} * R^{2/3}$$

$$V = \frac{1}{0.011} * 0.005^{1/2} * 0.0625^{2/3}$$

$$V = 1.01 \text{ m/s}$$

- **Cálculo del tiempo de Concentración:**

$$tc = t1 + t2$$

$$t2 = \frac{L}{V}$$

$$t2 = \frac{48.15 \text{ m}}{1.01 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 60 \frac{\text{s}}{\text{min}}}$$

$$t2 = 0.793 \text{ min}$$

$$tc = 20 + 0.427$$

$$tc = 20.79 \text{ min}$$

- **Cálculo de la Intensidad:**

$$I_{TR} = 30.719 * Id_{TR} * t^{-0.217}$$

$$I_{TR} = 30.719 * 4 * 20.79^{-0.217}$$

$$I_{TR} = 63.60 \text{ mm/h}$$

- **Cálculo del Caudal:**

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

$$Q = \frac{0.20 * 63.60 * 0.003}{3.6}$$

$$Q = 0.0107 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 10.737 \text{ l/s}$$

- **Fórmula de Continuidad:**

$$Q = A * V$$

- **Área de la sección**

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

$$A = \frac{\pi * 0.25^2}{4}$$

$$A = 0.05 \text{ m}$$

- **Perímetro de la sección:**

$$P = \pi * D$$

$$P = \pi * 0.25$$

$$P = 0.79 \text{ m}$$

- **Cálculo del caudal a tubería llena:**

$$V = \frac{1}{n} * J^{1/2} * R^{2/3}$$

$$Q_{lleno} = \frac{\frac{\pi * D^2}{4} * J^{1/2} * \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3}}{n}$$

$$Q_{lleno} = \frac{\pi * 0.25^2}{4} * 0.005^{1/2} * \left(\frac{0.25}{4}\right)^{2/3}$$

$$Q_{lleno} = \frac{\quad}{0.011}$$

$$Q_{lleno} = 0.0496 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{lleno} = 49.695 \text{ l/s}$$

$$Q_{lleno} > Q_{DISEÑO} \quad OK$$

- **Relación d/D**

$$\frac{d}{D} = -9.0716 * \left(\frac{q}{Q}\right)^6 + 33.705 * \left(\frac{q}{Q}\right)^5 - 48.018 * \left(\frac{q}{Q}\right)^4 + 33.526 * \left(\frac{q}{Q}\right)^3 -$$

$$12.247 * \left(\frac{q}{Q}\right)^2 + 2.97669 * \left(\frac{q}{Q}\right) + 0.0416$$

$$\frac{d}{D} = -9.0716 * \left(\frac{10.737}{49.695}\right)^6 + 33.705 * \left(\frac{10.737}{49.695}\right)^5 - 48.018 * \left(\frac{10.737}{49.695}\right)^4 + 33.526 * \left(\frac{10.737}{49.695}\right)^3 -$$

$$12.247 * \left(\frac{10.737}{49.695}\right)^2 + 2.97669 * \left(\frac{10.737}{49.695}\right) + 0.0416$$

$$\frac{d}{D} = 0.36$$

$$d = 0.36 * 0.25$$

$$d = 0.09$$

- **Relación v/V**

$$V_{lleno} = \frac{1}{n} * J^{1/2} * R^{2/3}$$

$$V_{lleno} = \frac{1}{0.011} * 0.005^{1/2} * \left(\frac{0.25}{4}\right)^{2/3}$$

$$V_{lleno} = 1.01 \text{ m/s}$$

$$\frac{v}{V} = -31.842 * \left(\frac{q}{Q}\right)^6 + 109.45 * \left(\frac{q}{Q}\right)^5 - 146.61 * \left(\frac{q}{Q}\right)^4 + 96.619 * \left(\frac{q}{Q}\right)^3 -$$

$$32.826 * \left(\frac{q}{Q}\right)^2 + 6.0821 * \left(\frac{q}{Q}\right) + 0.1879$$

$$\frac{v}{V} = -31.842 * \left(\frac{10.737}{49.695}\right)^6 + 109.45 * \left(\frac{10.737}{49.695}\right)^5 - 146.61 * \left(\frac{10.737}{49.695}\right)^4 + 96.619 * \left(\frac{10.737}{49.695}\right)^3 - 32.826 * \left(\frac{10.737}{49.695}\right)^2 + 6.0821 * \left(\frac{10.737}{49.695}\right) + 0.1879$$

$$\frac{v}{V_{lleno}} = 0.67$$

$$v = 0.67 * V_{lleno}$$

$$v = 0.67 * 1.01$$

$$v = 0.68 \text{ m/s}$$

$$\frac{Q_{DISEÑO}}{Q_{lleno}} = \frac{10.737}{49.695} = 0.215$$

7.2.2.- DISEÑO DE CUNETAS

DATOS:

$$L = 40.45 \text{ m}$$

$$B = 6.0 \text{ m}$$

$$\text{Periodo de retorno} = 5 \text{ años}$$

$$Id_{TR} = 3.5$$

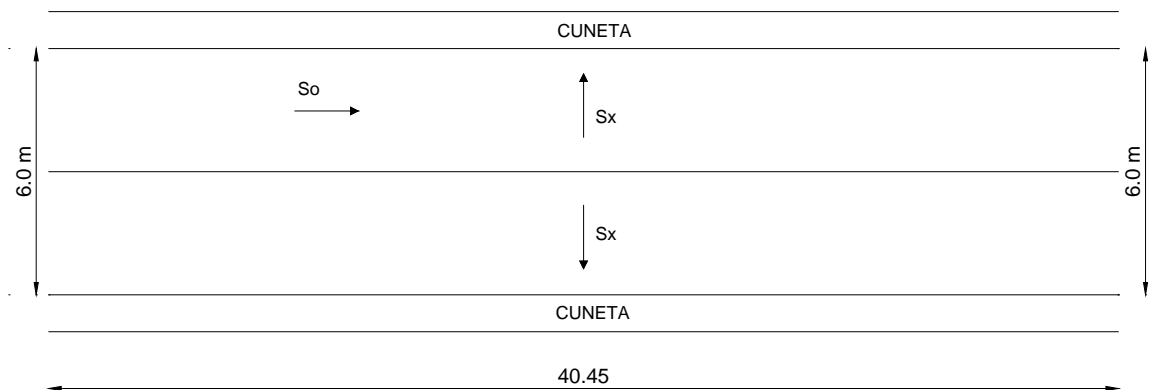


FIGURA 7.3.- Dimensiones del tramo para diseño de cunetas

- **Cálculo del Coeficiente de E scorrimiento**

$$c = \frac{c_1 * B * L}{B * L}$$

$$c = \frac{0.65 * 6 * 40.45}{6 * 40.45}$$

$$c = 0.65$$

- **Determinación del Tiempo de Concentración**

$$tc = 0.0195 \left(\frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0.385} \quad (min)$$

$$tc = 0.0195 \left(\frac{3.0^3}{0.06} \right)^{0.385} \quad (min)$$

$$tc = 0.24 \text{ min}$$

- **Determinación de la Intensidad**

$$I_{TR} = 30.719 * Id_{TR} * t^{-0.217}$$

$$I_{TR} = 30.719 * 3.5 * 0.24^{-0.217}$$

$$I_{TR} = 146.54 \text{ mm/h}$$

- **Determinación del Caudal**

$$Q = 0.00028 * c * i \left[\frac{B * L}{2} \right]$$

$$Q = 0.00028 * 0.65 * 146.54 \left[\frac{6 * 40.45}{2} \right]$$

$$Q = 3.24 \text{ lt/s}$$

$$Q = 0.00324 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Diseño de la Cuneta**

DATOS:

$$Q_{dis} = 0.000324 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.013 \text{ para hormigón}$$

$$C_{m\acute{a}x} = 4.186 \text{ m. s. n. m.}$$

$$C_{m\acute{i}n} = 4.041 \text{ m. s. n. m.}$$

$$J = \frac{4.186 - 4.041}{40.45}$$

$$J = 0.0036$$

- Las dimensiones mínimas para cuneta triangular son las siguientes:

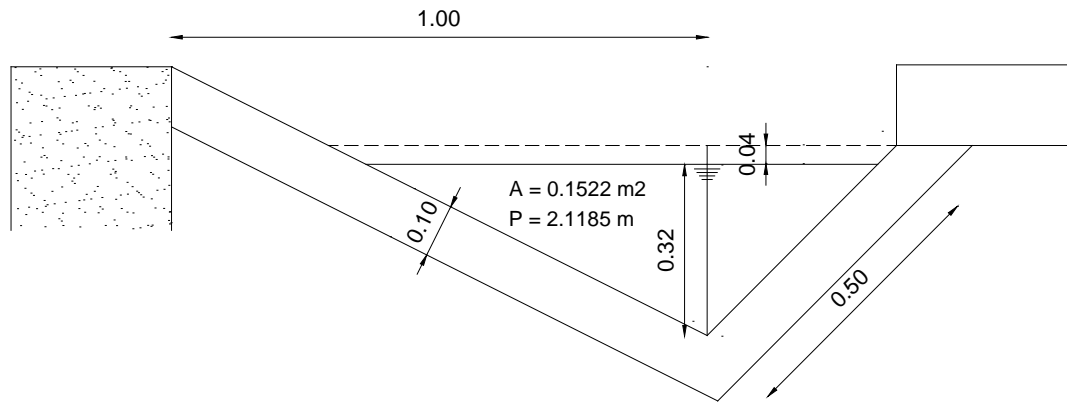


FIGURA 7.4.- Dimensiones mínimas para cuneta triangular

$$A = 0.1522 \text{ m}^2$$

$$P = 2.1185 \text{ m}$$

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

$$R = \frac{0.1522}{2.1185}$$

$$R = 0.072 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{n} * J^{1/2} * R^{2/3}$$

$$V = \frac{1}{0.013} * 0.0036^{1/2} * 0.072^{2/3}$$

$$V = 0.80 \text{ m/s}$$

$$Q = A * V$$

$$Q = 0.1522 * 0.80$$

$$Q = 0.122 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0.122 \text{ m}^3 > Q_{dis} = 0.00342 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{OK}$$

7.2.3.-DISEÑO DEL SUMIDEROS**DATOS:**

$$Q_o = 0.00324 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S_o = 0.0036$$

$$n = 0.013$$

$$B = 0.46 \text{ adoptado}$$

$$S_x = 0.02$$

$$Z = 1/S_x$$

$$Z = \frac{1}{0.02}$$

$$Z = 50$$

$$Q_A = 0.375 \left(\frac{Z}{n} \right) * S_o^{1/2} * Y^{8/3}$$

$$0.00324 = 0.375 \left(\frac{50}{0.013} \right) * 0.0036^{1/2} * Y^{8/3}$$

$$Y = 0.022 \text{ m}$$

$$Y = 2.2 \text{ cm}$$

$$T = Z * Y$$

$$T = 50 * 2.2$$

$$T = 110 \text{ cm}$$

$$L = \frac{M * Q_o^{1/4}}{Z^{1/2}} \sqrt{T - B}$$

M = Factor según la orientación de la reja

$$M = 11.8$$

$$L = \frac{M * Q_o^{1/4}}{Z^{1/2}} \sqrt{T - B}$$

$$L = \frac{11.8 * 0.00324^{1/4}}{50^{1/2}} * \sqrt{1.10 - 0.46}$$

$$L = 0.32 \text{ m}$$

Utilizaremos un sumidero normalizado de $B = 0.45 \text{ m}$ y $L = 0.55 \text{ m}$

TABLA N°- 7.6.- DISEÑO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
DISEÑO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL
PARA LA COMUNIDAD LAS CASITAS

DENSIDAD POBLACIONAL (DP) 42,5 Hab/Ha
DOTACIÓN (Do) 200 L/Hab/día
PERIODO DE RETORNO 10 Años
COEF. DE RUGOSIDAD 0,011 Tubería de PVC
COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA 0,2

DESCRIPCIÓN DEL TRAMO	POZO		ÁREA		POBLACIÓN Acum. (Hab)	CAUDAL DE AGUAS LLUVIAS			CAUDAL DISEÑO Q _p (lt/s)	DISEÑO DEL COLECTOR										Cálculo del Salto		COTAS				PROFUNDIDAD		TIPO DE TUBERÍA							
	DE	A	L (m)	Parcial (Ha)		Acum. (Ha)	A°C	Tiempo concent. (min)		Inten. mm/h	Caudal Pluvial lt/s	D (cal.) (m)	D (Adop.) (m)	J %	Área Sección (m2)	Perimero (m)	TUBERÍA LLENA			Tiempo flujo (min)	Qdis/Q	d/D (%)	v/v	V Diseño (m/s)	d (m)	Salto hr (cm)	V min (m/s)		TERRENO		COLECTOR		Agua Arriba (m)	Agua Abajo (m)	SALTO total (m)
																	Rh. (m)	V (m/s)	Q (L/s)										Agua Arriba	Agua Abajo	Agua Arriba	Agua Abajo			
5ta Transversal	P1	P2	48,15	0,30	0,30	13	0,060	20,79	63,60	10,737	10,737	0,14	0,25	0,5	0,05	0,79	0,06	1,01	49,695	0,793	0,216	0,36	0,67	0,68	0,09	0,45	3,975	4,324	2,775	2,534	1,20	1,79	0,01	PVC	
POZO	2																								1										
2da Longitudinal	P2	P3	58,5	0,13	0,43	18	0,087	21,87	62,91	15,322	15,322	0,17	0,25	0,4	0,05	0,79	0,06	0,91	44,449	1,077	0,345	0,46	0,75	0,68	0,11	0,45	4,324	3,405	2,524	2,290	1,80	1,12	0,01	PVC	
POZO	3																								1										
2da Longitudinal	P3	P4	60,8	0,14	0,57	24	0,114	22,87	62,30	19,928	19,928	0,18	0,25	0,5	0,05	0,79	0,06	1,01	49,695	1,001	0,401	0,50	0,79	0,80	0,12	0,45	3,405	4,629	2,283	1,979	1,12	2,65	0,05	PVC	
3ra Longitudinal	P6	P5	57	0,27	0,27	12	0,055	20,74	63,64	9,742	9,742	0,12	0,25	0,8	0,05	0,79	0,06	1,28	62,860	0,742	0,155	0,31	0,63	0,80	0,08	0,45	4,106	4,143	2,856	2,400	1,25	1,74	0,02	PVC	
POZO	5																								2										
6ta Transversal	P5	P4	48,05	0,08	0,35	15	0,070	21,37	63,23	12,410	12,410	0,14	0,25	0,8	0,05	0,79	0,06	1,28	62,860	0,625	0,197	0,35	0,66	0,85	0,09	0,45	4,143	4,629	2,384	2,000	1,76	2,63	0,02	PVC	
POZO	4																								5										
Descarga N°1	P4	desc.	21,83	0,00	0,92	39	0,184	21,62	63,07	32,551	32,551	0,19	0,25	1	0,05	0,79	0,06	1,43	70,280	0,254	0,463	0,54	0,83	1,19	0,14	0,45	4,629	2,248	1,979	1,761	2,65	0,49	PVC		
3ra Transversal	P12	P8	80,9	0,34	0,34	14	0,068	21,22	63,33	12,070	12,070	0,14	0,25	0,6	0,05	0,79	0,06	1,11	54,439	1,216	0,222	0,37	0,68	0,75	0,09	0,45	4,162	3,810	2,912	2,427	1,25	1,38		PVC	
2da Transversal	P13	P9	80,9	0,48	0,48	21	0,097	21,13	63,38	17,194	17,194	0,16	0,25	0,7	0,05	0,79	0,06	1,20	58,800	1,126	0,292	0,42	0,72	0,86	0,10	0,45	4,041	3,887	2,871	2,305	1,17	1,58	0,09	PVC	
2da Longitudinal	P7	P8	44,95	0,51	0,51	22	0,101	20,74	63,64	18,051	18,051	0,17	0,25	0,5	0,05	0,79	0,06	1,01	49,695	0,740	0,363	0,47	0,76	0,77	0,12	0,45	3,906	3,810	2,736	2,511	1,17	1,30	0,08	PVC	
POZO	8																								8										
2da Longitudinal	P8	P9	53,25	0,09	0,94	40	0,187	21,72	63,00	33,024	33,024	0,22	0,25	0,4	0,05	0,79	0,06	0,91	44,449	0,980	0,743	0,72	0,96	0,87	0,18	0,45	3,810	3,887	2,427	2,214	1,38	1,67		PVC	
POZO	9																								9										
2da Longitudinal	P9	P10	56,8	0,23	1,65	70	0,330	22,79	62,35	57,635	57,635	0,28	0,30	0,3	0,07	0,94	0,08	0,89	62,595	1,069	0,921	0,84	1,03	0,92	0,25	0,45	3,887	4,674	2,214	2,043	1,67	2,63	0,03	PVC	
POZO	10																								3										
1ra Transversal	P10	P11	47,45	0,25	1,90	81	0,380	23,56	61,90	65,920	65,920	0,28	0,30	0,4	0,07	0,94	0,08	1,02	72,279	0,773	0,912	0,83	1,03	1,05	0,25	0,45	4,674	4,458	2,016	1,826	2,66	2,63		PVC	
Descarga N°2	P11	desc.	46	0,10	2,00	85	0,400	24,04	61,63	69,026	69,026	0,24	0,30	1	0,07	0,94	0,08	1,62	114,28	0,474	0,604	0,64	0,92	1,48	0,19	0,45	4,458	2,161	1,826	1,366	2,63	0,79	PVC		

CAPITULO 8.

DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

8.1.- INTRODUCCIÓN

Los ríos, lagos y mares, recogen, desde tiempos inmemorables, los desechos que son producidos por la actividad humana. Estos desechos se han incrementado a medida que ha transcurrido el tiempo.

El agua tiene una gran capacidad de purificación. Pero esta misma facilidad de regeneración del agua, y su aparente abundancia, hace que sea el vertedero habitual en el que arrojam los desechos producidos por nuestras actividades. Pesticidas, desechos químicos, metales pesados, etc., se encuentran en cantidades mayores o menores, al analizar las aguas de los más remotos lugares del mundo. Muchas aguas están contaminadas hasta el punto de hacerlas peligrosas para la salud humana, y dañinas para la vida.

En la actualidad, las enfermedades cuyo origen proviene de las aguas residuales han tenido un gran crecimiento como uno de los principales problemas entre la población, en especial en las zonas rurales, donde el poco conocimiento de los peligros que trae consigo arrojar el agua residual de origen doméstico sin tratamiento a un cuerpo de agua los hace fácilmente vulnerables a cualquier brote de enfermedades de origen diarreicas, o por cualquier bacteria, parásito, protozooario, etc., que se encuentran en las aguas residuales, además del daño que le hace al ecosistema del cuerpo de agua donde arrojan el agua residual, alterando la flora y fauna del cuerpo receptor¹.

8.2.- COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

La composición de las aguas residuales se analiza con diversas mediciones físicas, químicas y biológicas. Las mediciones más comunes incluyen la

¹ OPS/CEPIS/05.163 UNATSABAR

determinación del contenido en sólidos, la demanda bioquímica de oxígeno (DBO_5), la demanda química de oxígeno (DQO) y el pH.

Los residuos sólidos comprenden los sólidos disueltos y en suspensión. Los sólidos disueltos son productos capaces de atravesar un papel de filtro, y los suspendidos los que no pueden hacerlo. Los sólidos en suspensión se dividen a su vez en depositables y no depositables, dependiendo de la cantidad en miligramos de sólidos que se depositan a partir de 1 litro de agua residual, en una hora. Todos estos sólidos pueden dividirse en volátiles y fijos, siendo los volátiles, por lo general, productos orgánicos y los fijos materia inorgánica o mineral.

La concentración de materia orgánica se mide con los análisis DBO_5 y DQO. La DBO_5 es la cantidad de oxígeno empleado por los microorganismos a lo largo de un período de cinco días para descomponer la materia orgánica de las aguas residuales a una temperatura de 20 °C. De modo similar, la DQO es la cantidad de oxígeno necesario para oxidar la materia orgánica por medio de dicromato de potasio en una solución ácida y convertirla en dióxido de carbono y agua. El valor de la DQO es siempre superior al de la DBO_5 porque muchas sustancias orgánicas pueden oxidarse químicamente, pero no biológicamente. La DBO_5 suele emplearse para comprobar la carga orgánica de las aguas residuales municipales e industriales biodegradables, sin tratar y tratadas. La DQO se usa para comprobar la carga orgánica de aguas residuales que, o no son biodegradables o contienen compuestos que inhiben la actividad de los microorganismos. El pH mide la acidez de las aguas residuales.²

8.3.-LA AUTODEPURACIÓN

8.3.1.- INTRODUCCIÓN

² OPS/CEPIS/05.163 UNATSABAR

La autodepuración es un proceso natural de depuración de las aguas que reciben cargas hídricas altamente poluídas o cargas polventes. Es la resultante de una secuencia de fenómenos físicos, químicos, y biológicos que se producen en la corriente hídrica en forma natural y espontánea.

La generación del consumo de oxígeno disuelto en el agua, como consecuencia de una estabilización aerobia de los contaminantes orgánicos, representa una de los principales factores que conlleva a la eliminación de impurezas lanzadas al agua.

8.3.2.- EL FENÓMENO DE LA AUTODEPURACIÓN

La descarga de desechos orgánicos biodegradables tales como aguas servidas domésticas, aguas residuales industriales, basuras, etc., estimulan el crecimiento de bacterias, consecuentemente aumenta el consumo de oxígeno disuelto, la reposición de ese oxígeno consumido se realiza a través de la absorción de oxígeno de la atmósfera y por la generación de los organismos fotosintéticos.

En cuerpos hídricos con apreciable turbulencia, la reposición del oxígeno se realiza relevantemente a través del fenómeno de absorción de la atmósfera.

En cuerpos hídricos de poca o ninguna turbulencia, la reposición del oxígeno se realiza preponderantemente por medio de los organismos fotosintéticos, claro está, que será necesario además la presencia de sales minerales (nutrientes), de anhídrido carbónico y penetración de la luz solar.

Un aumento en la concentración de la materia orgánica biodegradable, promueve un aumento en la tasa de consumo de oxígeno ya que se produce un aumento de la población bacteriana, lo que puede acarrear a que en el cuerpo hídrico la tasa de consumo sea mayor que la tasa de reposición de oxígeno, ocasionando de esta manera la muerte de organismos aerobios e inutilizando el río para muchos usos posteriores.

8.4.-PLANTA DE TRATAMIENTO

8.4.1.- OBJETIVO DEL TRATAMIENTO

El objetivo del tratamiento es la remoción de características indeseables de las aguas residuales a un nivel igual o menor que el determinado en el grado de tratamiento, para cumplir con los requisitos de calidad del cuerpo receptor.

8.4.2.- GRADO DE TRATAMIENTO

Es requisito fundamental antes de proceder al diseño preliminar o definitivo de una planta de tratamiento de aguas residuales domésticas o industriales, determinar el grado de tratamiento.

Es una recomendación generalizada que bajo ningún concepto se aceptará un diseño de sistema de alcantarillado sanitario o combinado con descarga cruda a un cuerpo receptor.

Para el proyecto se requiere una planta de tratamiento para no afectar el sitio de la descarga, necesaria para no alterar las características del cuerpo receptor. Por eso se ha considerado necesario el tratamiento primario y secundario de las aguas descargadas provenientes del sistema de alcantarillado sanitario.

8.4.3.- DIAGNÓSTICO DE LA CALIDAD DEL CUERPO RECEPTOR

La calidad del cuerpo receptor tiene varios parámetros de incidencia fundamentales como la pendiente y rugosidad del lecho, velocidad del escurrimiento, calidad del agua receptora (oxígeno disuelto, demanda bioquímica de oxígeno), aeración natural del curso, características y volumen de las aguas negras vaciadas al curso receptor.

Tiempo: Cuanto mayor sea el tiempo de escurrimiento de la mezcla del agua receptora con las aguas negras, mayor oportunidad habrá para que intervengan los diferentes factores que concurren en el proceso de autopurificación.

Nutrición: Uno de los factores fundamentales para la supervivencia y multiplicación de los gérmenes es la cantidad de alimentos o materia orgánica que estos dispongan, contribuyendo a su proliferación o a su muerte.

Temperatura: Una mayor temperatura favorece los procesos biológicos (siempre que no sea alta como para destruirlos) y por consiguiente el efecto varía con la cantidad de materia orgánica presente. Un aumento en la temperatura en el agua con bastante materia orgánica favorece el desarrollo de microorganismos; en cambio, si el contenido alimenticio es escaso se agota rápidamente y tienden a desaparecer.

Luz: Los rayos ultravioleta tienen poder germicida. Sin embargo influyen otros factores, tales como:

- La opacidad del agua, que sólo permite su acción a corta profundidad; incluso en aguas claras es limitado
- El movimiento del agua, lo que impide que los microorganismos estén en un período suficientemente prolongado bajo la acción de los rayos solares como para matarlos.

Además de los ya mencionados existen otros factores que también influyen en el proceso de autodepuración, entre ellos: dilución y turbulencia, factores químicos tales como la presencia de nitritos, de sulfitos, de hierro, y factores biológicos como: oxidación biológica en ambiente aerobio, parasitismo, depredación, secreción de sustancias tóxicas (floración en las algas), entre otras.

La ubicación del cuerpo receptor del proyecto, presenta condiciones ambientales muy adecuadas, que permiten que el proceso de autodepuración se desarrolle de forma eficaz.

8.4.4.- DATOS DE LAS AGUAS SERVIDAS

- **Caudal:** Se debe establecer el caudal de los desechos a ser lanzados al río en la época de mayor producción. En este caso el caudal de aguas servidas final que corresponde al caudal de diseño es 1.502 l/s.
- **Calidad de las Aguas Servidas:** La DBO que se genere debe ser referida a la DBO última que es aproximadamente 1.46 DBO₅. El oxígeno disuelto en las aguas servidas es cero.³

Cuando se lanza al río efluentes de estaciones de tratamiento aerobio la concentración de OD es generalmente en torno de 2 mg/l.

Cuando se lanza efluente de lagunas de estabilización la concentración de OD durante el día puede alcanzar inclusive valores de sobresaturación.

En caso de que el cuerpo receptor no tenga la capacidad de autodepurarse, habrá la necesidad de construir una planta de tratamiento antes de la descarga.

8.5.- OPERACIONES Y PROCESOS EMPLEADOS EN EL TRATAMIENTO PRELIMINAR O PRIMARIO

Los tratamientos primarios son todos aquellos procesos y operaciones unitarias físicas que se aplican a las aguas crudas.

Los principales procesos y operaciones unitarias de tipo físico, así como las funciones a ser aplicadas a las agua residuales, se citan en la **TABLA N° 8.1** Como en ella se indica, las operaciones físicas se utilizan para la separación de sólidos de tamaño grande, sólidos suspendidos y flotantes de grasas, así como para el bombeo del fango.⁴

³ “Apuntes de Sanitaria” Quito, Ecuador 2007

⁴ Tratamiento y Depuración de Aguas Residuales Metcalf – Eddy. Pág. 445

TABLA N°- 8.1.- Operaciones y Procesos Unitarios en el Tratamiento Preliminar de Aguas Residuales

OPERACIÓN O PROCESO	FUNCIÓN
Rejas y Tamices	Eliminación por interceptación de sólidos de gran tamaño
Dilaceradores y Trituradores	Trituración de los sólidos del agua residual
Desarenadores	Eliminación de arenas
Separadores y Colectores de Grasa	Eliminación de sólidos flotantes más ligeros, tales como grasas, jabón, corcho, madera, residuos vegetales, etc.
Preaireación	Mejora de la distribución hidráulica, aportación de oxígeno disuelto
Floculación	Mejora de la sedimentación de los sólidos suspendidos
Sedimentación	Eliminación de los sólidos sedimentables y material flotante
Flotación	Eliminación de grasas y sólidos suspendidos finalmente divididos
Precipitación química	Eliminación de fósforo y de sólidos coloidales y sedimentables. Primera fase del tratamiento químico completo del agua residual
Bombeo del fango	Eliminación del fango del fondo de los tanques de sedimentación. Bombeo del fango entre diversos procesos y operaciones
Cloración	Control de olor, oxidación, desinfección, etc.

8.5.1.- SEDIMENTADOR Y DIGESTOR

A continuación para la eliminación de sólidos en suspensión, y, siempre que el líquido que contenga se encuentre en estado de relativo reposo, se utilizan los tanques de sedimentación primaria, que se basan en el principio de que los sólidos de peso específico superior al del líquido tienen tendencia a depositarse y los de menor peso específico tienden a ascender. Dichos tanques pueden proporcionar el grado de tratamiento principal del tratamiento de agua residual o bien puede utilizarse como un paso preliminar para el tratamiento posterior. Cuando se utilizan como único medio de tratamiento, estos tanques sirven para la eliminación de sólidos sedimentables capaces de formar depósitos de fango

en las aguas receptoras y de gran parte de las materias flotantes. Si se emplea como paso previo a un tratamiento biológico, su función es reducir la carga en las unidades de tratamiento biológico. Los fangos de sedimentación primaria, que estén proyectados y operados eficazmente, deberán eliminar del 50 al 65% de los sólidos suspendidos y del 25 al 40% de la DBO₅.

Existen además a parte de las mencionadas otras unidades y operaciones para la separación de sólidos, en donde se considera a la flotación como operación primaria que puede utilizarse en lugar de la sedimentación primaria. Otros dos dispositivos para la sedimentación de sólidos son el tanque Imhoff y la fosa séptica, que son particularmente adecuados para pequeñas comunidades y casa aisladas respectivamente.

8.5.2.- TANQUE SÉPTICO

8.5.2.1.- Introducción

Los tanques sépticos se utilizan para el tratamiento de las aguas residuales de familias que habitan en localidades rurales, urbanas y urbano-marginales.

Las aguas residuales pueden proceder exclusivamente de las letrinas con arrastre hidráulico o incluir también las aguas grises domésticas (generadas en duchas, lavaderos, etc.).

El tanque séptico con su sistema de eliminación de efluentes (sistema de infiltración), presenta muchas de las ventajas del alcantarillado tradicional. También requiere agua corriente en cantidad suficiente para que arrastre todos los desechos a través de los desagües hasta el tanque.

Los desechos de las letrinas con arrastre hidráulico, y quizás también de las cocinas y de los baños, llegan a través de desagües a un tanque séptico estanco y herméticamente cerrado, donde son sometidos a tratamiento parcial. Tras un cierto tiempo, habitualmente de 1 a 3 días, el líquido parcialmente

tratado sale del tanque séptico y se elimina, a menudo en el suelo, a través de pozos de percolación o de zanjas de infiltración. Muchos de los problemas que plantean los tanques sépticos se deben a que no se tiene suficientemente en cuenta la eliminación del efluente procedente del tanque séptico.

Uno de los principales objetivos del diseño del tanque séptico es crear dentro de este una situación de estabilidad hidráulica, que permita la sedimentación por gravedad de las partículas pesadas. El material sedimentado forma en la parte inferior del tanque séptico una capa de lodo, que debe extraerse periódicamente. La eficiencia de la eliminación de los sólidos por sedimentación puede ser grande, Majumder y sus colaboradores (1960) informaron de la eliminación del 80% de los sólidos en suspensión en tres tanques sépticos observados. Sin embargo, los resultados dependen en gran medida del tiempo de retención, los dispositivos de entrada y salida y la frecuencia de extracción de lodos (período de limpieza del tanque séptico). Si llegan repentinamente al tanque grandes cantidades de líquido, la concentración de sólidos en suspensión en el efluente puede aumentar temporalmente, debido a la agitación de los sólidos ya sedimentados.

La grasa, el aceite y otros materiales menos densos que flotan en la superficie del agua formando una capa de espuma pueden llegar a endurecerse considerablemente. El líquido pasa por el tanque séptico entre dos capas constituidas por la espuma y los lodos.

La materia orgánica contenida en las capas de lodo y espuma es descompuesta por bacterias anaerobias, y una parte considerable de ella se convierte en agua y gases. Los lodos que ocupan la parte inferior del tanque séptico se compactan debido al peso del líquido y a los sólidos que soportan. Por ello su volumen es mucho menor que el de los sólidos contenidos en las aguas servidas no tratadas que llegan al tanque. Las burbujas de gas que suben a la superficie crean cierta perturbación en la corriente del líquido. La velocidad del proceso de

digestión aumenta con la temperatura, con el máximo alrededor de los 35°C. El empleo de desinfectantes en cantidades anormalmente grandes hace que mueran las bacterias, inhibiendo así el proceso de digestión.

Como el efluente de los tanques sépticos es anaerobio y contiene probablemente un elevado número de agentes patógenos, que son una fuente potencial de infección, no debe usarse para regar cultivos ni descargarse a canales o aguas superficiales sin un estudio previo de la capacidad de autodepuración del cuerpo receptor.

8.5.2.2.- Definiciones

- **Aguas servidas:** Son todas las aguas de alcantarillado ya sean de origen domésticos (aguas de las casas habitación, edificios comerciales, etc.) o industrial, una vez que han sido utilizadas por el hombre.
- **Afluente:** Líquido que llega a una unidad o lugar determinado, por ejemplo el agua que llega a un tanque séptico.
- **Cámara o compartimiento:** Compartimiento estanco, en que se divide el tanque séptico para mejorar el tratamiento de las aguas residuales.
- **Caudal:** Volumen de agua que pasa por un punto dado por unidad de tiempo. Se expresa normalmente en l/seg o m³/seg.
- **Efluente:** Líquido que sale de una unidad o lugar determinado, por ejemplo agua que sale de un tanque séptico.
- **Lodos:** Sólidos que se encuentran en el fondo del tanque séptico.
- **Nata:** Sustancia espesa que se forma sobre el agua almacenada en el tanque séptico, compuesto por residuos grasos y otro tipo de desechos orgánicos e inorgánicos flotantes.
- **Sólido Sedimentable:** Partícula presente en el agua residual, que tiene la propiedad de precipitar fácilmente.

- **Tanque Séptico:** Sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas provenientes de una vivienda o conjunto de viviendas que combina la separación y digestión de lodos.

8.5.2.3.- Ventajas y Desventajas del uso del Tanque Séptico

8.5.2.3.1.- Ventajas

- Apropiado para comunidades rurales, edificaciones, condominios, hospitales, etc.
- Su limpieza no es frecuente.
- Tiene un bajo costo de construcción y operación.
- Mínimo grado de dificultad en operación y mantenimiento si se cuenta con infraestructura de remoción de lodos.

8.5.2.3.2.- Desventajas

- De uso limitado para un máximo de 350 habitantes⁵.
- También de uso limitado a la capacidad de infiltración del terreno que permita disponer adecuadamente los efluentes en el suelo.
- Requiere facilidades para la remoción de lodos.

8.5.2.4.- Principios de Diseño de Tanque Séptico

Los principios que han de orientar el diseño de un tanque séptico son los siguientes:

- Prever un tiempo de retención de las aguas servidas, en el tanque séptico, suficiente para la separación de los sólidos y la estabilización de los líquidos.
- Prever condiciones de estabilidad hidráulica para una eficiente sedimentación y flotación de sólidos.

⁵ Normas de Diseño de Tanque Séptico del Reglamento Nacional de Edificaciones.

- Asegurar que el tanque sea lo bastante grande para la acumulación de los lodos y espuma.
- Prevenir las obstrucciones y asegurar la adecuada ventilación de los gases.

A continuación se presenta la metodología a seguir para el diseño de un tanque séptico.

8.5.2.5.- Parámetros de Diseño de Tanque Séptico

a) Periodo de retención hidráulica (PR, en días)

$$PR = 1.5 - 0.3 \log(P * Q)$$

Ecuación 8.1.- Periodo de retención hidráulica

Donde:

P = Población servida

Q = Caudal de aporte unitario de aguas residuales, $\left(\frac{\text{litros}}{\text{hab} * \text{día}}\right)$

b) Volumen requerido para la sedimentación (Vs, en m³)

$$Vs = 10^{-3} * (P * Q) * PR$$

Ecuación 8.2.- Volumen requerido para la sedimentación

c) Volumen de digestión y almacenamiento de lodos (Vd. en m³)

$$Vd = 70 * 10^{-3} * P * N$$

Ecuación 8.3.- Volumen de digestión y almacenamiento de lodos

Donde:

N = Intervalo deseado en años, entre operaciones sucesivas de remoción de lodos

d) Volumen de lodos producidos

La cantidad de lodos producidos por habitante y por año, depende de la temperatura ambiental y de la descarga de residuos de la cocina. Los valores a considerar son:

- Clima cálido 40 litros/habxaño
- Clima frío 50 litros/habxaño

En caso de descargas de lavaderos u otros aparatos sanitarios instalados en restaurantes y similares, donde exista el peligro de introducir cantidad suficiente de grasa que afecte el buen funcionamiento del sistema de evacuación de las aguas residuales, a los valores anteriores se le adicionara el valor de 20 litros/hab*año.

e) Volumen de natas

Como valor se considera un volumen mínimo de **0,7 m³**.

f) Profundidad máxima de espuma sumergida (He, en m)

$$H_e = \frac{0,7}{A}$$

Ecuación 8.4.- Profundidad máxima de espuma sumergida

Donde:

A= Área superficial del tanque séptico en m²

g) Profundidad libre de espuma sumergida

Distancia entre la superficie inferior de la capa de espuma y el nivel inferior de la Tee de salida o cortina deflectora del dispositivo de salida del tanque séptico, debe tener un valor mínimo de 0,10 m.

h) Profundidad mínima requerida para la sedimentación (Hs, en m)

$$H_s = \frac{V_s}{A}$$

Ecuación 8.5.- Profundidad máxima requerida para la sedimentación

i) Profundidad de espacio libre (H_l , en metros)

Comprende la superficie libre de espuma sumergida y la profundidad de lodos. Seleccionar el mayor valor, comparando la profundidad del espacio libre mínimo total ($0,1+H_o$) con la profundidad mínima requerida para la sedimentación (H_s).

j) Profundidad neta del tanque séptico.

La suma de las profundidades de natas, sedimentación, almacenamiento de lodos y la profundidad libre de natas sumergidas.

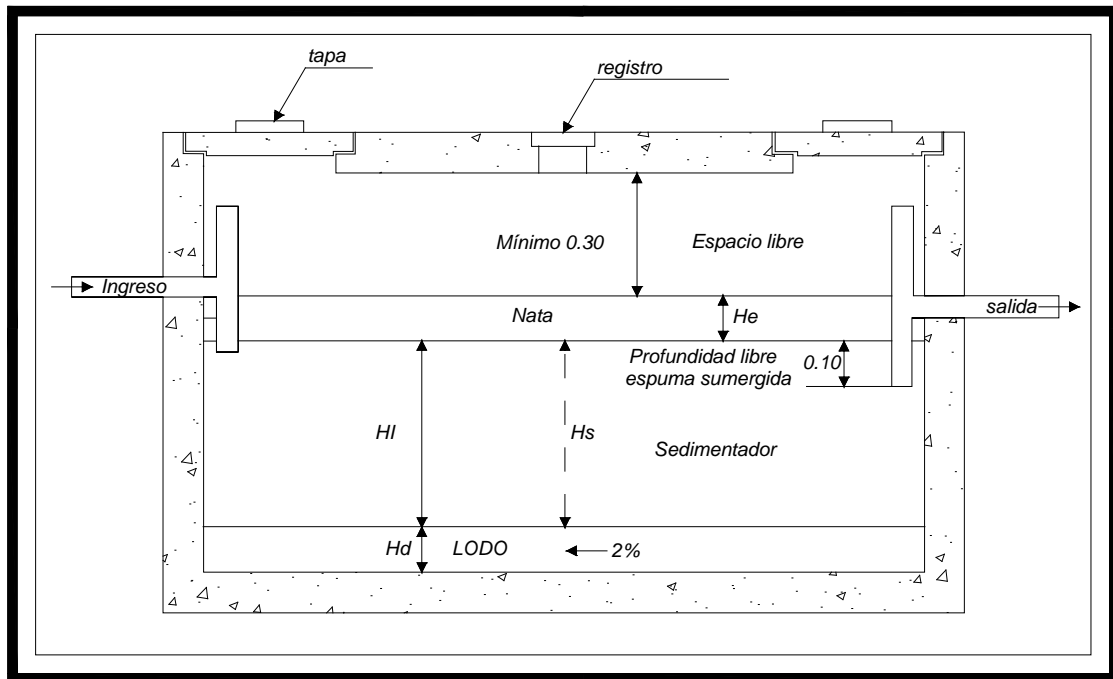


Figura 8.1.- Tanque Séptico

8.5.2.6.- Dimensiones Internas del Tanque Séptico

Para determinar las dimensiones internas de un tanque séptico rectangular, además de la Norma S090 y de las “Especificaciones técnicas para el diseño de tanque séptico” publicadas por la Unidad de Apoyo Técnico para el Saneamiento Básico del Área Rural (UNATSABAR)-CEPIS/OPS-2003, se emplean los siguientes criterios:

- a) Entre el nivel superior de natas y la superficie inferior de la losa de cubierta deberá quedar un espacio libre de 0,30 m, como mínimo.
- b) El ancho del tanque deberá ser de 0,60 m, por los menos, ya que ese es el espacio más pequeño en que puede trabajar una persona durante la construcción o las operaciones de limpieza.
- c) La profundidad neta no deberá ser menor a 0,75 m.
- d) La relación entre el largo y ancho deberá ser como mínimo de 2:1.
- e) En general, la profundidad no deberá ser superior a la longitud total.
- f) El diámetro mínimo de las tuberías de entrada y salida del tanque séptico será de 750mm (3").
- g) El nivel de la tubería de salida del tanque séptico deberá estar situado a 0,05m por debajo de la tubería de entrada.
- h) Los dispositivos de entrada y salida de agua residual al tanque séptico estarán constituidos por Tees o pantallas.
- i) Cuando se usen pantallas, éstas deberán estar distanciadas de las paredes del tanque a no menos de 0,20 m ni mayor a 0,30 m.
- j) La prolongación de los ramales del fondo de las Tees o pantallas de entrada o salida, serán calculadas por la fórmula $(0,47/A+0,10)$.
- k) La parte superior de los dispositivos de entrada y salida deberán dejar una luz libre para ventilación de no más de 0,05 m por debajo de la losa de techo del tanque séptico.
- l) Cuando el tanque tenga más de un compartimiento, las interconexiones entre compartimiento consecutivos se proyectaran de tal manera que evite el paso de natas y lodos.
- m) Si el tanque séptico tiene un ancho W , la longitud del primer compartimiento debe ser $2W$ y la del segundo W .
- n) El fondo de los tanques tendrá una pendiente de 2% orientada al punto de ingreso de los líquidos.
- o) El techo de los tanques sépticos deberá estar dotado de losas removibles y registros de inspección de 150 mm de diámetro.

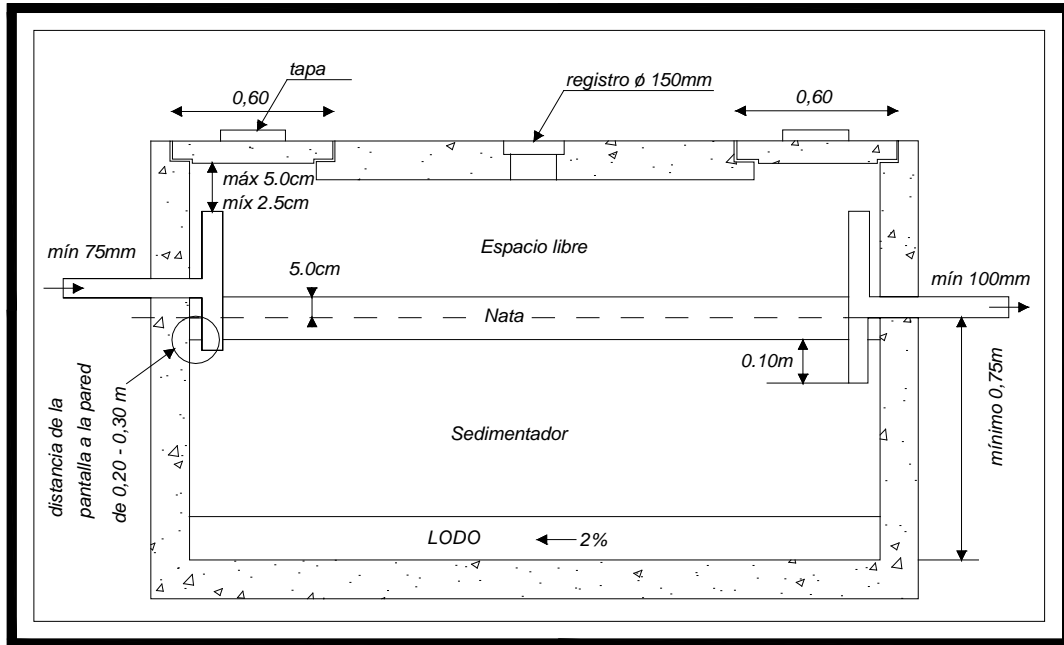


Figura 8.2.- Detalle del tanque séptico

8.5.2.7.- Consideraciones a un Tanque Sépticos con Compartimientos

- a) El número de compartimientos no deberá ser mayor a cuatro y cada uno deberá tener un largo de 0,60 m como mínimo.
- b) El tanque séptico puede estar dividido por tabiques, si el volumen es mayor a 5 m³.
- c) Cuando el tanque séptico tenga dos o más compartimientos, el primer compartimiento deberá tener un volumen entre 50% y 60% de sedimentación, asimismo las subsiguientes compartimientos entre 40% a 50% de volumen de sedimentación.
- d) En el primer compartimiento pueden tener lugar la mayor parte de los procesos de sedimentación y digestión, en cuyo caso sólo pasaran al segundo algunos materiales en suspensión. De este modo cuando llegan repentinamente al tanque séptico grandes cantidades de aguas servidas, si bien la eficiencia de sedimentación se reduce, los efectos son menores en el segundo compartimiento.
- e) En el dibujo de detalla algunas de las dimensiones que se podrían tomar para un tanque séptico con dos compartimientos.

8.6.- TRATAMIENTO SECUNDARIO

El efluente proveniente del tratamiento primario, que sale cargado de materia orgánica en suspensión, finalmente dividida, en estado coloidal y en solución, debe ser sometido a un tratamiento posterior (secundario) y, por consiguiente, el tanque séptico no constituye sino una parte de un tratamiento de aguas negras.

Los sistemas a contemplar respecto a los tanques de decantación – digestión, aplicables a pequeñas depuradoras, se concretan en:⁶

Tanque de decantación – digestión y pozos filtrantes

Tanque de decantación – digestión y zanjas filtrantes

Tanque de decantación – digestión y lecho bacteriano

Existen unidades tales como pozos absorbentes, sistemas de drenajes, zanjas filtrantes, filtros subterráneos de arena, cámaras de contacto o filtros superficiales de arena, que son parte de dichos procesos.

La solución de pozos absorbentes como tratamiento secundario se recomienda cuando el efluente proveniente del tanque sedimentador – digestor proviene de aguas de lavado, desagües de piscinas o de aguas pluviales, es además una solución transitoria.

Las cañerías de infiltración o drenajes se utilizan de preferencia cuando hay acuíferos relativamente superficiales y estratos impermeables a poca profundidad.

Las zanjas filtrantes se usan en suelo relativamente impermeable, en los que no puede construirse sistemas de drenaje o pozos absorbentes para una operación satisfactoria. Con este sistema se logra un buen saneamiento del agua residual

⁶ Manual de Depuración Uralita. 1970 pág. 181

y el efluente se puede descargar sin necesidad de tratamiento posterior en cursos que no se usen posteriormente para bebida.⁷

Los filtros subterráneos de arena son similares en fundamentos y construcción a las zanjas filtrantes de arena, con la diferencia de que estos son más pequeños.

8.6.1.- LECHOS DE INFILTRACIÓN

Son instalaciones destinadas a depurar el afluente líquido, proveniente del tanque sedimentador – digestivo, por oxidación.

Es un sistema de conductos perforados o con juntas abiertas dispuestos a partir de dicho tanque. Dicha cañería se coloca dentro de una zanja, el ancho mínimo es de 0.60 metros en la parte superior y 0.45 en la parte inferior, la profundidad es variable.

La parte inferior se rellena con piedra partida unos 0.40 metros, sobre este manto se coloca la cañería filtrante de juntas abiertas a una profundidad no mayor a 0.60 metros.

Su construcción es simple, y no requiere demasiada atención, lo que le otorga una mayor ventaja en cuanto a otros sistemas.

Es conveniente disponer la cañería a poca profundidad, para que el aire tenga acceso.

Las cañerías deben ser mínimo de diámetro 100 mm, las juntas abiertas se las coloca por encima una hilada de ladrillos, para evitar el ingreso de material a la cañería.

⁷ México Unda Opazo, Francisco. Ingeniería Sanitaria Aplicada a Saneamiento y Salud Pública. México, 1969. Pág. 375

La pendiente debe ser del 1%.

Cuando la cañería es de una longitud mayor de 30 metros, se disponen varios ramales.

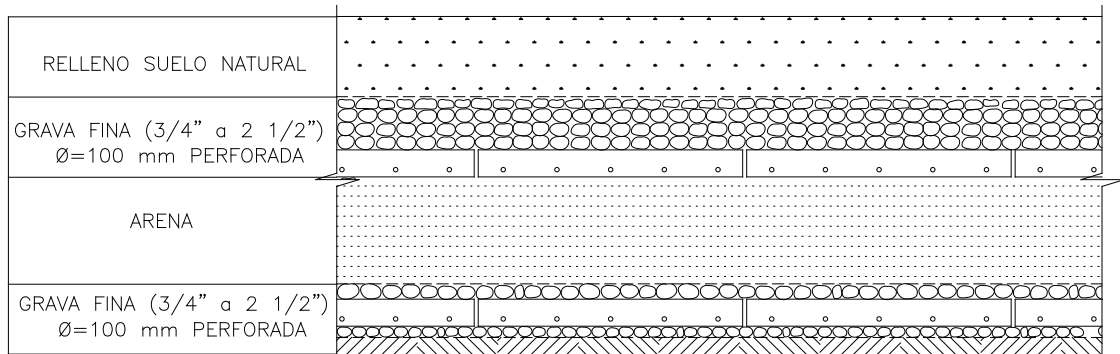


FIGURA 8.3.- Corte Longitudinal del Lecho de Infiltración

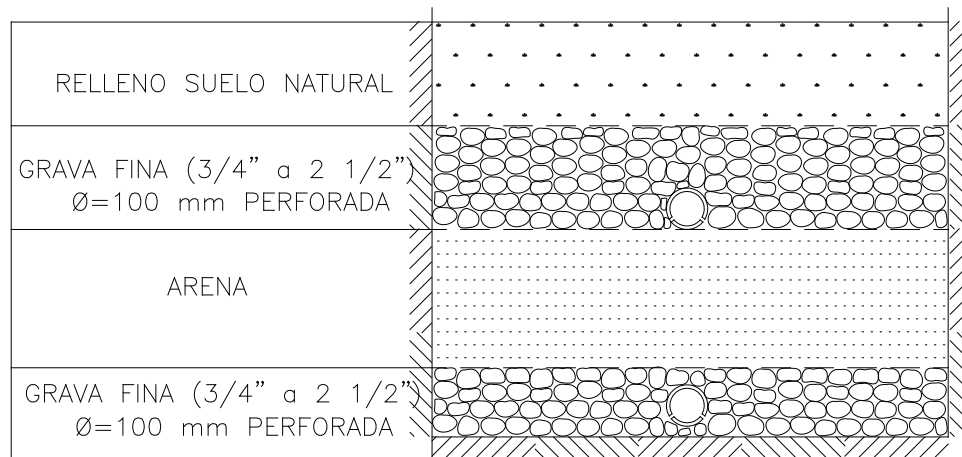


FIGURA 8.4.- Corte Transversal del Lecho de Infiltración

8.7.- DISEÑO DEL TANQUE SÉPTICO

8.7.1.- DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE SÉPTICO

- **Periodo de retención hidráulica (PR, en días)**

$$PR = 1.5 - 0.3 \log(P * Q)$$

$$PR = 1.5 - 0.3 \log(340 * 200)$$

$$PR = 0.050 \text{ días}$$

$$PR = 1.20 \text{ horas}$$

- Se adopta el periodo de retención hidráulica de 6 horas.
- Volumen requerido para la sedimentación (V_s , en m^3)

$$V_s = 10^{-3} * (P * Q) * PR$$

$$V_s = 10^{-3} * (340 * 200) * 0.25$$

$$V_s = 17 m^3$$

- Volumen de digestión y almacenamiento de lodos (V_d , en m^3)

$$V_d = 70 * 10^{-3} * P * N$$

$$V_d = 70 * 10^{-3} * 340 * 1$$

$$V_d = 23.80 m^3$$

- Volumen de natas

Como valor se considera un volumen mínimo de $0,7 m^3$.

- Área superficial del Tanque Séptico

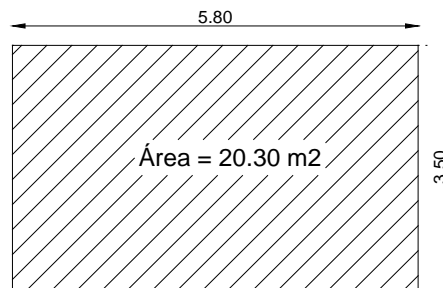


FIGURA 8.5.- Área del superficial del Tanque Séptico

- Profundidad máxima de espuma sumergida (H_e , en m)

$$H_e = \frac{0.70}{A}$$

$$H_e = \frac{0.70}{23.02}$$

$$H_e = 0.03 m$$

- Profundidad libre de espuma sumergida = $0.10 m$
- Profundidad mínima requerida para la sedimentación (H_s , en m)

$$Hs = \frac{V_s}{A}$$

$$Hs = \frac{17}{23.20}$$

$$Hs = 0.73 \text{ m}$$

8.7.2.- DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TANQUE SÉPTICO

8.7.2.1.- Diseño de Paredes

DATOS:

- **Peso específico del suelo**

$$\gamma = 0.0016 \text{ kg/cm}^3$$

$$\gamma = 14.22 \text{ KN/m}^3$$

- **Peso específico Saturado**

$$\gamma = 0.001806 \text{ kg/cm}^3$$

$$\gamma_{sat} = 16.06 \text{ KN/m}^3$$

- **Peso específico del hormigón**

$$\gamma = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 21.33 \text{ KN/m}^3$$

- **Ángulo de fricción**

$$\phi = 30^\circ$$

- **Peso específico del agua**

$$\gamma_w = 9.8 \text{ KN/m}^3$$

- **Peso específico de las agua negras**

$$\gamma_w = 1.60 \text{ Ton/m}^3$$

- **Coefficiente de Presión de Tierra en Reposo**

$$k_o = 1 - \sin \phi$$

$$k_o = 1 - \sin 30$$

$$k_o = 0.5$$

- $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

$$\gamma' = 16.06 - 9.8$$

$$\gamma' = 6.26 \text{ KN/m}^3$$

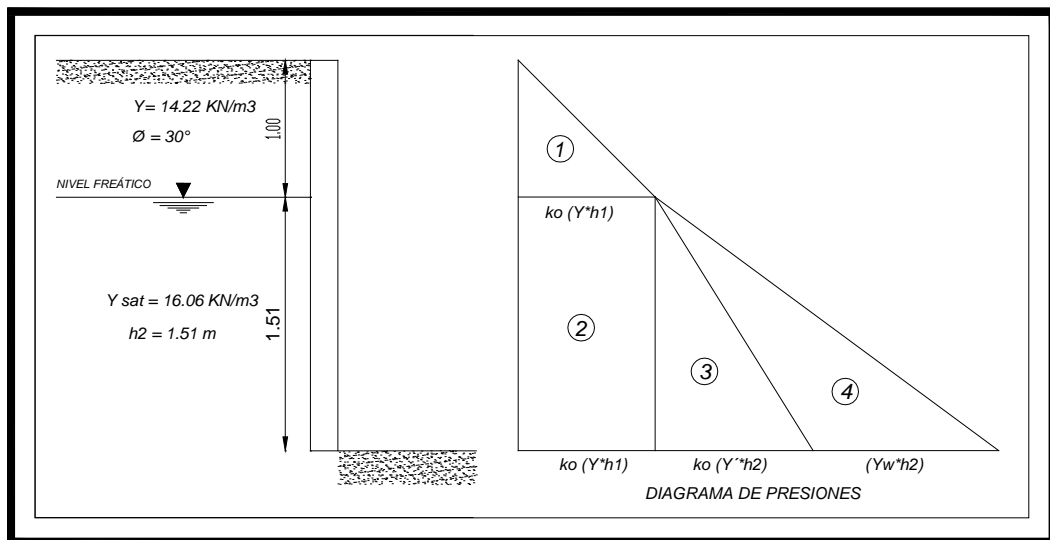


FIGURA 8.6.- Diagrama de presiones en las paredes del Tanque Séptico

- $P_1 = (k_o * \gamma * h_1) * 1.00$

$$P_1 = (0.5 * 14.22 * 1.00) * 1.00$$

$$P_1 = 7.11 \text{ KN/m}$$

- $P_2 = (k_o * \gamma * h_2) * 1.00$

$$P_2 = (0.5 * 14.22 * 1.00) * 1.00$$

$$P_2 = 7.11 \text{ KN/m}$$

- $P_3 = (k_o * \gamma' * h_2) * 1.00$

$$P_3 = (0.5 * 6.26 * 1.51) * 1.00$$

$$P_3 = 4.73 \text{ KN/m}$$

- $P_4 = (\gamma_w * h^2) * 1.00$

$$P_4 = (9.8 * 1.51) * 1.00$$

$$P_4 = 14.80 \text{ KN/m}$$

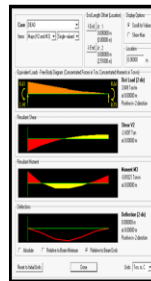


FIGURA 8.7.- Determinación del momento de servicio en las paredes del Tanque Séptico

$$M = 0.81 \text{ Ton. m}$$

$$M_u = 1.7 * 0.81$$

$$M_u = 1.377 \text{ Ton. m}$$

$$d_{nec} = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * R_u * b}}$$

$$R_u = 39.03 \quad \text{Por sismo:} \quad \text{Para} \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{nec} = \sqrt{\frac{0.81 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 39.03 \cdot 100}}$$

$$d_{nec} = 4.80 + 7 \text{ cm de recubrimiento}$$

$$h = 11.80 \text{ cm}$$

$$h = 0.20 \text{ m}$$

- $A_s = 0.3 \left(\frac{M_u}{d} \right)$

$$A_s = 0.3 \left(\frac{0.81}{0.20 - 0.05} \right)$$

$$A_s = 1.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1\emptyset 12\text{mm}@20\text{cm}$$

- $A_{s_{\min}} = \frac{14}{4200} * b * d$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{4200} * 100 * 15$$

$$A_{s_{\min}} = 5.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1\emptyset 12\text{mm}@20\text{cm}$$

- $A_{s_{\text{transversal}}} = 0.0018 * 100 * (20 - 5)$

$$A_{s_{\text{transversal}}} = 2.7 \text{ cm}^2$$

8.7.2.2.- Diseño de la Losa Superior

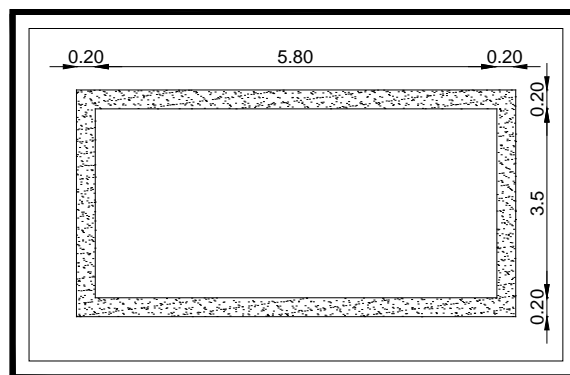


FIGURA 8.8.- Vista en planta del Tanque Séptico.

- **Determinación de la Carga sobre la Losa:**

- **Peso propio**

Asumo losa de 15cm de espesor.

Cálculo para 1m de losa

$$P1 = \gamma_h * l * a * e$$

$$P1 = 2.4 * 6.20 * 3.90 * 0.15$$

$$P1 = 8.70 \text{ Ton}$$

$$q = \frac{8.70 \text{ Ton}}{3.90 \text{ m} * 6.20 \text{ m}} * 1.00 \text{ m}$$

$$q = 0.36 \text{ Ton/m}$$

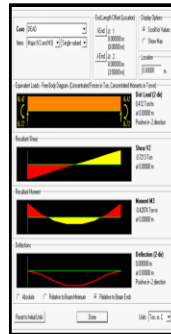


FIGURA 8.9.- Determinación del momento de servicio en la losa superior del Tanque Séptico

$$M = 0.42 \text{ Ton.m}$$

$$M_u = 1.7 * 0,42$$

$$M_u = 0,714 \text{ Ton.m}$$

$$d_{nec} = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * R_u * b}}$$

$$R_u = 39.03 \quad \text{Por sismo:} \quad \text{Para} \quad f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{nec} = \sqrt{\frac{0.714 * 10^5}{0.9 * 39.03 * 100}}$$

$$d_{nec} = 4.51 + 5 \text{ cm de recubrimiento}$$

$$h = 9.51 \text{ cm}$$

$$h = 0.15 \text{ m}$$

- $A_s = 0.3 \left(\frac{M_u}{d} \right)$

$$A_s = 0.3 \left(\frac{0.714}{0.15 - 0.05} \right)$$

$$A_s = 2.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- $A_{s_{\min}} = \frac{14}{4200} * b * d$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{4200} * 100 * 15$$

$$A_{s_{\min}} = 5.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1\emptyset 12\text{mm}@20\text{cm}$$

- $A_{s_{\text{transversal}}} = 0.0018 * 100 * (15 - 5)$

$$A_{s_{\text{transversal}}} = 1.80 \text{ cm}^2$$

8.7.2.3.- Diseño de la Losa Inferior

- **Determinación de la Carga sobre la Losa:**

Asumo losa de 20 cm de espesor.

Cálculo para 1m de losa

- **Peso de Paredes**

$$L = (6.2 * 2) + (3.5 * 2)$$

$$L = 19.40 \text{ m}$$

$$Pp = \gamma_h * l * h * e$$

$$Pp = 2.4 * 19.40 * 2.36 * 0.20$$

$$Pp = 21.97 \text{ Ton}$$

- **Peso de Agua**

$$Pa = \gamma_{\omega \text{ negras}} * l * a * h$$

$$Pa = 1.6 * 5.80 * 3.50 * 2.10$$

$$Pa = 68.21 \text{ Ton}$$

- **Peso de losa Superior**

$$Pls = \gamma_h * l * a * e$$

$$Pls = 2.4 * 6.20 * 3.90 * 0.15$$

$$Pls = 8.70 \text{ Ton}$$

- **Peso de losa Inferior**

$$Pli = \gamma_h * l * a * e$$

$$Pli = 2.4 * 6.20 * 3.50 * 0.20$$

$$Pli = 10.42 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga total} = Pp + Pa + Pls + Pli$$

$$\text{Carga total} = 21.97 + 68.21 + 8.70 + 10.42$$

$$P = 109.30 \text{ Ton}$$

$$q = \frac{109.30 \text{ Ton}}{6.20 \text{ m} * 3.90 \text{ m}} * 1.00 \text{ m}$$

$$P = 4.52 \text{ Ton/m}$$

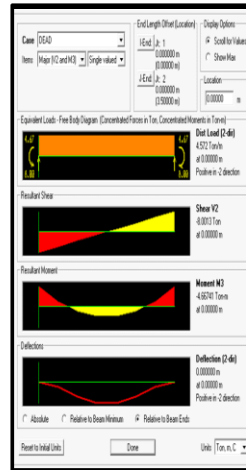


FIGURA 8.10.- Determinación del momento de servicio en la losa Inferior del Tanque Séptico

$$M = 4.67 \text{ Ton.m}$$

$$M_u = 1.7 * 4.67$$

$$M_u = 7.94 \text{ Ton.m}$$

$$d_{nec} = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * R_u * b}}$$

$$R_u = 39.03 \quad \text{Por sismo:} \quad \text{Para} \quad f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{nec} = \sqrt{\frac{7.94 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 39.03 \cdot 100}}$$

$$d_{nec} = 15.04 + 5 \text{ cm de recubrimiento}$$

$$h = 20.04 \text{ cm}$$

$$h = 0.25 \text{ m}$$

- $A_s = 0.3 \left(\frac{M_u}{d} \right)$

$$A_s = 0.3 \left(\frac{7.94}{0.25 - 0.05} \right)$$

$$A_s = 11.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1\emptyset 14\text{mm}@12,5\text{cm}$$

- $A_{s_{\min}} = \frac{14}{4200} * b * d$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{4200} * 100 * 20$$

$$A_{s_{\min}} = 6.67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1\emptyset 12\text{mm}@12.50\text{cm}$$

- $A_{s_{\text{transversal}}} = 0.0018 * 100 * (25 - 5)$

$$A_{s_{\text{transversal}}} = 3.6 \text{ cm}^2$$

8.8.- DISEÑO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

8.8.1.- DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Para el dimensionamiento del tanque, la bomba trabajará cada 2 horas

$$t = 2 \text{ horas}$$

DATOS:

$$t = 7200 \text{ s.}$$

$$Q = 1.502 \text{ l/s}$$

- **Determinación de volumen requerido**

$$V = Q * t$$

$$V = 1.502 \text{ l/s} * 7200 \text{ s}$$

$$V = 10814.4 \text{ l}$$

$$V = 10.8 \text{ m}^3$$

- **Dimensiones adoptadas para el volumen de almacenamiento**

$$h = 1.50 \text{ m}$$

$$a = 2.50 \text{ m}$$

$$b = 3.0 \text{ m}$$

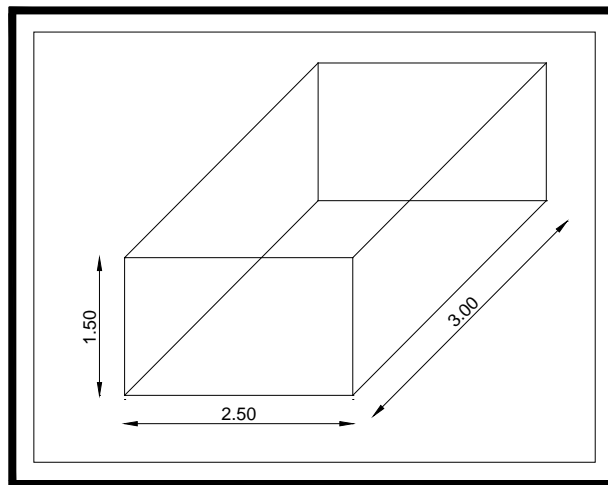


FIGURA 8.11.- Dimensiones adoptadas para el volumen de almacenamiento

$$V = 11.25 \text{ m}^3 > 10.8 \text{ m}^3 \quad OK$$

8.8.2.- DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

8.8.2.1.- Diseño de Paredes

DATOS:

- **Peso específico del suelo**

$$\gamma = 0.0016 \text{ kg/cm}^3$$

$$\gamma = 14.22 \text{ KN/m}^3$$

- **Peso específico Saturado**

$$\gamma = 0.001806 \text{ kg/cm}^3$$

$$\gamma_{sat} = 16.06 \text{ KN/m}^3$$

- **Ángulo de fricción**

$$\phi = 30^\circ$$

- **Peso específico del agua**

$$\gamma_w = 9.8 \text{ KN/m}^3$$

- **Coefficiente de Presión de Tierra en Reposo**

$$k_o = 1 - \sin \phi$$

$$k_o = 1 - \sin 30$$

$$k_o = 0.5$$

- $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

$$\gamma' = 16.06 - 9.8$$

$$\gamma' = 6.26 \text{ KN/m}^3$$

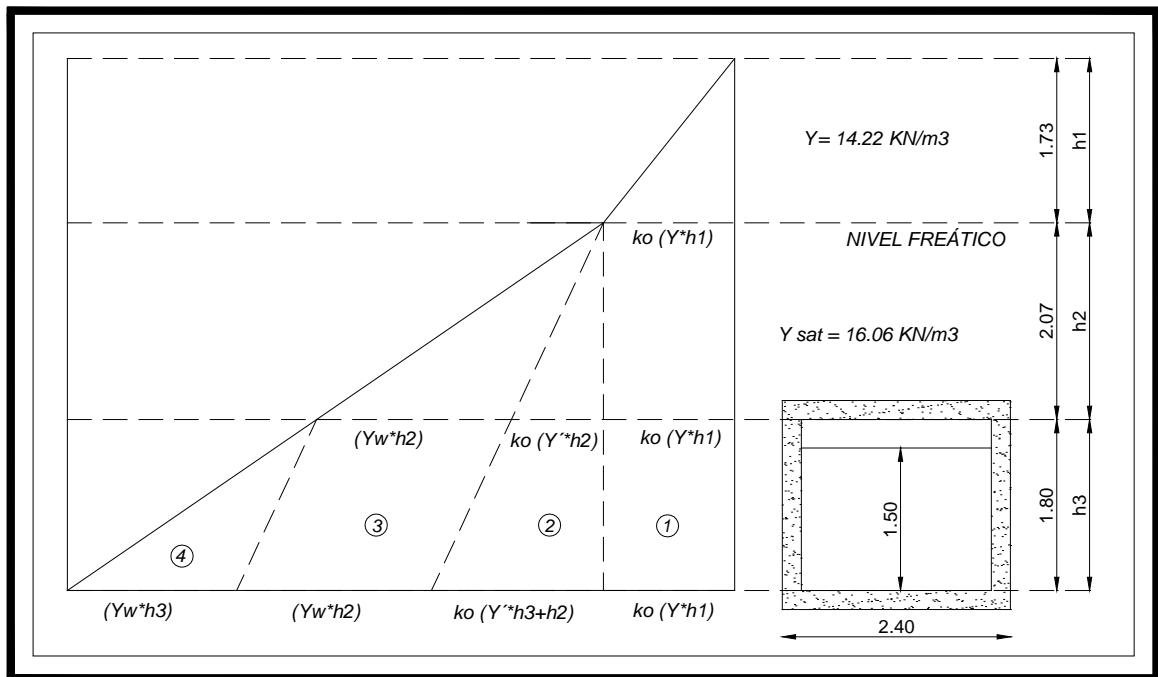


FIGURA 8.12.- Diagrama de presiones en las paredes del Tanque de Almacenamiento

- $A_1 = (k_o * \gamma * h_1) * h_3$

$$A_1 = 0.5 * 14.22 * 1.73 * 1.80$$

$$A_1 = 23.37 \text{ KN/m}$$

- $A_2 = \frac{k_o * \gamma' * (h_2 + h_3) + k_o * \gamma' * h_2}{2} * h_3$

$$A_2 = \frac{0.5 * 6.26 * (2.07 + 1.80) + 0.5 * 6.26 * 2.07}{2} * 1.80$$

$$A_2 = 16.73 \text{ KN/m}$$

- $A_3 = (\gamma_w * h_2) * h_3$

$$A_3 = (9.8 * 2.07) * 1.80$$

$$A_3 = 36.51 \text{ KN/m}$$

- $A_4 = 1/2(\gamma_w * h_3) * h_3$

$$A_4 = 1/2(9.8 * 1.80) * 1.80$$

$$A_4 = 15.88 \text{ KN/m}$$

- $P_o = A_1 + A_2 + A_3 + A_4$

$$P_o = 23.37 + 16.73 + 36.51 + 15.88$$

$$P_o = 92.49 \text{ KN/m}$$

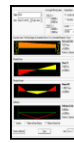


FIGURA 8.13.- Determinación del momento en las paredes del Tanque de Almacenamiento

$$M = 1.78 \text{ Ton. m}$$

$$M_u = 1.7 * 1.78$$

$$M_u = 3.026 \text{ Ton. m}$$

$$d_{nec} = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * Ru * b}}$$

$$Ru = 39.03 \quad \text{Por sismo} \quad \text{Para} \quad f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{nec} = \sqrt{\frac{3.026 * 10^5}{0.9 * 39.03 * 100}}$$

$$d_{nec} = 9.28 + 5 \text{ cm de recubrimiento}$$

$$h = 14.28 \text{ cm}$$

$$h = 0.20 \text{ m}$$

- $A_s = 0.3 \left(\frac{M_u}{d} \right)$

$$A_s = 0.3 \left(\frac{3.026}{0.20 - 0.05} \right)$$

$$A_s = 6.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

1 \emptyset 12 @ 0.15 m

- $A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{4200} * b * d$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{4200} * 100 * 15$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 5.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- $A_{s_{\text{transversal}}} = 0.0018 * 100 * (20 - 5)$

$$A_{s_{\text{transversal}}} = 2.7 \text{ cm}^2$$

8.8.2.2.- Diseño de la Losa Superior

- Determinación de la Carga sobre la Losa:

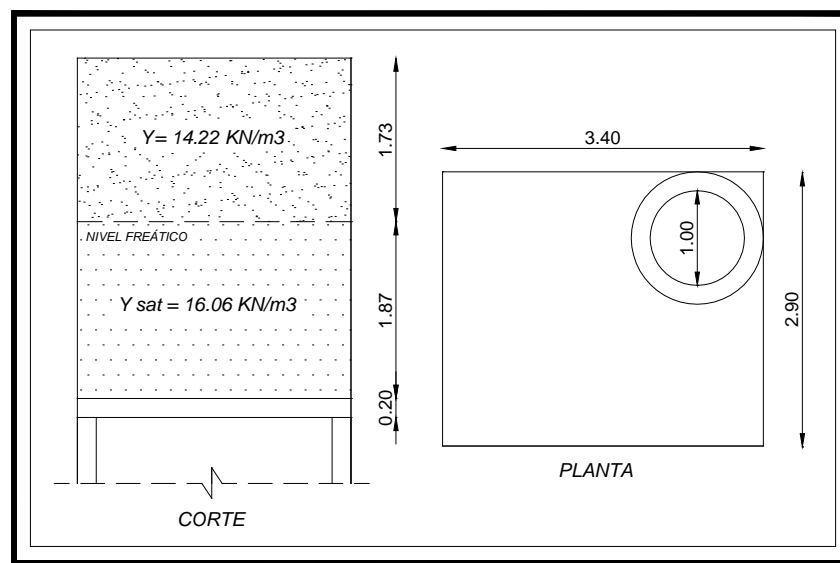


FIGURA 8.14.- Vista en corte y en planta del Tanque de Almacenamiento

$$P1 = 14.22 * 3.40 * 2.90 * 1.73$$

$$P1 = 242.56 \text{ KN}$$

$$P2 = 16.06 * 3.40 * 2.90 * 1.87$$

$$P2 = 296.12 \text{ KN}$$

$$P3 = 21.33 * 3.4 * 2.90 * 0.20$$

$$P3 = 42.06 \text{ KN}$$

$$P4 = 21.33 * \left(\frac{\pi * 1.40^2}{4} - \frac{\pi * 1^2}{4} \right) * 3.60$$

$$P4 = 57.90 \text{ KN}$$

$$P5 = 14.22 * \left(\frac{\pi * 1.40^2}{4} \right) * 1.73$$

$$P5 = 37.87 \text{ KN}$$

$$P6 = 16.06 * \left(\frac{\pi * 1.40^2}{4} \right) * 1.87$$

$$P6 = 46.23 \text{ KN}$$

$$P7 = 21.33 * \left(\frac{\pi * 1^2}{4} \right) * 0.20$$

$$P7 = 3.35 \text{ KN}$$

$$\text{Carga total} = P1 + P2 + P3 + P4 - P5 - P6 - P7$$

$$\text{Carga total} = 242.56 + 296.12 + 42.06 + 57.90 - 37.87 - 46.23 - 3.35$$

$$\text{Carga total} = 551.19 \text{ KN}$$

$$\text{Carga total} = 62.00 \text{ Ton}$$

$$q = \frac{62.00 \text{ Ton}}{3.40 \text{ m} * 2.90 \text{ m}}$$

$$q = 6.29 \text{ Ton/m}^2$$

Para 1 m de losa

$$q = 6.29 \text{ Ton/m}$$

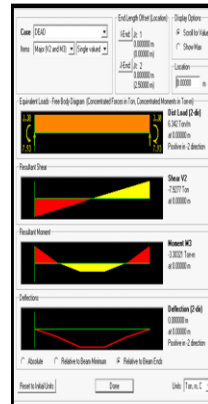


FIGURA 8.15.- Determinación del momento en la losa superior del Tanque de Almacenamiento

$$M = 3.30 \text{ Ton. m}$$

$$M_u = 1.7 * 3.30$$

$$M_u = 5.61 \text{ Ton. m}$$

$$d_{nec} = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * R_u * b}}$$

$$R_u = 39.03 \quad \text{Por sismo} \quad \text{Para} \quad f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{nec} = \sqrt{\frac{5.61 * 10^5}{0.9 * 39.03 * 100}}$$

$$d_{nec} = 12.64 + 5 \text{ cm de recubrimiento}$$

$$h = 17.64 \text{ cm}$$

$$h = 0.20 \text{ m}$$

- $A_s = 0.3 \left(\frac{M_u}{d} \right)$

$$A_s = 0.3 \left(\frac{5.61}{0.20 - 0.025} \right)$$

$$A_s = 9.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

1 \emptyset 14 @ 0.15 m

- $A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{4200} * b * d$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{4200} * 100 * 15$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 5.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- $A_{s_{\text{transversal}}} = 0.0018 * 100 * (20 - 5)$

$$A_{s_{\text{transversal}}} = 2.7 \text{ cm}^2$$

8.8.2.3.- Diseño de la Losa Inferior

- Determinación de la Carga sobre la Losa:

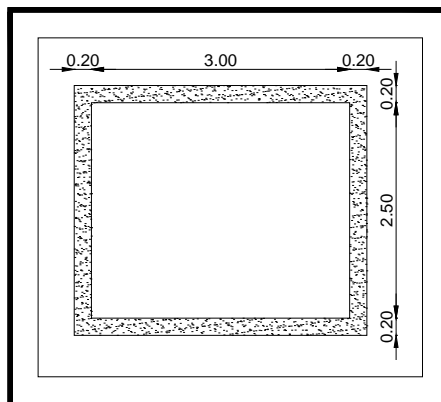


FIGURA 8.16.- Vista en Planta del Tanque de Almacenamiento

Paredes:

$$L = (3.40 * 2) + (2.5 * 2)$$

$$L = 11.80 \text{ m}$$

- **Peso de Paredes**

$$Pp = 2.4 * 11.80 * 1.80 * 0.20$$

$$Pp = 10.20 \text{ Ton}$$

- **Peso de Agua**

$$Pa = 1.6 * 2.5 * 3.0 * 1.50$$

$$Pa = 18.00 \text{ Ton}$$

- **Peso de losa Inferior**

$$P_{li} = 2.4 * 2.90 * 3.4 * 0.20$$

$$P_{li} = 4.73 \text{ Ton}$$

- **Peso sobre las paredes**

$$P_{sp} = 62.00 \text{ Ton}$$

$$Carga \text{ total} = Pp + Pa + P_{li} + P_{sp}$$

$$Carga \text{ total} = 10.20 + 18.00 + 4.73 + 62.00$$

$$Carga \text{ total} = 94.93 \text{ Ton}$$

$$q = \frac{94.93 \text{ Ton}}{3.40 \text{ m} * 2.90 \text{ m}}$$

$$q = 9.63 \text{ Ton/m}^2$$

Para 1 m de losa

$$q = 9.63 \text{ Ton/m}$$

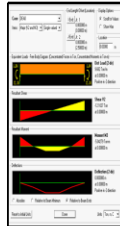


FIGURA 8.17.- Determinación del momento en la losa inferior del Tanque de Almacenamiento

$$M = 5.04 \text{ Ton.m}$$

$$M_u = 1.7 * 5.04$$

$$M_u = 8.56 \text{ Ton.m}$$

$$d_{nec} = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * R_u * b}}$$

$$R_u = 39.03 \quad \text{Por sismo}$$

$$\text{Para } f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{nec} = \sqrt{\frac{8.56 * 10^5}{0.9 * 39.03 * 100}}$$

$$d_{nec} = 15.62 + 5 \text{ cm de recubrimiento}$$

$$h = 20.62 \text{ cm}$$

$$h = 0.25 \text{ m}$$

- $A_s = 0.3 \left(\frac{M_u}{d} \right)$

$$A_s = 0.3 \left(\frac{8.56}{0.25 - 0.05} \right)$$

$$A_s = 12.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1 \text{ } \emptyset 14 @ 0.125 \text{ m}$$

- $As_{\min} = \frac{14}{4200} * b * d$

$$As_{\min} = \frac{14}{4200} * 100 * 15$$

$$As_{\min} = 5.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- $As_{transversal} = 0.0018 * 100 * (20 - 5)$

$$As_{transversal} = 2.7 \text{ cm}^2$$

CAPITULO 9.

DISEÑO DE HORMIGONES

9.1.- INTRODUCCIÓN

El diseño del sistema de alcantarillado en la Isla “Las Casitas”, comprende la construcción de estructuras y obras de arte, en las que se ha utilizado al hormigón como material de construcción, por lo que es necesario realizar el diseño de una mezcla que nos garantice la resistencia y durabilidad de las obras. Además se justifica claramente este diseño por las características específicas de la zona que estarán en constante interacción con el hormigón.

9.1.1.- CARACTERÍSTICAS GENERALES:

9.1.1.1.- Hormigón:

El hormigón es una piedra artificial formada al mezclar apropiadamente cuatro componentes básicos: cemento, arena, grava y agua.

Las propiedades del hormigón dependen en gran medida de la calidad y proporciones de los componentes en la mezcla, y de las condiciones de humedad y temperatura, durante los procesos de fabricación y de fraguado.

El hormigón ha alcanzado importancia como material estructural debido a que puede adaptarse fácilmente a una gran variedad de moldes, adquiriendo formas arbitrarias, de dimensiones variables, gracias a su consistencia plástica en estado fresco.

El hormigón es un material sumamente resistente a la compresión, pero extremadamente frágil y débil a sollicitaciones de tracción. Para aprovechar sus fortalezas y superar sus limitaciones, en estructuras se utiliza el hormigón combinado con barras de acero resistente a la tracción, lo que se conoce como hormigón armado.

9.1.1.2.- Cemento:

El cemento es el material ligante de los diferentes componentes del hormigón. El cemento para hormigones estructurales debe ser Portland.

Existen varios tipos de cemento Portland; entre los más importantes se pueden mencionar:

- **Tipo I:** De fraguado normal
- **Tipo II:** De propiedades modificadas
- **Tipo III:** De fraguado rápido
- **Tipo IV:** De fraguado lento
- **Tipo V:** Resistente a los sulfatos

En nuestro medio se dispone permanentemente de cemento Portland tipo I y ocasionalmente (cuando se ejecutan proyectos de uso masivo de hormigón como presas) de tipo IV. Otros tipos de cemento siempre requieren de importación.

El cemento utilizado en la fabricación de hormigón debe estar totalmente seco y suelto, y no debe presentar grumos de fraguado anticipado, debe ser almacenado en un sitio cubierto, seco, con ventilación apropiada para evitar el contacto con el piso.

9.1.1.3.- Agregados:

Más del 75% del volumen del concreto está ocupado por los agregados, por lo que las propiedades de los mismos tienen influencia definitiva sobre el comportamiento del hormigón. De acuerdo al tamaño de las partículas, los agregados se clasifican en agregados gruesos (tamaño mayor a 5 mm) y agregados finos (tamaño entre 0.075 mm y 5 mm).

Una buena graduación de los agregados da lugar a hormigones de mejores características y más económicos. Para conseguir una granulometría apropiada se mezclan en proporciones adecuadas.

Los agregados pueden ser utilizados en su estado natural o pueden provenir de un proceso de trituración. El agregado grueso triturado presenta mejores características de adherencia que el agregado natural, por lo que sus hormigones pueden alcanzar mayor resistencia.

Los agregados deben estar libres de partículas orgánicas, sales, limos y arcillas que puedan afectar las reacciones químicas de fraguado o produzcan porosidades indeseables.

9.1.1.4.- Agua:

El agua utilizada en el hormigón debe ser potable en lo posible o al menos debe estar libre de impurezas. Nunca debe usarse agua de mar.

9.1.1.5.- Aditivos:

Son compuestos químicos que, añadidos en pequeñas cantidades, modifican las propiedades del hormigón. Entre los más conocidos existen los acelerantes, retardantes, plastificantes, impermeabilizantes. Los aditivos siempre deben ser probados previamente a su utilización en obra, por la gran variabilidad de la calidad del cemento que disponemos en el país.

9.2.- OBJETIVOS

- Obtener una mezcla que posea un mínimo de determinadas propiedades tanto en estado fresco como endurecido, al menor costo de producción posible.
- Analizar la estructura del hormigón, centrándose en la influencia que sus componentes tienen en las propiedades más significativas.
- Exponer la dosificación teóricamente ideal de cara a dar respuesta a las exigencias de durabilidad y resistencia.
- Realizar un análisis de las modificaciones en la dosificación teórica cuando el hormigón sea puesto en obra.
- Determinar la influencia del agua del nivel freático, que estará en contacto con las estructuras de hormigón para evitar deterioro del mismo.

9.3.- METODOLOGÍA

- La selección de los agregados se lo realizó en base a sus propiedades mecánicas, distancia entre la mina y el proyecto y la disponibilidad de los mismos. Los agregados pertenecen a la Mina El Guabo.
- Para el diseño del hormigón se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio.
 - Contenido de Humedad de los Agregados Grueso y Fino
 - Granulometría completa con los materiales secados
 - Pesos unitarios Suelos y Varillados
 - Pesos Específicos
 - Colorimetría
 - Resistencia a los Sulfatos
- El diseño del hormigón se basa en las normas ASTM y tablas de cálculo ACI.
- Las relaciones básicas entre los componentes han sido previamente establecidas de numerosas experiencias, pero no son sino una guía para acercarse a la dosificación óptima; esta solo se puede obtener de acuerdo a las condiciones de los materiales en la obra y después de haber realizado las correcciones en mezclas de prueba.
- Las propiedades de los granulados y del cemento tienen una marcada influencia en la cantidad de agua necesaria para una adecuada colocación del hormigón en obra y en la resistencia y durabilidad del mismo.
- Cuando la naturaleza de los granulados, el tipo de cemento permanecen iguales, la cantidad de cemento, la graduación y tamaño máximo de los granulados y la consistencia de hormigón fresco pueden variar en una amplia gama sin afectar la resistencia del hormigón endurecido a condición de que la calidad de la pasta, que depende de la relación agua/cemento, permanezca constante.
- Por lo contrario, si las fuentes de abastecimiento de los granulados varía o se utilizan cemento de diversas procedencias, las cualidades de la

mezcla fresca y la resistencia del hormigón pueden variar considerablemente, aun cuando la relación agua/cemento sea la misma. Por esta razón, siempre es necesario fabricar mezclas de prueba en donde se pueda verificar el cumplimiento de las condiciones impuestas y realizar las correcciones del caso.

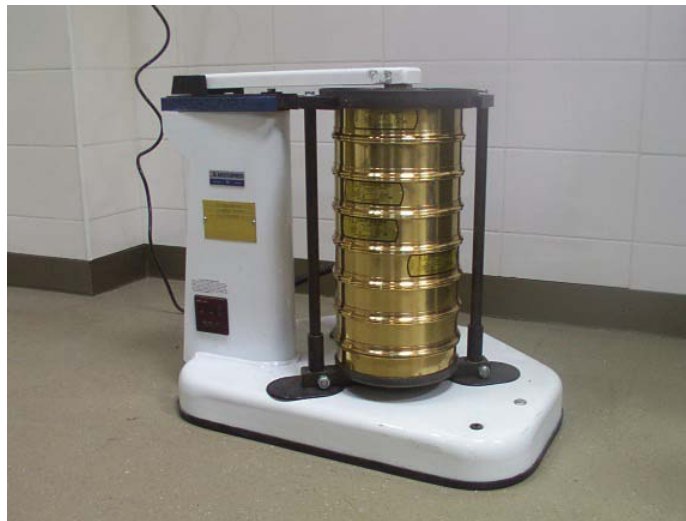
9.4.- ENSAYOS DE LABORATORIO

9.4.1.- GRANULOMETRÍA DE LOS AGRAGADOS

La granulometría es la distribución de los tamaños de las partículas de un agregado tal como se determina por análisis de tamices (Norma ASTM C136). El tamaño de partícula del agregado se determina por medio de tamices de malla de alambre con aberturas cuadradas.

TABLA 9.1.- Escala granulométrica:

PARTÍCULA	TAMAÑO
Arcillas	< 0.002 mm
Limos	0.002 - 0.06 mm
Arenas	0.06 - 2 mm
Gravas	2 mm - 6 cm
Cantos Rodados	6 - 25 cm
Bloques	> 25 cm



FOTOGRAFÍA 9.1.- Tamices

9.4.1.1.- Granulometría del Agregado Grueso

TABLA 9.2.- Granulometría del agregado grueso

PROYECTO:	Alcantarillado en la Isla "LAS CASITAS".
UBICACIÓN:	Archipiélago de Jambelí, Prov. de El Oro.
FECHA:	27 de abril de 2010
YACIMIENTO:	MINA EL GUABO

GRANULOMETRÍA DEL AGREGADO GRUESO														
TAMIZ Nº	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Nº 4	8	16	30	50	100	200	PASA 200
Peso retenido acumulado gr.	240	1260	3640	6260	9120	10380	11900	12002	12013	12015	12017	12018	12019	12139
% Retenido	2	10	30	52	75	86	98	99	99	99	99	99	99	100
% Que pasa	98	90	70	48	25	14	2	1	1	1	1	1	1	0
% Especificado	100	95 -100	---	35 - 70	---	10 - 30	0 - 5	---	---	---	---	---	---	---
PESO TOTAL DE LA MUESTRA: <u>12139 gr.</u>														

TABLA 9.3.- Requisitos de graduación del árido grueso

REQUISITOS DE GRADUACIÓN DEL ARIDO GRUESO											
TAMIZ INEN	TAMIZ ASTM	Porcentaje en masa que debe pasar por los tamices INEN indicados en la columna (1)									
Abertura cuadrada		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
		90 - 37,5	6,3 - 3,75	6,3 - 4,75	37,5 - 4,75	26,5 - 4,75	19 - 4,75	13,2 - 4,75	9,5 - 2,36	53 - 26,5	37,5 - 19
(mm)	(plg)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
106		100									
90		90-100									
75	3		100								
63	2 1/4	25-60	90-100	100						100	
53			25-60	95-100	100					90-100	100
37,5	1 1/2	0-15	0-15		95-100	100				35-70	90-100
26,5				35-70		95-100	100			0-15	20-55
19	3/4	0-5	0-5		35-70		90-100	100			0-15
13,2				10-30		25-60		90-100	100	0-5	
9,5	3/8				10-30		20-55	40-70	85-100		0-5
4,75	Nº 4			0-5	0-5	0-10	0-10	0-15	10-30		
2,36	Nº 8					0-5	0-5	0-5	0-10		
									0-5		

Fuente: Especificaciones Generales MOP – 001 – F - 2002

De la granulometría podemos determinar lo siguiente:

- Tamaño Nominal Máximo = 25.4 mm ó 1"
- Por lo que tomamos el grado D de la tabla de requisitos de graduación del árido grueso.

9.4.1.1.1.- Diagrama de Granulometría del Agregado Grueso

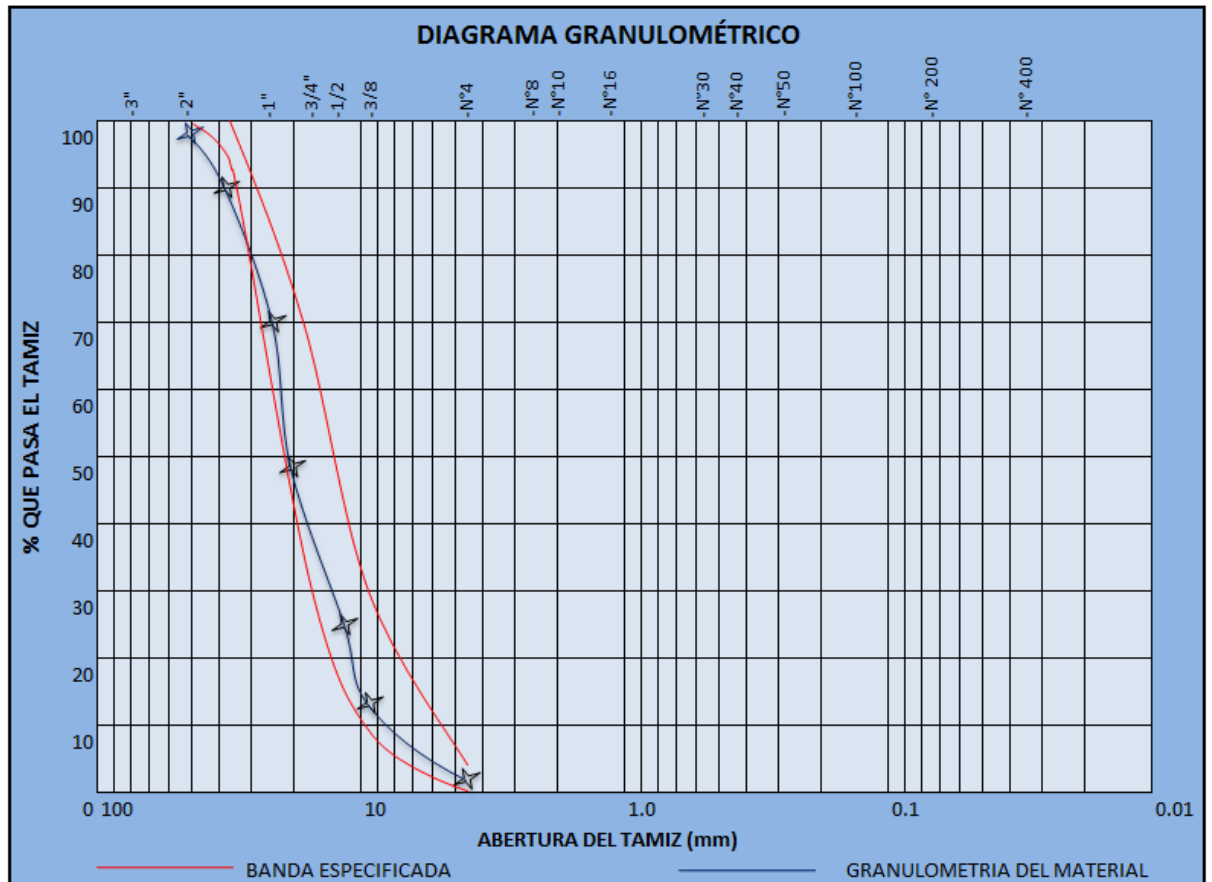


FIGURA 9.1.- Diagrama de granulometría del agregado grueso

9.4.1.1.2.- Conclusiones:

Como podemos observar en el diagrama, la curva granulométrica del agregado grueso tiene una distribución en el cuál en un 80% del porcentaje de material que pasa el tamiz de una pulgada entra dentro de las especificaciones, por lo que podemos asumir que nos encontramos dentro de las especificaciones generales para agregado grueso.



FOTOGRAFÍA 9.2.- Ensayo de Granulometría

9.4.1.1.3.- Determinación del Módulo de Finura del Agregado Grueso

Tamices (pulg.)	1 1/2	3/4	3/8	N°- 4	N°- 8	N° -16	N°- 30	N°- 50	N°- 100
Retenido Acumulado (%)	10	52	86	98	99	99	99	99	99

$$MF = \frac{\sum \% \text{Retenido Acumulado}}{100}$$

$$MF = \frac{10 + 52 + 86 + 98 + 99 + 99 + 99 + 99 + 99}{100}$$

$$MF = 7.41\%$$

9.4.1.2.- Granulometría del Agregado Fino**TABLA 9.4.- Granulometría del agregado fino**

PROYECTO:	Alcantarillado en la Isla "LAS CASITAS".
UBICACIÓN:	Archipiélago de Jambelí, Prov. de El Oro.
FECHA:	27 de abril de 2010
YACIMIENTO:	MINA EL GUABO

GRANULOMETRÍA DEL AGREGADO FINO												
TAMIZ Nº	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Nº 4	8	16	30	50	100	200	PASA 200
Peso retenido acumulado gr.	---	---	---	0	34.4	295.0	540.6	744.3	913.3	973.3	990.3	1000
%Retenido	---	---	---	0	3	30	54	74	91	97	99	100
% Que pasa	---	---	---	100	97	71	46	26	9	3	1	0
% Especificado	---	---	---	100	95-100	80-100	50-85	25-60	10-30	2-10	---	---
PESO TOTAL DE LA MUESTRA:		1000 gr.										

Los agregados finos para el hormigón de cemento Portland, deberán cumplir los requisitos de granulometría especificados en la **TABLA N°- 9.5** de acuerdo con la Norma INEN 872.

TABLA 9.5.- Requisitos de graduación del árido fino

REQUISITOS DE GRADUACIÓN DEL ÁRIDO FINO		
TAMIZ		PORCENTAJE QUE PASA
(mm)	(pulg.)	
9,5	3/8"	100
4,75	Nº 4	95 - 100
2,36	Nº8	80 - 100
1,18	Nº16	50 - 85
600	Nº30	25 - 60
300	Nº50	10 - 30
150	Nº100	2 - 10

Fuente: Especificaciones Generales MOP – 001 – F - 2002

9.4.1.2.1.- Diagrama de granulometría del Agregado Fino

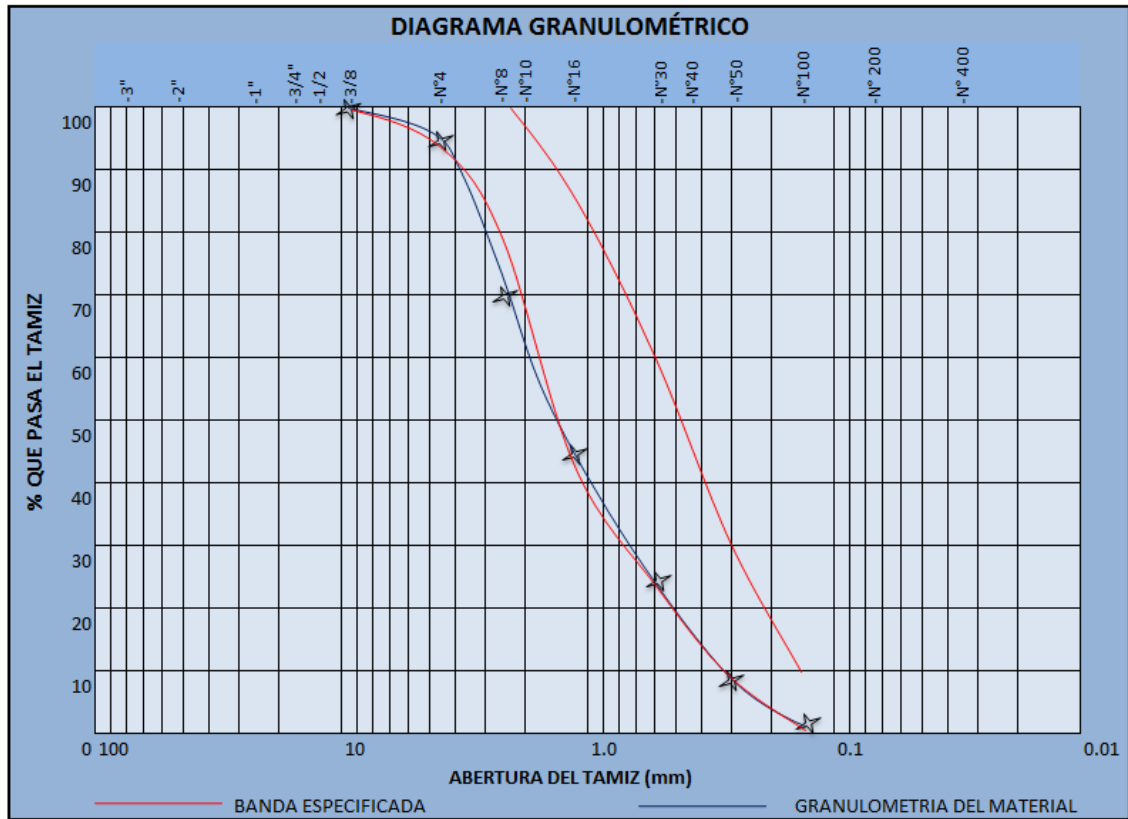


FIGURA 9.2.- Diagrama de Granulometría del Agregado Fino

9.4.1.2.2.- Conclusiones:

Como podemos observar en el diagrama, la curva granulométrica del agregado fino tiene una distribución de partículas, en el cuál en un 94%, que pasa el tamiz N°- 4, entra dentro de las especificaciones; pero a partir de este tamiz la granulometría sale del rango inferior y vuelve a retomar a partir del tamiz N°- 16; por lo que asumimos que la distribución del agregado fino tiene una tendencia hacia el rango inferior de las especificaciones generales para el agregado fino; esto se deberá tomar en cuenta durante el diseño del hormigón.

9.4.1.2.3.- Determinación del Módulo de Finura del Agregado Fino

Tamices (pulg.)	3/8	N°- 4	N°- 8	N°-16	N°- 30	N°- 50	N°- 100
Retenido Acumulado (%)	0	3	30	54	74	91	97

$$MF = \frac{\sum \% \text{Retenido Acumulado}}{100}$$

$$MF = \frac{0 + 3 + 30 + 54 + 74 + 91 + 97}{100}$$

$$MF = 3.49\%$$

- Cuando el módulo de finura es mayor al 3% se debe utilizar mayor cantidad de cemento.

9.4.2.- PESOS UNITARIOS SUELTOS Y VARILLADOS

Este método de ensayo cubre la determinación de la densidad volumétrica (peso unitario) del agregado en condición suelta o compactada, y el cálculo de vacíos entre las partículas del agregado fino, grueso o mixto, basándose en la misma determinación. Este método de ensayo es aplicable a agregados que no excedan un tamaño nominal de 12 mm.

Peso Unitario es una terminología tradicional usada para describir la propiedad que determina este método de ensayo, el cual se establece como peso por unidad de volumen (correctamente, masa por unidad de volumen o densidad).

9.4.2.1.- Instrumentos:

- **Balanza:** Una balanza o escala con precisión del 0.1 % de la carga del ensayo; Se utilizará para determinar la masa del molde vacío y la masa del molde con el contenido 1920 Kg/m^3 .
- **Barra apisonadora-redondeada:** Barra recta de acero, 16 mm de diámetro y aproximadamente 600 mm. De largo, con uno o dos extremos redondeados o semiesféricos, cuyo diámetro sea de 16 mm.
- **Molde:** Un molde cilíndrico de metal, preferiblemente provisto de agarraderas. Este será hermético, tanto la parte superior como la base, y suficientemente rígido para mantener su forma bajo condiciones agresivas de uso. El molde tendrá una altura aproximadamente igual al diámetro, pero en ningún caso la altura será menor al 80% ni mayor al 150% del diámetro.



FOTOGRAFÍA 9.3.- Ensayo de Pesos Unitarios Suelos y Varillados

9.4.2.2.- Cálculos

Densidad volumétrica

$$M = (G - T)/V \quad \text{Donde:}$$

M = Densidad volumétrica de los agregados

G = Masa del molde con los agregados

T = Masa del molde

V = Volumen del Molde

A continuación se presenta las masas y los resultados de las densidades volumétricas de los agregados.

TABLA 9.6.- Resultados del Ensayo de Pesos Unitarios de Los Agregados

MATERIAL	RIPIO		ARENA	
	SUELTO	VARILL.	SUELTO	VARILL.
PESO MUESTRA + MOLDE (1)	30320	32340	9500	10060
PESO MUESTRA + MOLDE (2)	30260	32620	9640	10000
PESO MUESTRA + MOLDE (3)	30720	32560	9480	10100
PESO PROMEDIO (gr)	30433	32507	9540	10053
PESO MOLDE (gr)	5700	5700	6460	6460
PESO MUESTRA (gr)	24733	26807	3080	3593
VOLUMEN MOLDE (cm ³)	14043	14043	2120	2120
PESO UNITARIO (gr/cm ³)	1.76	1.91	1.45	1.69

9.4.3.- PESOS ESPECÍFICOS DEL ÁRIDO GRUESO Y FINO

Este método de ensayo determina la densidad promedio de una cantidad de partículas de árido (sin incluir el volumen de vacíos entre partículas), la gravedad específica, y la absorción del árido.

Dependiendo del procedimiento usado, la densidad (Kg./m^3) puede ser expresada como seca en horno (OD), saturada con superficie seca (SSD), o densidad aparente. De la misma manera, la gravedad específica, una cantidad adimensional es expresada como OD, SSD o como gravedad específica aparente. La densidad OD y la densidad relativa OD se determina después de que el agregado se ha secado. La densidad SSD y densidad relativa SSD y la absorción son determinados después de saturar el agregado en agua por un lapso de tiempo definido.

9.4.3.1.- Peso Específico del Agregado Grueso

9.4.3.1.1.- Resumen del Método de Ensayo

Una muestra de árido es sumergida en agua por 24 ± 4 horas con el propósito esencial de llenar los poros. Cumplido este periodo, la muestra es retirada del agua, se elimina la misma de la superficie de las partículas, y se determina su masa. Luego, el volumen de la muestra es determinada por el método de desplazamiento del agua. Finalmente la muestra se seca al horno y se determina su masa. Usando los valores de masa obtenidos y las fórmulas en este método es posible calcular la densidad, gravedad específica, y absorción.

9.4.3.1.2.- Importancia y Uso

La gravedad específica es la característica general usada para el cálculo del volumen ocupado por el árido en varias mezclas que contienen áridos, incluyendo hormigón de cemento Portland, hormigón bituminoso, y otras mezclas.

La gravedad específica SSD es usada si el árido está húmedo esto es, si su absorción ha sido alcanzada. Así mismo, la gravedad específica OD es usada para los cálculos cuando el árido está seco o se asume estar seco.

Los valores de absorción son usados para calcular los cambios en la masa de un árido debido al agua absorbida en los vacíos dentro de las partículas, comparando con la condición seca, cuando esta demanda que el árido ha estado en contacto con el agua el suficiente tiempo para satisfacer el mayor potencial de absorción.

9.4.3.1.3.- Instrumentos

- **Balanza:** Una balanza o escala con precisión del 0.1 % de la carga del ensayo; Se utilizará para determinar la masa del molde vacío y la masa del molde con el contenido 1920 Kg/m^3 .
- **Contenedor de la muestra:** Un cesto de alambre de 3.35 mm. de abertura o de menor medida, o un cubo de aproximadamente igual ancho y altura, con una capacidad de 4 a 7 litros. para un tamaño máximo nominal del árido de 37.5 mm. o menor, y un contenedor más grande como sea necesario para el ensayo de áridos de tamaño mayor.
- **Tanque de agua:** Un tanque de agua en el cual el contenedor de la muestra es colocado mientras se suspende bajo la balanza.
- **Tamices:** Un tamiz 4.75 mm. (Nº- 4) o de otros tamaños como sean necesarios.

9.4.3.1.4.- Cálculos

$$\text{Gravedad Específica de Masa} = \frac{A}{B - C}$$

$$\text{Gravedad Específica de SSS} = \frac{B}{B - C}$$

$$\text{Gravedad Específica Aparente} = \frac{A}{A - C}$$

Donde:

A = Peso en el aire de la muestra secada al horno (gr.)

B = Peso en el aire de la muestra saturada de superficie seca (gr.)

C = Peso en el agua de la muestra saturada (gr.)

9.4.3.1.5.- Absorción:

$$\% \text{ De Absorción} = \frac{B - A}{A}$$

Donde:**A** = Peso en el aire de la muestra secada al horno (gr.)**B** = Peso en el aire de la muestra saturada de superficie seca (gr.)

A continuación se presentan los datos y la determinación de la gravedad específica y la absorción del agregado grueso.

TABLA 9.7.- Resultado del Ensayo de Peso Específico y Absorción del Agregado Grueso

AGREGADO GRUESO	
PESO MUESTRA SSS (B)	5000
PESO MUESTRA SUMERGIDA (C)	3240
CAPSULA N°	1
PESO CAPSULA + MUESTRA SECA	5354
PESO CAPSULA	410
PESO MUESTRA SECA (A)	4944
A - C	1704
B - C	1760
B - A	56
PESO ESP. MASIVO A/(B-C)	2.81
PESO ESP. MAS. SSS B/(B-C)	2.84
PESO ESP. SOLIDOS A/(A-C)	2.90
% ABSORCION (B-A)*100/A	1.13

9.4.3.2.- Peso Específico del Agregado Fino**9.4.3.2.1.- Resumen del Método de Ensayo**

Una muestra de árido es sumergida en agua por 24 ± 4 horas con el propósito esencial de llenar los poros. Cumplido este periodo, la muestra es retirada del agua, se elimina la misma de la superficie de las partículas, y se determina su masa. Luego, el volumen de la muestra es determinada por el método gravimétrico o volumétrico. Finalmente la muestra se seca al horno y se determina su masa. Usando los valores de masa obtenidos y las fórmulas en este método es posible calcular la densidad, gravedad específica, y absorción.

9.4.3.2.2.- Instrumentos

- **Balanza:** Una balanza o escala con precisión del 0.1 % de la carga del ensayo; Se utilizará para determinar la masa del molde vacío y la masa del molde con el contenido 1920 Kg/m^3 .
- **Picnómetro:** (Para uso con procedimiento gravimétrico) un contenedor en el cuál el árido fino, muestra de ensayo, puede ser introducido en el cuál el contenido de volumen pueda ser reproducido dentro del $\pm 0.1 \text{ cm}^3$. El volumen del contenedor llenado a la marca puede ser al menos 50% mayor que el espacio requerido para acomodar la muestra de ensayo. Un matraz con medida de 500 cm^3 de capacidad o una jarra de jugo con un picnómetro en la parte superior es adecuado para una muestra de ensayo de 500 gr. de material fino.
- **Molde y compactador:** (Para ensayo de humedad superficial) El molde metálico debe ser de forma de un cono truncado con las siguientes dimensiones: $40 \pm 3 \text{ mm}$. de diámetro interno superior, $90 \pm 3 \text{ mm}$. de diámetro interno en el fondo y $75 \pm 3 \text{ mm}$. de altura, con un espesor mínimo del metal de 0.8 mm. El compactador del metal debe tener una masa de $340 \pm 15 \text{ gr}$. Y una cara circular plana $25 \pm 3 \text{ mm}$. de diámetro.



FOTOGRAFÍA 9.4.- Ensayo del Peso Específico del Agregado Fino

A continuación se presentan los datos y la determinación de la gravedad específica y la absorción del agregado fino.

TABLA 9.8.- Resultado del Ensayo de Peso Específico y Absorción del Agregado Fino

AGREGADO FINO		
PESO MUESTRA SSS	(B)	500
PICNOMETRO N°		1
PESO PICNOMETRO	(2)	152.33
VOLUMEN PICNOMETRO	(V)	500
PESO PICN + AGUA + MUESTRA	(1)	966.34
CAPSULA N°		1
PESO CAPS + MUEST. SECA		646.85
PESO CAPSULA		159.18
PESO MUESTRA SECA	(A)	487.67
(1) - [(2) + (B)]	(W)	314.01
V - W		185.99
500 - A		12.33
(V - W) - (500 - A)	(X)	173.66
PESO ESP. MASIVO A/(B-W)		2.62
PESO ESP. MAS. SSS 500/(V-W)		2.69
PESO ESP. SOLIDOS A/X		2.81
% ABSORCION (500 - A)*100/A		2.53

9.4.4.- IMPUREZAS ORGÁNICAS EN ARENAS PARA HORMIGONES

Esta norma de ensayo es un procedimiento para la determinación aproximada de la presencia de compuestos orgánicos perjudiciales en arenas naturales que van a ser usadas en mortero de cemento o en hormigón. El principal valor de la prueba es dar una advertencia de que son necesarias pruebas posteriores antes de aprobarse el uso de una arena.

9.4.4.1.- Instrumentos

- **Botella de vidrio:** Aproximadamente de 350 ml. (12 onzas) graduadas, de vidrio claro con tapones de caucho, corcho u otro material no soluble en los reactivos especificados.

- **Solución de Hidróxido de Sodio (3%):** Disolver 3 partes de hidróxido de sodio (Na O H), en peso, en 97 partes de agua.

9.4.4.2.- Procedimiento

- Se llena una botella de vidrio hasta el nivel de los 130 ml. (4 ½ onzas) con la muestra de la arena a ensayar.
- Se añade una solución al 3% de Hidróxido de Sodio en agua hasta que el volumen de arena y líquido, después de sacudir sea de aproximadamente (7 onzas).
- Se tapa la botella, se sacude vigorosamente y luego se la deja reposar durante 24 horas.



FOTOGRAFÍA 9.5.- Ensayo para Determinar las Impurezas Orgánicas en Arenas



FOTOGRAFÍA 9.6.- Resultado de la Colorimetría Transcurrido las 24 Horas

Se hace la comparación con el color base, el cual debe estar colocado en un recipiente de características similares para no afectar el color. Si el color producido por la materia orgánica de la arena es más débil que el color base, el contenido de materia orgánica es bajo. Si el color obtenido es más fuerte que el color base, el contenido de materia orgánica es alto y no es adecuado para usar esa arena como agregado fino para elaborar concreto. La escala de colores se clasifica en el orden siguiente:

TABLA 9.9.- Descripción del color para arenas

Número	Descripción del color
1	Amarillo claro
2	Amarillo fuerte
3	Marrón anaranjado (color base). Límite máximo aceptable
4	Anaranjado rojizo
5	Anaranjado oscuro

Como se puede observar en la fotografía el color que predomina es el amarillo fuerte (faja N°-2), por lo que se puede concluir que la arena tiene bajo contenido de materia orgánica.

9.4.5.- RESISTENCIA A LOS SULFATOS DE LOS AGREGADOS

Este método trata del procedimiento a seguirse para el ensayo de agregados a fin de determinar sus resistencias a la desintegración por medio de soluciones saturadas de sulfatos de sodio o magnesio. Suministra valiosa información en el juzgamiento de la durabilidad de los agregados sujetos a la acción de la intemperie, particularmente cuando no se puede disponer de registros del comportamiento del material expuesto a la acción real de la intemperie.

9.4.5.1.- Instrumentos

- **Tamices:** Con abertura cuadrada y de los siguientes tamaños conforme a las “Especificaciones para tamices con fines de ensayo” (AASHTO Designación M 92) con los que se tamizarán las muestra.

TABLA 9.10.- Tamices necesarios para el ensayo de resistencia a los sulfatos

SERIE FINA	
0.300 mm	Nº - 50
0.600 mm	Nº - 30
1.18 mm	Nº - 16
2.36 mm	Nº - 8
4.75 mm	Nº - 4

- **Recipientes:** Para sumergir las muestra de agregado en la solución. El volumen de la solución en la que se sumergirán las muestras será de por lo menos cinco veces el volumen de la muestra sumergida en cada vez.
- **Balanza:**
- **Horno para Secado:** Diseñados para tareas generales de laboratorio, los hornos de laboratorio de doble pared son ideales para secar, hornear, templar, acondicionar, esterilizar, evaporar, deshidratar y para otros trabajos generales de laboratorio. Está completamente equipado con un termómetro y con bandejas ajustables.
- **Solución de Sulfato de Sodio:** La solución saturada de sulfato de magnesio se preparará disolviendo sal químicamente pura, U.S.P., (farmacopea americana), o de igual calidad en agua a una temperatura de 25 a 30° C.

9.4.5.2.- Preparación de la Muestra de Ensayo

9.4.5.2.1.- Agregado Fino

La muestra de agregado fino será cuidadosamente lavada en el tamiz de 0.300 mm. (Nº- 50), secada hasta un peso constante a una temperatura de $110 \pm 5^\circ$ C, y separada en sus diferentes tamaños, por tamizado en la siguiente forma: hágase una separación aproximada de la muestra graduada mediante el juego de tamices, de las fracciones obtenidas de esta manera selecciónese, muestras de tamaño suficiente para tener 100 g., estas muestras serán colocadas en recipientes separados para el ensayo.



FOTOGRAFÍA 9.7.- Ensayo de Resistencia a los Sulfatos

9.4.5.2.2.- Procedimiento

Las muestras serán sumergidas en la solución preparada de sulfato de sodio o de magnesio por lo menos por 16 horas ni más de 18 en forma tal que la solución las cubra con una profundidad de por lo menos 12.7 mm. Los recipientes se los recubrirá para reducir la evaporación y prevenir la adición accidental de sustancias extrañas.

Las muestras sumergidas en la solución deberán mantenerse a una temperatura de $21 \pm 1^\circ \text{C}$ durante el periodo de inmersión.

Después del periodo de inmersión la muestra de agregados será secada la solución, permitiéndose su drenaje durante aproximadamente 15 minutos y colocándola en la estufa secadora.

La temperatura de la estufa será previamente llevada a $110^\circ \pm 5^\circ \text{C}$. La muestra será secada hasta una condición de peso constante que no pierda más de 0.1 por ciento de humedad, después de 2 horas de secado a la temperatura especificada.

Se tendrá cuidado de evitar la pérdida de cualquiera de las partículas de los agregados. Las muestras serán secadas a peso constante y especificada, después del secamiento, las muestras se las dejará enfriar a la temperatura ambiente cuando estas van a ser sumergidas nuevamente en la solución.

El proceso de inmersión y secamientos alternados se lo repetirá hasta obtener el número requerido de ciclos.



FOTOGRAFÍA 9.8.- Muestras para Ensayo de Resistencia a los Sulfatos

9.4.5.2.3.- Cálculo del Desgaste por la Acción de Sulfatos en el Agregado Fino

TABLA 9.11.- Granulometría de la muestra

GRANULOMETRÍA DEL AGREGADO FINO								
TAMIZ N°	3/8"	N° 4	8	16	30	50	100	200
%Retenido	0	3	30	54	74	91	97	99
% Dist. Granul.		27	24	20	17	6	3	

TABLA 9.12.- Evaluación cuantitativa del desgaste por la acción de sulfatos del agregado fino

EVALUACIÓN CUANTITATIVA						
TAMIZ N° - PASA	TAMIZ N° - RET.	MASA INICIAL	MASA FINAL	PÉRDIDA PARCIAL	GRANUL. MUESTRA	% DESGASTE TOTAL
	N°- 100	-----	-----		3%	
N°- 30	N°- 50	100	91.31	9.52	6%	0.57%
N°- 16	N°- 30	100	93.57	6.87	17%	1.17%
N°- 8	N°- 16	100	94.39	5.94	20%	1.19%
N°- 4	N°- 8	100	95.87	4.31	24%	1.03%
3/8"	N°- 4	100	93.49	6.96	27%	1.88%
TOTAL:					100%	5.84%

9.4.5.2.4.- Conclusiones:

El desgaste del agregado fino no supera ni la mitad del 12 % permitido, por lo que se asume que el material no presenta desgaste significativo a los sulfatos.

9.4.6.- CONTENIDO DE HUMEDAD

Esta propiedad física de los agregados es de gran utilidad en la construcción civil y se obtiene de una manera sencilla, pues el comportamiento y la resistencia de los agregados en la construcción están regidos, por la cantidad de agua que contienen. El contenido de humedad es la relación del cociente del peso de las partículas y el peso de agua que guarda, esto se expresa en términos de porcentaje.

9.4.6.1.- Instrumentos:

- **Horno:** Diseñados para tareas generales de laboratorio, los hornos de laboratorio de doble pared son ideales para secar, hornear, templar, acondicionar, esterilizar, evaporar, deshidratar y para otros trabajos de generales de laboratorio. Está completamente equipado con un termómetro y con bandejas ajustables.
- **Balanza:** Una balanza o escala con precisión del 0.1 % de la carga del ensayo.

9.4.6.2.- Cálculos:

$$H = \frac{W_w}{W_s} * 100 \quad \text{Donde:}$$

H = Humedad (%)

W_w = Peso de Agua

W_s = Peso Seco



FOTOGRAFÍA 9.9.- Ensayo para Determinar el Contenido de Humedad de Los Agregados

9.4.7.- ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CONSISTENCIA DEL HORMIGÓN (Cono de Abrams)

La medida de la consistencia de un hormigón fresco por medio del cono de Abrams es un ensayo muy sencillo de realizar en obra, no requiriendo equipo costoso ni personal especializado y proporcionando resultados satisfactorios, razones que han hecho que este ensayo sea universalmente empleado aunque con ligeras variantes de unos países a otros. En este ensayo el hormigón se coloca en un molde metálico troncocónico de 30 cm de altura y de 10 y 20 cm de diámetro, superior e inferior respectivamente.



FIGURA 9.3.- Cono de Abrams

9.4.7.1.- Desarrollo del Ensayo

1.- Colocar el Cono sobre una superficie plana, horizontal, firme, no absorbente y ligeramente humedecida. Se aconseja usar una chapa de metal cuya superficie sea varios centímetros mayor que la base grande del Cono.

Colocar el Cono con la base mayor hacia abajo y pisar las aletas inferiores para que quede firmemente sujeto.

Antes de llenar el molde es preciso humedecerlo interiormente para evitar el rozamiento del hormigón con la superficie del mismo.

2.- Llenar el Cono en tres capas: Llénese hasta aproximadamente 1/3 de su volumen y compactar el hormigón con una barra de acero de 16 mm de diámetro terminada en una punta cónica rematada por un casquete esférico.

La compactación se hace con 25 golpes de la varilla, con el extremo semiesférico impactando al hormigón. Los golpes deben repartirse uniformemente en toda la superficie y penetrando la varilla en el espesor de la capa pero sin golpear la base de apoyo.

3.- Llenar el Cono con una segunda capa hasta aproximadamente $2/3$ del volumen del mismo y compáctese con otros 25 golpes de la varilla, siempre con la punta redondeada en contacto con el hormigón y repartiéndolos uniformemente por toda la superficie. Debe atravesarse la capa que se compacta y penetrar ligeramente (2 a 3 cm.) en la capa inferior pero sin golpear la base de ésta.

4.- Llénese el volumen restante del cono agregando un ligero "copete" de hormigón y compáctese esta última capa con otros 25 golpes de la varilla, que debe penetrar ligeramente en la segunda capa.

5.- Retirar el exceso del hormigón con una llana metálica, de modo que el Cono quede perfectamente lleno y enrasado. Quitar el hormigón que pueda haber caído alrededor de la base del Cono.

6.- Sacar el molde con cuidado, levantándolo verticalmente en un movimiento continuo, sin golpes ni vibraciones y sin movimientos laterales o de torsión que puedan modificar la posición del hormigón.

7.- Medida del Asentamiento: A continuación se coloca el Cono de Abrams al lado del formado por el hormigón y se mide la diferencia de altura entre ambos. Si la superficie del cono de hormigón no queda horizontal, debe medirse en un punto medio de la altura y nunca en el más bajo o en el más alto.

Si el hormigón desciende de una forma uniforme se tienen conos válidos, pero hay veces que la mitad del cono desliza a lo largo de un plano inclinado obteniéndose un asiento oblicuo provocado por una deformación por cortante. En este caso debe repetirse el ensayo, y si se siguen obteniendo conos similares habrá que modificar la dosificación.

TABLA 9.13.- Clasificación del hormigón de acuerdo a los valores de asentamiento

Consistencia del Hormigón	Aspecto	Asentamiento (cm.)	Método de Compactación
A - 1 Seca	Suelto y sin cohesión	1.0 a 4.5	Vibración Potente apisonado enérgico en capas delgadas
A - 2 Plástica	Levemente cohesivo	5.0 a 9.5	Vibración Normal varillado y apisonado
A - 3 Blando	Levemente fluido	10.0 a 15.0	Vibración leve, varillado
A - 4 Superfluidificado	Fluido	15.5 a 22.0	Muy leve y cuidadosa vibración, varillado

El cono de Abrams es un medio de control en obra muy útil debido a que permite detectar fácilmente cambios entre diferentes masas, bien sean debidos a variaciones de agua de amasado, en humedad de los áridos e incluso en la granulometría de estos, especialmente de las arenas, siendo, por consiguiente, un ensayo que permite verificar la regularidad del material. Con áridos de cantos rodados el cono es muy sensible y da un índice excelente de la cantidad de agua de amasado, hasta el punto de que una variación de un 3 por 100 en ella produce incrementos de asiento de 25 mm. Esto ha permitido que se elija como base contractual de evaluación de la consistencia de los hormigones servidos por central.

El cono de Abrams da resultados poco indicativos en el caso de hormigones con asientos inferiores a 1 cm, en los excesivamente fluidos y en los reforzados con fibras; su sensibilidad es menor en hormigones de áridos machacados que en los de áridos de cantos rodados.

Este ensayo no es válido para hormigones cuyo árido sea de tamaño mayor de 40 mm, por ello, cuando se trate de estos hormigones se deberá realizar un cribado previo por un tamiz de 40 mm de luz de malla, haciendo la prueba con el material que pasa por él.

9.4.8.- ENSAYO NORMALIZADO PARA EL REFRENDADO DE PROBETAS DE HORMIGÓN

La resistencia del hormigón puede ser garantizada si las probetas para el ensayo por compresión son confeccionadas, protegidas y curadas siguiendo métodos normalizados. De este modo los ensayos de rotura por compresión sobre probetas normalizadas, sirven para determinar la calidad del hormigón. Si, en cambio, se permite que varíen las condiciones de muestreo, métodos de llenado, compactación, terminación y curado de las probetas, los resultados de resistencia que se obtengan en el ensayo respectivo, carecerá de valor, ya que no podrá determinarse si eventuales resistencias bajas son debidas a la mala calidad del hormigón o a las fallas cometidas durante las operaciones de preparación de las probetas, previas al ensayo.

9.4.8.1.- Técnicas para Confeccionar y Conservar las Probetas Cilíndricas de Hormigón

1.- Usar solamente moldes indeformables, no absorbentes, estancos y de materiales que no reaccionen con el cemento Portland. Las medidas para las obras corrientes son de 15 cm. de diámetro por 30 cm. de altura, con las tolerancias que fija la Norma. El tamaño máximo del agregado grueso no podrá superar 1/3 del diámetro del molde. Si parte del agregado grueso supera el valor del punto anterior, se podrá preparar la probeta con el hormigón que pase a través de un tamiz IRAM 37.5 mm.

Antes de llenar los moldes, deberán ser colocados sobre una superficie horizontal, rígida y lisa. Deben hacerse por lo menos dos probetas por cada pastón que se quiera controlar por cada edad, generalmente 7 y 28 días.

2.- Toma de muestras: Se operará de acuerdo a las especificaciones de Norma IRAM 1541 Hormigón Fresco - Muestreo e IRAM 1666 Hormigón Elaborado. Cada muestra se tomará directamente de la canaleta de descarga de la moto hormigonera, después de haberse descargado los primeros 250 litros (1/4 m³) de la carga y antes de descargar los últimos 250 litros de la

misma.

La muestra se tomará en un recipiente limpio, no absorbente y estanco, y deberá ser totalmente remezclado en el mismo, antes del llenado de las probetas.

3.- Compactación con varilla: La finalidad de compactar el hormigón en los moldes es la de eliminar los huecos que pueden quedar dentro de la masa por la diferente forma y tamaño de los componentes que, al disminuir la sección de la probeta, le hacen perder resistencia. Hay muchas personas que utilizan para compactar el hormigón de la probeta, el primer trozo de barra de hierro que encuentran en la obra; otros se limitan a golpear el molde lateralmente y otros llenan el molde como si el hormigón fuera un líquido autonivelante. Todos estos procedimientos son errados y llevan a resultados bajos de resistencias, totalmente alejados de la resistencia real del hormigón elaborado. En cambio, la Norma establece el uso de una varilla normalizada con punta semiesférica para compactar el hormigón, ya que trabaja mejor por dos razones:

- a) Se desliza entre los agregados, en vez de empujarlos como lo hace una varilla de corte recto en la punta, con la cual quedan espacios huecos al ser retirada.
- b) Al retirar la barra, permite que el hormigón vaya cerrándose tras ella, lo que es facilitado por la punta redondeada.



FOTOGRAFÍA 9.10.- Probetas Cilíndricas de Hormigón

4.- Llenado de las probetas y compactación del hormigón: Se procede al llenado de las probetas, colocando el hormigón en tres capas de aproximadamente 1/3 de la altura del molde, cada una. Una vez colocada cada capa se la compacta con 25 golpes de la varilla, uniformemente distribuidos sobre su superficie. En la primera capa, los 25 golpes deben atravesarla íntegramente pero sin golpear el fondo del molde. La compactación de la segunda y la tercera capas se hace atravesando totalmente cada una de ellas y penetrando aproximadamente 2 cm en la capa siguiente. El llenado de la última capa se hace con un exceso de hormigón.

Terminada la compactación de la capa superior, se golpean los costados del molde suavemente con una maza de madera o similar, a fin de eliminar macroburbujas de aire que puedan formar agujeros en la capa superior. Finalmente, se enrasa la probeta al nivel del borde superior del molde, mediante una cuchara de albañil, retirando el hormigón sobrante y trabajando la superficie hasta conseguir una cara perfectamente plana y lisa.

5.- Como se deben tratar las probetas terminadas: Mientras quedan en obra las probetas deben dejarse almacenadas, sin desmoldar durante 24 horas, en condiciones de temperatura ambiente de $21^{\circ}\text{C} \pm 6^{\circ}\text{C}$, evitando movimientos, golpes, vibraciones y pérdida de humedad.

Probetas que quedan en el lugar de trabajo varios días, a temperaturas variables, expuestas a pérdida de humedad, etc., darán resultados erróneos de resistencia, siempre más baja y de mayor variabilidad que aquéllas que han sido tratadas correctamente.

6.- Manejo y curado de las probetas una vez fraguado el hormigón: Después de 24 horas de confeccionadas, las probetas se desmoldan y transportan al laboratorio para su curado. Durante el transporte y manipuleo, las probetas deben ir acondicionadas para evitarles golpes y pérdida de humedad, así como variaciones grandes de temperatura.

Llegadas al laboratorio, las probetas se almacenan a temperaturas de $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ en una pileta con agua saturada con cal que las cubra totalmente, o en una cámara húmeda con humedad relativa ambiente superior al 95%, donde quedan hasta el momento del ensayo.

Es conveniente recordar siempre que, aun cuando se hayan usado todos los equipos especificados y se hayan seguido los métodos aconsejados, todavía pueden ocurrir cosas a las probetas cilíndricas de hormigón que dejen asombrados a los expertos. Esto es probable con la mayoría de los ensayos y distintos materiales: ello es una razón más para seguir todas las etapas aprobadas, no sólo para evitar algunas de las complicaciones aquí descritas, sino fundamentalmente, para poder comparar resultados que, de otra manera, serían incompatibles.

Las demandas de los nuevos proyectos y técnicas incrementan la necesidad de una calidad uniforme del hormigón. Esto hace a la humilde probeta cilíndrica más importante que lo que se la ha considerado hasta el presente, ya que en la actualidad no existe otro ensayo que reemplace al de rotura por compresión. Por último, recordar que será lamentable dudar de la calidad de un buen hormigón por los pobres resultados obtenidos en ensayos mal ejecutados. Es importante tener en cuenta que la Industria del Hormigón Elaborado realiza un seguimiento riguroso en el control de calidad de los diferentes tipos de hormigón que provee a sus clientes, permitiendo el acceso a los resultados de los ensayos que se realizan en forma periódica en sus laboratorios. Pero es muy importante también, que el Director de Obra realice su propio control, lo cual le permitirá tener un mejor control de la calidad de su obra.

9.4.9.- ENSAYO PARA PRUEBA DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN

Este ensayo determina la resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de concreto y se limita a concretos con un peso unitario superior a 800 kg/m³ (50 lb/pe³)

El ensayo consiste en aplicar una carga axial de compresión a cilindros moldeados, a una velocidad de carga prescrita, hasta que se presente la falla.

La resistencia a la compresión del espécimen se determina dividiendo la carga aplicada durante el ensayo por la sección transversal de éste.

Los resultados de este ensayo pueden usarse como control de calidad para el proporcionamiento, mezcla y operaciones de colocación del concreto; para el cumplimiento de especificaciones; y como control para evaluar la efectividad de las mezclas y otros usos similares.

9.4.9.1.- Máquina de Ensayo

La máquina de ensayo debe ser de un tipo tal que tenga suficiente capacidad de carga y que reúna las condiciones de velocidad descritas en las normas.

Se hará una verificación de la calibración de la máquina de ensayo de acuerdo con la Norma ASTM E-4-83a. "Ensayo normalizado para la verificación de la carga de las máquinas de Ensayo".

La máquina debe operar mecánicamente y aplicar la carga de una manera continua y no en forma intermitente, y sin choques.

La máquina de ensayo debe estar equipada con dos bloques de carga, de acero con caras endurecidas, uno de los cuales es un bloque con rótula el cual descansa sobre la superficie superior de la muestra, y el otro un bloque sólido sobre el cual se colocará el espécimen.

Las superficies de los bloques que están en contacto con el espécimen deben tener una dimensión al menos 3% mayor que el diámetro del espécimen ensayado.

Se aceptan las superficies cuadradas, siempre y cuando el diámetro máximo del círculo inscrito más grande no exceda el diámetro indicado.



FOTOGRAFÍA 9.11.- Ensayo de Resistencia a la Compresión del Hormigón

9.4.9.2.- Procedimiento

- El ensayo de compresión de muestras curadas con agua debe hacerse inmediatamente después de que éstas han sido removidas del lugar de curado.
- La muestra se debe mantener húmeda utilizando cualquier método conveniente, durante el período transcurrido desde su remoción del lugar de curado hasta cuando es ensayada. Debe ensayarse en condición húmeda.
- Todos los especímenes de una edad determinada, se deben romper dentro de las tolerancias indicadas a continuación:

Edad de Ensayo	Tolerancia Permisible
24 horas	± 0.5 horas ó 2.1%
3 días	2 horas ó 2.8%
7 días	6 horas ó 3.6%
28 días	20 horas ó 3.0%
90 días	2 días ó 2.2%

FIGURA 9.4.- Tolerancias de Rotura de Cilindros de Hormigón

- **Colocación de la Muestra.**- Colóquese el bloque de carga inferior sobre la plataforma de la máquina de ensayo, directamente debajo del bloque superior. Límpiense con un paño las superficies de los bloques superiores e inferiores y colóquese el espécimen sobre el bloque inferior. Cuidese que el eje del espécimen quede alineado con el centro del bloque superior. El bloque con rótula debe rotarse inmediatamente antes de proceder al ensayo, para asegurar la libertad de movimiento requerida.
- **Velocidad de Carga.**- Aplíquese la carga continuamente sin golpes bruscos. Para las máquinas de ensayo del tipo tornillo, la cabeza móvil debe avanzar a una velocidad de 1.3 mm/min (0.05 pulgadas/min) cuando la máquina está operando sin transmitir carga. Para las máquinas hidráulicamente operadas la carga debe aplicarse a una velocidad correspondiente a una tasa de aplicación de carga comprendida en el rango de 0.14 a 0.34 MPa (20 a 50 Psi/s). La velocidad escogida se debe mantener al menos durante la segunda mitad del ciclo de ensayo, para la fase de carga prevista. Durante la aplicación de la primera mitad de la fase de carga prevista, se permite una velocidad de carga mayor.
Aplíquese la carga hasta que la muestra falle y regístrese la carga máxima soportada por el espécimen durante el ensayo. Anótense el tipo de falla y la apariencia del concreto.

9.5.- DISEÑO DEL HORMIGÓN

9.5.1.- RESISTENCIA DE DISEÑO

- $f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$ 21 (Mpa.) 1 Mpa = 10.2 Kg./cm²

9.5.2.- RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

TABLA 9.14.- Resumen de resultados del laboratorio

PARÁMETROS	MATERIALES	
	AGREGADO GRUESO	AGREGADO FINO
CONTENIDO DE HUMEDAD (%W)	0.77	4.65
PESO UNITARIO SUELTO (P.U.S) Kg/m ³	1760	1450
PESO UNITARIO COMPACTADO (P.U.C) Kg/m ³	1910	1690
PESO ESPECÍFICO (S.S.S) (Pe. S.S.S) Kg/m ³	2900	2810
ABSORCIÓN (ABS) %	1.13	2.53

9.5.3.- PARÁMETROS DE DISEÑO

- Asumimos el Peso Específico del cemento = **3100 Kg/m³**
- Asentamiento Máximo = **8 centímetros** (Tabla N°- 9.15)
- Asentamiento Mínimo = **2 centímetros** (Tabla N°- 9.15)
- Asentamiento Recomendado = **6 centímetros** (por trabajabilidad)

TABLA 9.15.- Asentamientos recomendados

ASENTAMIENTOS RECOMENDADOS PARA VARIOS TIPOS DE CONSTRUCCIÓN.		
TIPO DE CONSTRUCCIÓN	ASENTAMIENTO Máximo - cm	ASENTAMIENTO Mínimo - cm
Fundaciones, zapatas y paredes reforzadas	8	2
Zapatas simples, caissons y paredes de subestructura.	8	2
Losas, vigas, y paredes reforzadas	10	2
Columnas de edificios	10	2
Pavimentos	8	2
Hormigón en masa	5	2

Fuente: Especificaciones Generales MOP – 001 – F - 2002

- Agua = **190 litros/m³** (Tabla N°- 9.16)
- Aire Atrapado = 1.50% (Tabla N°- 9.16)

TABLA 9.16.- Cantidades aproximadas de agua de mezclado

CANTIDADES APROXIMADAS DE AGUA DE MEZCLADO QUE SE REQUIEREN PARA DIFERENTES ASENTAMIENTOS Y TAMAÑOS MÁXIMOS DE GRANULADO GRUESO.								
ASENTAMIENTOS - mm	AGUA: Litros por m ³ de hormigón para los tamaños indicados en mm							
	10	12.5	20	25	38	50	70	150
HORMIGÓN SIN AIRE INCLUIDO								
20 a 50 mm	205	200	185	180	160	155	145	125
80 a 100 mm	225	215	200	195	175	170	160	140
150 a 180 mm	240	230	210	205	185	180	170	---
Cantidad aproximada de aire atrapado (%)	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
HORMIGÓN CON AIRE INCLUIDO								
20 a 50 mm	180	175	165	160	145	140	135	120
80 a 100 mm	200	190	180	175	160	155	150	135
150 a 180 mm	215	205	190	185	170	165	160	---
Contenido de aire total promedio recomendado para el nivel de exposición (%)								
Benigna	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0
Moderada	6,0	5,5	5,0	4,5	4,5	4,0	3,5	3,0
Rigurosa	7,5	7,0	6,0	5,5	5,5	5,0	4,5	4,0

Fuente: Especificaciones Generales MOP – 001 – F - 2002

- Relación Agua / Cemento a/c = **0.55** (Tabla N°- 9.17)

TABLA 9.17.- Resistencia a la compresión del hormigón basado en la relación agua / cemento

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN BASADA EN LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO		
Resistencia a la compresión a los 28 días -Mpa	Relación agua/cemento en	
	Hormigón sin aire incluido	Hormigón con aire incluido
45	0.35	---
40	0.40	---
35	0.45	0.35
30	0.50	0.43
26	0.55	0.48
22	0.60	0.53
18	0.65	0.60
16	0.70	0.62
14	0.8	0.65

Fuente: Especificaciones Generales MOP – 001 – F - 2002

NOTA: Se ha determinado de la Tabla N°- 5.17 la relación agua cemento igual a 0.55, y que corresponde a una resistencia de 26 Mpa, teniendo como seguridad 5 Mpa. sobre la resistencia esperada.

- El volumen de ripio es de **0.65 m³** aparentes (V_R) compactados por cada m³ de hormigón. (Tabla N° - 9.18).

TABLA 9.18.- Volumen Aparente Seco y Compactado del Granulado Grueso por Unidad de Volumen de Hormigón

VOLUMEN APARENTE SECO Y COMPACTADO DEL GRANULADO GRUESO POR UNIDAD DE VOLUMEN DE HORMIGÓN.							
Volúmen Aparente de Grava Seca y Compactada para Diferentes Módulos de Finura de la Arena - m ³							
Tamaño máximo de la Grava - mm	2.40	2.50	2.60	2.70	2.80	2.90	3.00
10.0	0.50	0.49	0.48	0.47	0.46	0.45	0.44
12.5	0.59	0.58	0.57	0.56	0.55	0.54	0.53
20.0	0.66	0.65	0.64	0.63	0.62	0.61	0.60
25.0	0.71	0.70	0.69	0.68	0.67	0.66	0.65
38.0	0.76	0.75	0.74	0.73	0.72	0.71	0.70
50.0	0.78	0.77	0.76	0.75	0.74	0.73	0.72
70.0	0.81	0.80	0.79	0.78	0.77	0.76	0.75
150.0	0.87	0.86	0.85	0.84	0.78	0.82	0.81

Fuente: Especificaciones Generales MOP – 001 – F - 2002

- Relación Agua Cemento = 0.55 ; Agua = 190 litros
- $Cemento = \frac{190}{0.55} = 345 \text{ Kilos}$
- Masa de Ripio = $V_R * P_{UC} = 650 * 1.910 = 1241.5 \text{ kg.}$

CALCULANDO EN FORMA TABULAR TENEMOS PARA 1 m³ DE HORMIGÓN

Peso específico del Agua = 1000 Kg/m³

Peso específico del Cemento = 3100 Kg/m³

Peso específico del Ripio (Pe SSS) = 2900 Kg/m³

MATERIAL	MASA (Kg)	OPERACIÓN Masa / Peso Esp.	VOLUMEN REAL (dm ³)
Agua	190.0	190.0/1.0	190.00
Cemento	345.0	345.0/3.10	111.29
Ripio	1241.5	1241.5/2.900	428.10
Aire			15.00
Σ (Volumen de Sólidos)			744.39
Arena (Volumen) = 1000 - 744.39 = 255.61			

ARENA

$$Volumen Arena * Pe. SSS = 255.61 * 2.810 = 718.26 Kg.$$

- La dosificación es: (dividiendo todo para 345.0 Kilos, que es la cantidad de cemento).

AGUA	CEMENTO	ARENA	RIPIO
0.55	1.00	2.10	3.60

CORRECCIÓN POR HUMEDAD Y ABSORCIÓN DE LOS AGREGADOS

- ARENA: $Peso Arena * \frac{(100+W)}{(100+ABS)} = 718.26 * \frac{(100+4.6)}{(100+2.53)}$
ARENA: 732.76 Kg. (Arena con mayor humedad al estado SSS)
- AGUA: $Peso Arena * \frac{(W-ABS)}{(100+ABS)} = 718.26 * \frac{(4.6+2.53)}{(100+2.53)}$
AGUA: 49.95 lit. (Agua en exceso con respecto al estado SSS)
- RIPIO: $Peso Ripio * \frac{(100+W)}{(100+ABS)} = 1241.5 * \frac{(100+0.76)}{(100+1.13)}$
RIPIO: 1236.96 Kg. (Ripio con menor humedad al estado SSS)
- AGUA: $Peso Ripio * \frac{(W-ABS)}{(100+ABS)} = 1241.5 * \frac{(0.76-1.13)}{(100+1.13)}$
AGUA: - 4.54 lit. (Agua que falta al ripio para llegar al estado SSS)
- Corrección de Agua:
 $190 - 49.95 + 4.54 = 144.6 lit.$

- **Cantidades recomendadas para fabricar 1m³ de hormigón en Obra**

AGUA	CEMENTO	ARENA	RIPIO
145 lit	345 kg	733 kg	1237 kg

- **Dosificación al peso para 1 saco de cemento de 50 Kg.**

- $345/50 = 6.90$

AGUA	CEMENTO	ARENA	RIPIO
21 lit	50 kg	106 kg	179 kg

- **Dosificación al volumen para 1 saco de cemento de 50 kg.**

*Arena = (Peso Arena)/(P.U.S * volumen de la Parihuela)*

*Ripio = (Peso Ripio)/(P.U.S * volumen de la Parihuela)*

AGUA	CEMENTO	ARENA	RIPIO
21 lit	1 saco	2.50	4.50

- Los agregados se medirán en parihuelas de 0.30*0.30*0.30 (m)
 - Para el diseño se emplea Cemento Puzolánico IP (Rocafuerte) sin inclusión de aire.

9.6.- ELABORACIÓN DEL HORMIGÓN FRESCO (DISEÑO TEÓRICO)

A continuación se presenta el resumen del proceso para la elaboración del hormigón de diseño, el cual nos permitirá tomar las decisiones correctas para la dosificación final del hormigón a utilizarse en el Proyecto de Alcantarillado, en la Isla Las Casitas.

La dosificación a utilizarse, es la que se obtuvo anteriormente:

- **Cantidades recomendadas para fabricar 1m³ de hormigón en Obra**

AGUA	CEMENTO	ARENA	RIPIO
145 lit	345 kg	733 kg	1237 kg

Para elaborar la mezcla en el laboratorio y de acuerdo a las condiciones de capacidad de la máquina para mezclar los materiales se realizaron las pruebas con 10 Kg. de cemento:

- **Dosificación al Peso para 10 Kg. de Cemento**

- $345/10 = 34.5$

AGUA	CEMENTO	ARENA	RIPIO
4.20 lit	10 kg	21.24 kg	35.85 kg



FOTOGRAFÍA 9.12.- Dosificación al Peso para 10 Kg. de Cemento

A continuación se procedió al mezclado de los materiales con las recomendaciones necesarias como humedecer la mezcladora antes de introducir los materiales, con la finalidad de no perder agua por absorción.

Controlar que se mezclen debidamente los agregados, con la pasta de cemento.

Visualmente debemos estar chequeando la mezcla para mejorarla si es necesario.

Como se puede observar en las fotografías N°- 9.13 y 9.14 se procedió a la mezcla de los materiales para el hormigón con las recomendaciones antes mencionadas.



FOTOGRAFÍA 9.13.- Proceso de Mezclado



FOTOGRAFÍA 9.14.- Hormigón de Diseño Teórico

- La mezcla presenta una apariencia seca, se procedió a aumentar 0.7 litros de agua, dato que se tomo en cuenta para corregir la dosificación y aumentar la cantidad de cemento necesaria.
- Se procedió a la determinación de la consistencia del hormigón fresco por medio del cono de Abrams, descrito anteriormente.



FOTOGRAFÍA 9.15.- Determinación del Asentamiento del Hormigón

- Mediante este ensayo, se pudo determinar que el revenimiento del hormigón diseñado fue de 5.5 cm. Se debe mejorar la trabajabilidad del hormigón aumentando agua y cemento para que no cambie la relación agua/cemento.
- A continuación se procedió a la toma de probetas del hormigón, de acuerdo a las especificaciones antes mencionadas.



FOTOGRAFÍA 9.16.- Toma de Probetas de Hormigón (Diseño Teórico)

9.6.1.- Conclusiones del Diseño Teórico del Hormigón

- El diseño, presenta una deficiencia de agua, por lo que se le aumento 0.7 litros de agua a la mezcla.
- La mezcla tiene una apariencia pedrosa, debiendo mejorar la relación del agregado fino con el agregado grueso.
- El asentamiento del hormigón fresco estaba previsto en 6cm para el diseño, y el de la mezcla fue de 5.5 cm, asumimos que nos dio el asentamiento esperado. Este se deberá mejorar en el diseño definitivo, por las características de los materiales vamos a esperar un asentamiento de 7 a 8 cm para mayor trabajabilidad.
- Se puede predecir que la mezcla en campo podría ser modificada debido a su deficiencia de trabajabilidad que incluso dificultó el mezclado para la elaboración de las probetas.

9.6.2.- Resistencia a la Compresión de los Cilindros de Diseño Teórico:

TABLA 9.19.- Resultados del ensayo de compresión de los cilindros de hormigón de diseño teórico

ENSAYO DE COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN				
Muestra N° -	1	2	3	4
Identificación	Diseño teórico	Diseño teórico	Diseño teórico	Diseño teórico
Fecha de Moldeo	04/05/2010	04/05/2010	04/05/2010	04/05/2010
Fecha de Ensayo	11/05/2010	11/05/2010	18/05/2010	01/06/2010
Edad (Días)	7	7	14	28
Diámetro (mm)	153	154	154	153
Altura (mm)	306	307	306	306
Sección de la Muestra (mm ²)	18385	18627	18627	18385
Masa (g)	13940	14020	13260	13880
Volúmen (cm ³)	5626	5718	5700	5626
Densidad (g/cm ³)	2.5	2.5	2.3	2.5
Carga Máxima (KN)	366	366	448	524
Resistencia (MPa)	19.91	19.65	24.05	28.50
Resistencia (kg/cm ²)	203	200	245	291



FOTOGRAFÍA 9.17.- Ensayo de Compresión de Cilindros (Diseño Teórico)

9.6.3.- Conclusiones del Ensayo de Compresión (Diseño Teórico)

- Como se puede observar en los datos obtenidos en el ensayo de compresión; la resistencia a los 7 días nos da 95.2 % del valor de diseño,

cuando debería ser del 70%. Por lo que es aceptable tener una resistencia a los 28 días de 291 Kg/cm², muy superior al esperado que era de 210 Kg/cm².

- Esta diferencia se deduce debido a que la mezcla, presentó una apariencia pedrosa con una relación muy grande entre el agregado grueso y el agregado fino.
- La influencia del agregado grueso es evidente como se observó en los ensayos de laboratorio, es de buena calidad lo que nos ayudará en el diseño final, para mejorar la relación de gruesos y finos.
- Mediante la observación del cilindro luego del ensayo de compresión, se ratificó la calidad del agregado grueso, puesto que la falla se produce en la pasta de cemento y no así en el agregado grueso.
- Todas las conclusiones, tanto durante la mezcla como de los resultados finales, nos permitirán diseñar un hormigón eficiente y con la resistencia deseada.

9.7.- ELABORACIÓN DEL DISEÑO DEL HORMIGÓN CORREGIDO

Debido a los parámetros y a las características que presentó el hormigón del diseño teórico; se ha podido realizar las correcciones necesarias para el diseño final, el cuál será utilizado para las obras del proyecto de alcantarillado, en la Isla Las Casitas.

Como se determinó en el diseño anterior, la relación entre finos y gruesos no fue la adecuada, lo que dificulta la trabajabilidad del hormigón; en el presente diseño se mejorará esta condición.

En el diseño definitivo, se deberá aumentar la cantidad de agua, la cual se utilizó para mejorar las condiciones del diseño de hormigón teórico.

Partiendo de estas recomendaciones, se llegó a la conclusión de utilizar la siguiente dosificación:

- **Dosificación al volumen para 1 saco de cemento de 50 kg.**

$$\text{Arena} = (\text{Peso Arena}) / (\text{P.U.S} * \text{volumen de la Parihuela}(30x30x30\text{cm}))$$

$$\text{Ripio} = (\text{Peso Ripio}) / (\text{P.U.S} * \text{volumen de la Parihuela}(30x30x30\text{cm}))$$

AGUA	CEMENTO	ARENA	RIPIO
25 lit	1 saco	3.00	4.00

A continuación realizaremos el cálculo inverso al del diseño de hormigón, para obtener la dosificación al peso de los componentes de hormigón definitivo.

- **Dosificación al peso para 1 saco de cemento de 50 Kg.**

$$\text{Arena} = \frac{\text{Peso Arena}}{\text{P.U.S} * \text{Volumen de la Parihuela}}$$

$$3.0 = \frac{\text{Peso Arena}}{1450 * 0.027}$$

$$\text{Peso Arena} = 117.45 \text{ Kg.}$$

$$\text{Ripio} = \frac{\text{Peso Ripio}}{\text{P.U.S} * \text{Volumen de la Parihuela}}$$

$$4.0 = \frac{\text{Peso Ripio}}{1760 * 0.027}$$

$$\text{Peso Ripio} = 190.10 \text{ Kg.}$$

AGUA	CEMENTO	ARENA	RIPIO
25 lit	50 kg	117 kg	190 kg

- **Dosificación al peso para 1 m³ de hormigón.**

Para el diseño final se ha aumentado la cantidad de arena, por lo que se debe incrementar la cantidad de cemento, ya que se requiere cubrir mayor superficie específica.

La cantidad de cemento que utilizaremos, será de 362 Kg.

$$\circ \quad 362/50 = 7.24$$

AGUA	CEMENTO	ARENA	RIPIO
181 lit	362 kg	847 kg	1376 kg

Para elaborar la mezcla en el laboratorio del diseño corregido, se utilizó 4.3 Kg. de cemento.

Dosificación al peso para 4.3 Kg. de cemento

○ $362/4.3 = 84.19$

AGUA	CEMENTO	ARENA	RIPIO
2.15 lit	4.3 kg	10.1 kg	16.34 kg

A continuación se procedió al mezclado de los materiales con las recomendaciones antes mencionadas.



FOTOGRAFÍA 9.18.- Toma de Probetas de Hormigón (Diseño Definitivo)

9.7.1.- Conclusiones de la Mezcla del Hormigón del Diseño final

- Claramente se puede evidenciar la mejoría en la relación entre finos y gruesos y por consiguiente una mezcla más uniforme en cuanto a su dosificación.

- El asentamiento del hormigón fue de 6 cm. lo cual evidencia un mejor comportamiento a la trabajabilidad de la mezcla.
- No se realizaron modificaciones en la cantidad de agua de la mezcla, por lo que se asume que la relación agua / cemento es la correcta.

9.7.2.- Resistencia a la Compresión de los Cilindros de Diseño final

TABLA 9.20.- Resultados del ensayo de compresión de los cilindros de hormigón de diseño final

ENSAYO DE COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN		
Muestra N°	1	2
Identificación	Diseño Definitivo	Diseño Definitivo
Fecha de moldeo	05/05/2010	05/05/2010
Fecha de ensayo	12/05/2010	02/06/2010
Edad (días)	7	28
Diámetro (mm)	154	154
Altura (mm)	307	309
Sección de la muestra (mm²)	18627	18627
Masa (g)	14340	14140
Volúmen (cm³)	5718	5756
Densidad (g/cm³)	2.5	2.5
Carga máxima (KN)	312	470
Resistencia (MPa)	16.75	25.23
Resistencia (kg/cm²)	171	257



FOTOGRAFÍA 9.19.- Ensayo de Compresión de Cilindros (Diseño Definitivo)

9.7.3.- Conclusiones del Ensayo de Compresión (Diseño final)

- Se tiene una resistencia a los 28 días de 257 Kg/cm². La resistencia de diseño es de 210 Kg/cm².
- Cabe recalcar que para el diseño se utilizó 5 Mpa de seguridad, por lo que se puede evidenciar que el diseño definitivo es el correcto.
- Esta seguridad nos permite suplir múltiples errores que se pueden presentar en obra, en cuanto a la mezcla.
- Se concluye que el diseño ha sido comprobado, obteniendo la resistencia deseada con los factores de seguridad correspondientes.

9.8.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.8.1.- CONCLUSIONES

- Realizados todos los ensayos de laboratorio para la determinación de la calidad de los agregados que se utilizará para la elaboración del hormigón en el Proyecto se concluye que el material de la Mina El Guabo presenta características muy buenas, las cuales han sido potencializadas con una correcta dosificación de mezclado.
- Para el diseño del hormigón, se ha utilizado Cemento Puzolánico IP (Rocafuerte) sin inclusión de aire.
- La dosificación que se utilizará para la elaboración del hormigón es la siguiente:

Dosificación al volumen para 1 saco de cemento de 50 kg.

AGUA	CEMENTO	ARENA	RIPIO
25 lit	1 saco	3.00	4.00

- Para el diseño se utilizó 5MPa sobre la resistencia esperada por seguridad.

9.8.2.- RECOMENDACIONES

- Para la elaboración del hormigón necesariamente se utilizará agua potable.

- El mezclado se lo realizará con concretera en buenas condiciones para garantizar la mezcla correcta del hormigón.
- La concretera será previamente humedecida para evitar la pérdida de agua de la mezcla.
- Se evitará en lo posible la contaminación de los agregados.

9.9.- ANÁLISIS DEL CONTACTO DEL AGUA DEL NIVEL FREÁTICO CON EL HORMIGÓN

Con la finalidad que el Proyecto de Alcantarillado tenga una vida útil en la cual preste un servicio eficiente y sin deterioro prematuro, Se realizó un análisis químico del agua que estará en contacto con las estructuras de hormigón a utilizarse.

De acuerdo al análisis químico del agua se hizo la comparación con los diferentes parámetros que nos permitió definir si el agua tendrá influencia negativa con el hormigón.

9.9.1.- INTRODUCCIÓN

El hormigón, como cualquier otro material, está expuesto a sufrir acciones físicas como pueden ser: cambios térmicos, heladas, abrasión o cavitación provocada por el agua, desgaste producido por rozamiento con sólidos, impactos, fuego, sobrecargas estáticas o dinámicas, etc. Que pueden reducir de forma notable su integridad. También el hormigón va a estar en contacto con ambientes que pueden ser agresivos desde el punto de vista químico como pueden ser ácidos, sales, aceites, grasas, etc., dando lugar a su ataque y deterioro más o menos rápido.

En nuestros días, los daños que sufre el hormigón por todos estos conceptos son muy elevados dándose el caso de que muchas estructuras han de ser reparadas y otras han de demolerse, lo que supone un elevado desembolso económico en cualquiera de los dos casos.

El conocimiento de las condiciones, tanto ambientales como de servicio, a las que va a estar sometido el hormigón es totalmente fundamental con vistas a su diseño pues, dependiendo de ellas, habrá que elegir el tipo de cemento, áridos, granulometría, relación agua/cemento a emplear, así como el grado de consolidación, curado y protección que habrá que darle y que son factores totalmente fundamentales con vistas a obtener hormigones durables y que no presenten problemas patológicos. Sin embargo, en muchas ocasiones, el hormigón que se hace no es el idóneo para el medio en el que tiene que desarrollar su función y, por tanto, este hormigón será débil, enfermo y presentará una vida corta.

9.9.2.- ACCIONES DE TIPO FÍSICO

Las acciones de tipo físico que pueden deteriorar al hormigón dando lugar a su desgaste superficial o a su pérdida de integridad o disgregación pueden ser de diferentes tipos tales como: acción que es típica en hormigones situados en la intemperie y en climas fríos con temperaturas diarias que oscilan por debajo y por encima de los cero grados; abrasión y cavitación producida por aguas en movimiento a gran velocidad como ocurre en zonas de compuertas y aliviaderos de presas; abrasión producida por las ruedas de carretillas como ocurre en los suelos industriales; abrasión producida por rozamiento de elementos sólidos que lleven las aguas en movimiento como ocurre en canales cuyas aguas arrastran arenas, piedras o trozos de árboles, o en estructuras marinas donde las rompientes de las olas arrastran arenas; desintegración por el impacto de agua chocando a gran velocidad, como ocurre en obras marítimas y en presas; choques térmicos como los que pueden tener lugar en determinadas instalaciones de gases licuados, chimeneas, etc.

9.9.2.1.- Daños provocados por el agua a alta velocidad

La abrasión que tiene lugar sobre el hormigón, cuando el agua se mueve a alta velocidad y lleva partículas de arena en suspensión causa un desgaste importante en él.

La importancia de esta abrasión depende: de la resistencia a compresión del hormigón, así como del tipo de árido empleado; de la velocidad del agua y de la cantidad y naturaleza de las partículas que lleve.

El problema de la cavitación es más complejo y es consecuencia de las burbujas que se forman en el agua en rápido movimiento cuando ésta choca con irregularidades, tanto del hormigón como de otros materiales (como puede ser el acero), que cambian la geometría superficial. Estas burbujas implosionan con una gran rapidez cuando la presión absoluta del agua sobre las irregularidades superficiales se aproxima a su presión de vapor. El rápido cambio de impactos y succiones producido por la implosión de estas burbujas da lugar a un arrancamiento progresivo del hormigón.

Otro efecto erosivo es la abrasión que se produce en el hormigón por el agua cuando ésta choca a alta velocidad contra el mismo; en este caso, el agua empieza su labor destructora erosionando a la pasta de cemento para después hacer saltar al árido fino y posteriormente a los gruesos terminando al final por formarse grandes huecos en el hormigón.

Estos fenómenos son típicos en obras hidráulicas y, abrasión, cavitación e impacto, se suelen presentar simultáneamente en las zonas de aliviaderos, vertederos y conducciones forzadas en presas. La abrasión aislada suele presentarse con frecuencia en canales por los que circula agua que arrastra arenas u otros productos abrasivos.

Los hormigones de alta resistencia y con superficies bien acabadas son materiales que presentan un buen comportamiento frente a estas acciones, comportamiento que, por otra parte, está muy influenciado por el diseño en la forma de la propia obra.

Contra los efectos de la abrasión es conveniente emplear hormigones de árido de gran tamaño debido a la menor resistencia que ofrece la pasta y mortero,

mientras que frente a la cavitación es recomendable emplear hormigones de árido de tamaño reducido y muy bien acabados superficialmente.

9.9.2.2.- Abrasión por sólidos

La abrasión producida por elementos que rozan sobre las superficies del hormigón, como pueden ser las ruedas de: las carretillas en un suelo industrial, la acción del tráfico, el impacto y deslizamiento de materiales sueltos, etc., produce un desgaste muy importante del mismo que no sólo se traduce en la formación de una superficie suave y deslizante sino también, en muchas ocasiones, en la destrucción del hormigón.

La resistencia al desgaste de un hormigón está relacionada con su resistencia a compresión. Cuando se trata de abrasión por rozamiento como es el caso de un pavimento industrial, la resistencia al desgaste de los áridos tiene una influencia superior a la propia resistencia a compresión del hormigón que queda relegada a un segundo término; sin embargo, cuando se trata de acciones de percusión de pequeños objetos o partículas sólidas, la adherencia entre la pasta y el árido juega el papel más importante.

Para conseguir hormigones durables en pavimentos sometidos a condiciones fuertes de abrasión, como es el caso típico de los pavimentos industriales, suelen emplearse capas superficiales de morteros especiales en los cuales se emplean áridos de corindón, bauxita e incluso metálicos; igualmente, pueden usarse morteros que tienen patentados casas dedicadas a la construcción de este tipo de suelos y en los que emplean determinados productos químicos.

Estos suelos se terminan generalmente mediante consolidación y alisado por medio de helicópteros. A veces y cuando estos suelos han de estar sujetos también a la acción de agentes agresivos de tipo químico se emplean morteros de resinas sintéticas en capas que suelen tener un espesor comprendido entre los 3 y 5 mm.

9.9.2.3.- Choques térmicos

No es frecuente encontrar hormigones sometidos a cambios elevados de temperaturas, dándose algunos casos en depósitos destinados a contener gases licuados como puede ser, por ejemplo, el metano.

El comportamiento del hormigón a temperaturas muy bajas ha sido ampliamente estudiado pero los efectos que los choques térmicos producen en él es un tema aún en discusión; no obstante, no es fácil encontrarse con estructuras dañadas por estos motivos debido a que no suelen ser frecuentes y a que los hormigones que se emplean en ellas son hormigones con aireantes y muy cuidados.

El proyecto de Alcantarillado en la Isla “Las Casitas” no presenta mayormente este tipo de agresiones al hormigón, por lo que se ha enfocado en verificar si el hormigón estará expuesto a agresiones de tipo químico.

9.9.3.- ACCIONES DE TIPO QUÍMICO

La corrosión del hormigón por agentes químicos suele ser la que mayores daños ocasiona en las estructuras y la que presenta, frecuentemente, mayores dificultades a la hora de aplicar remedios.

La durabilidad de un hormigón se puede medir por la velocidad con la que el mismo se descompone como resultado de acciones químicas.

En la mayor parte de los casos, el ataque de los agentes agresivos químicos tiene como blanco el cemento, de aquí la importancia de elegir el cemento más adecuado al medio con el que vaya a estar en contacto el hormigón; en otras ocasiones, menores al ataque que se producirá sobre los áridos.

Un factor fundamental en el desarrollo de los procesos corrosivos es la presencia de agua, bien en forma líquida o de vapor, si ésta no existe, no se produce disolución de los componentes agresivos y por tanto, no habrá reacción química; así, un hormigón totalmente seco no será dañado por

agentes agresivos químicos aunque este en contacto con ellos. El agua es, por tanto, el elemento motor de todo proceso corrosivo.

La velocidad de transporte de las sustancias agresivas hacia las reactivas depende de la temperatura debido a que ésta aumenta la permeabilidad del hormigón.

Una reacción química que en si no es nociva para el hormigón es la carbonatación del hidróxido cálcico procedente de la hidratación del cemento, sin embargo, esta reacción produce indirectamente una elevación del riesgo de corrosión de armaduras debido a la pérdida de alcalinidad del hormigón.

Las diferentes acciones de tipo químico que se producen en el hormigón se pueden clasificar en las siguientes:

TABLA N°- 9.21.- Acciones de tipo químico perjudiciales para el hormigón

ACCIONES DE TIPO QUÍMICO PERJUDICIALES PARA EL HORMIGÓN
Ataque por sulfatos, cloruros, carbonatos, y otros iones
Ataque por ácidos
Ataque por aceites, grasas, combustibles líquidos alimenticios
Reacción árido - álcalis
Reacción en áridos con sulfuros susceptibles de oxidarse

La mayor parte de las agresiones que sufre el hormigón proceden de agentes químicos situados en el exterior del mismo y que; le atacan de fuera, a dentro como ocurre en el caso de hormigones de cimentaciones, muros de sostenimiento de tierras, tuberías, etc., que están en contacto con terrenos que contienen estos agentes, y al igual que pasa en el caso, de tuberías de hormigón que transportan líquidos, agresivos o, simplemente, en el caso de estructuras que están situadas en un ambiente industrial o urbano con altas tasas de contaminación ambiental, o en suelos industriales en los que se producen derrames de líquidos agresivos.

9.9.3.1.- Ataque por aniones (sulfatos. cloruros. etc.) y por cationes (magnesio amonio, etc.)

9.9.3.1.1.- Aniones

De todos los aniones que componen las sales los sulfatos son quizás los agentes agresivos más perjudiciales para el hormigón dando lugar en su ataque al cemento a componentes fuertemente expansivos que terminan destruyéndolo totalmente.

La reacción de los iones sulfato se produce con el aluminato tricálcico del cemento en presencia del agua, dando sulfoaluminato tricálcico que cristaliza con treinta y una moléculas de agua, sal de Candlot o etringita y que se suele conocer también con el nombre de bacilo del cemento. Este sulfoaluminato presenta un volumen 2,5 veces superior al del aluminato de partida dando, por consiguiente, lugar a una fuerte expansión y a la desagregación total del hormigón al destruirse el conglomerante y quedar suelto el árido, permitiendo un acceso más fácil de penetración de iones sulfato. La intensidad de la reacción depende de muchos factores como pueden ser: cantidad de aluminato en el cemento, solubilidad del sulfato, tipo de catión unido al radical sulfato (sodio, magnesio, calcio, etc.), permeabilidad del hormigón, temperatura, etc.

La desagregación del hormigón se inicia en la superficie con un cambio de coloración seguido de la aparición de fisuras entrecruzadas cuyo espesor va aumentando a la vez que se va produciendo una delaminación del hormigón superficial con curvado de las capas más externas del mismo como consecuencia de las tensiones que producen la expansión de los productos producidos.

Los principales parámetros que influyen, en la expansión son: las condiciones de exposición, es decir, cantidad de sustancias agresivas disponibles, susceptibilidad del hormigón dependiente del tipo de cemento empleado, permeabilidad del hormigón, cantidad de agua disponible y temperatura.

Los sulfatos pueden encontrarse en el terreno: y por tanto en contacto con una cimentación o con otros elementos de hormigón, pueden estar en los líquidos que transporta una tubería o que están en contacto con un canal o una presa, pueden acompañar al agua de amasado del hormigón.

Si el hormigón va a estar en contacto con terrenos, aguas, o con cualquier medio en el que existan sulfatos debe proyectarse con un cemento adecuado como puede ser, de acuerdo con la riqueza en sulfatos, cemento Puzolánico, o cemento siderúrgico con diferentes contenidos de escorias y tanto más alto cuanto mayor sea la concentración en sulfatos. Se deben emplear también cementos resistentes a los yesos en los que la cantidad de aluminato tricálcico se reduce mediante la disminución de la alúmina y elevando el porcentaje de hierro a fin de fijarla en forma de ferrito aluminato tetra cálcico.

La ASTM clasifica a los cementos de acuerdo con su resistencia a los sulfatos en:

- Resistencia moderada, con contenido máx. en C_3A del 8 por 100.
- Resistencia alta, con contenido máx. en C_3A del 5 por 100.

Es importante tener en cuenta que cementos con contenidos bajos en C_3A dan lugar a hormigones más permeables a los iones cloro que los de mayor contenido lo cual es un peligro para la corrosión de armaduras.

Los cementos siderúrgicos con un contenido de escorias mínimo del 65 por 100 pueden considerarse como de alta resistencia a los sulfatos. Para una resistencia moderada pueden emplearse cementos siderúrgicos de menor proporción en escorias y cementos Puzolánicos.

Igualmente, estos hormigones deben realizarse con relaciones agua/cemento bajas, estar muy bien compactados y curados para hacerlos lo más impermeables posible. Si el hormigón va a estar en contacto permanente con agua de mar es recomendable emplear cementos con un contenido en aluminato tricálcico inferior a 7.

La **TABLA N°- 9.22**, indica, de acuerdo a las directrices americanas recogidas por el ACI, los valores del contenido de sulfatos en el agua que dan lugar a diferentes grados de agresividad.

TABLA N°- 9.22.- Valores de agresividad de contenido de sulfatos al hormigón

AGRESIVIDAD	SO ₄ ² (mg/l)
Nula	0 - 150
Débil	150 - 1000
Fuerte	1000 - 2000
Muy Fuerte	> 2000

El agua de mar posee sulfatos de calcio, magnesio y sodio, entre otros, que reaccionan con el aluminato, tricálcico y cloruros que solubilizan la cal, pero el ataque es menos intenso que el de un agua que sólo contuviese la misma cantidad de sulfatos que la de mar debido a que los cloruros presentes atenúan la acción de los sulfatos al crear cloroaluminato (sal de Fridell) no expansivo. La disolución de los hidróxidos cálcico y magnésico en presencia del cloruro sódico se hace cuatro veces superior que en agua dulce; sin embargo, el hidróxido magnésico forma una película protectora que hace disminuir al grado de agresividad del agua de mar.

9.9.3.1.2.- Cationes

Los principales cationes que dan lugar a acciones corrosivas sobre el hormigón son los de magnesio y amonio.

El comportamiento de las sales de magnesio y amonio es el mismo que el de los ácidos equivalentes reactivos, así el cloruro de amonio reacciona como el ácido clorhídrico libre y el nitrato amónico como el ácido nítrico libre; la diferencia entre la reacción de estas sales y ácidos libres está en que en el primer caso se libera hidróxido de magnesio y amonio respectivamente.

El catión de magnesio actúa con facilidad en las reacciones de intercambio favoreciendo la corrosión del hormigón. Si está en cantidad suficiente puede

reemplazar al calcio produciendo daños importantes. La formación de hidróxido magnésico cristalino (brucita), puede ser beneficiosa porque este hidróxido insoluble sella los poros impidiendo y retardando otras acciones corrosivas. La acción corrosiva del sulfato se ve muy incrementada por la presencia de iones de magnesio haciendo que las soluciones de sulfato magnésico sirvan para marcar un índice del comportamiento de un hormigón frente a los ataques por sulfatos).

La agresividad de este catión según la concentración en mg/l, figura en la

TABLA N°- 9.23

TABLA N°- 9.23.- Agresividad del agua

CRITERIO	GRADO DE SEVERIDAD		
	LIGERO	MODERADO	ALTO
PH	6.5 - 5.5	5.5 - 4.5	< 4.5
Ácido carbónico que disuelve cal (CO ₂) en mg/l, determinado por el ensayo en mármol, (Heyer)	15 - 40	40 - 100	> 100
Amonio (NH ₄), mg/l	15 - 30	30 - 60	> 60
Magnesio (Mg ²⁺), mg/l	300 - 1000	1000 - 3000	> 6000
Sulfato (SO ₄ ²⁻), mg/l	200 - 600	600 - 3000	> 3000

Prácticamente toda sal que contiene catión de amonio es muy soluble. Las reacciones de intercambio con la cal dan lugar a la formación de amoníaco en forma gaseosa. Los nitratos, cloruros, sulfatos, sulfuros de amonio, son perjudiciales para el hormigón, especialmente los nitratos de amonio. Si las soluciones son débilmente agresivas el empleo de cementos de bajo contenido en cal puede solucionar el problema. Si, por el contrario, son fuertemente agresivas habrá que proceder a proteger al hormigón o emplear cementos aluminosos.

Los cationes de amonio se encuentran en muchos fertilizantes como los superfosfatos, nitratos, y sulfatos, estas sales atacan al hormigón especialmente si la temperatura es cálida y existe alta humedad. Los carbonatos de amonio no suelen perjudicar al hormigón.

Como se indico anteriormente se realizó un análisis químico del agua que estará en contacto con el hormigón el análisis correspondiente se encuentra en el **ANEXO N°- 011**, a continuación los resultados.

TABLA N°- 9.24.- Resultados del análisis químico del agua

PARÁMETROS	RESULTADOS
Cloruros (mg Cl ⁻ /l)	22.5
Hierro soluble (mg Fe ²⁺ /l)	< 0.01
Sulfuros (mg S ²⁻ /l)	0.004
Ph	7.8
Salinidad (g/kg)	< 0.1
Sulfatos (mg SO ₄ ²⁻ /l)	< 1
Alcalinidad total (mg CaCO ₃ /l)	292.9
Bicarbonatos (mg HCO ₃ ⁻ /l)	357.3
Calcio (mg Ca ²⁺ /l)	73.6
Conductividad (μs/cm)	574
Magnesio (mg Mg ²⁺ /l)	13.44
Sílice Soluble (mg SiO ₂ /l)	45.9
índice de Langelier	0.32 (No agresiva)

9.9.4. – CONCLUSIÓN DEL ANÁLISIS QUÍMICO DEL AGUA

De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis químico realizado en el Laboratorio de aguas y microbiología de la Escuela Politécnica Nacional; Se concluye que el agua, perteneciente al Nivel Freático de La Isla “Las Casitas”, no presenta riesgo potencial para el Hormigón de cemento Puzolánico.

CAPITULO 10.

ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

10.1.- INTRODUCCIÓN

Toda obra de infraestructura urbana, además de contribuir al desarrollo de una comunidad en mayor o menor grado a través de la implementación de estructuras que tienden a asegurar el bienestar ciudadano, altera y deteriora en diferente forma e intensidad los recursos que conforman el medio ambiente, causando impactos ambientales en el: aire, agua, suelo, flora, fauna, factores socioeconómicos, siempre relacionados con el ser humano como constituyente racional del ecosistema.

Un impacto ambiental es cualquier cambio en el medio ambiente físico - químico, biológico, cultural o socio económico, que puede ser atribuible a las acciones humanas relativas con el fin de satisfacer las necesidades de un proyecto.

Los daños ambientales pueden ser irreparables, costosos e inciden peligrosamente en el bienestar y la salud del hombre, por lo cual es necesario hacer el análisis ambiental de cualquier acción de ingeniería.

En un estudio de impacto ambiental, se cuenta con información básica y confiable sobre las condiciones del ambiente antes y después de que el proyecto sea ejecutado.

La situación actual ha sido descrita en base a los trabajos de campo; en el presente estudio se identifica, evalúa y valora los impactos ambientales del proyecto para la construcción del sistema de alcantarillado para la comunidad de la Isla Las Casitas. Se indican también las medidas para prevenir, atenuar, o eliminar aquellos impactos negativos que conllevan la acción a realizarse, en todo cuanto tiene que ver al ecosistema en el que se desenvuelve el proyecto.

10.2.- OBJETIVOS

10.2.1.- OBJETIVO GENERAL

Desarrollar el Estudio de Impacto Ambiental para el Proyecto de Alcantarillado con Planta de Tratamiento en la Isla Las Casitas, que contenga los estudios relativos antes, durante y después del desarrollo del Proyecto, así como también un Plan de Manejo Ambiental orientado a mitigar los impactos producidos.

10.2.2.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar la “Línea Base” en términos de:
 - Bióticos (flora y fauna)
 - Abióticos (aire, agua y suelo)
 - Socio-económicos
- Describir del diagnóstico ambiental de la zona antes y después de la ejecución del Proyecto.
- Describir los impactos ambientales en la etapa de construcción
- Realizar el estudio de mitigación, compensación y/o indemnización para los impactos negativos en la etapa de construcción.
- Evaluar de los impactos ambientales en la etapa de operación y mantenimiento.
- Determinar medidas de mitigación y/o indemnización de los impactos negativos en la etapa de operación y mantenimiento.

10.3.- METODOLOGÍA

Para ejecutar la evaluación cuantitativa de impactos ambientales se ha utilizado el método matricial de interacción acción factor ambiental de Leopold, en este se han calificado los impactos producto de una acción dada en términos de magnitud e importancia.

Se ha preparado una matriz para la etapa de construcción que refleja los impactos en la parte biótica, abiótica y socio-económica; la matriz recoge los criterios de peso relativo de cada uno de los componentes del medio ambiente.

Los impactos ambientales así determinados se han ordenado de más negativos a menos negativos y de más positivos a menos positivos. De esa manera se han establecido los factores ambientales más y menos alterados y escoger aquellos que por su importancia requieren de medidas de mitigación, compensación y/o indemnización.

10.4.- MARCO JURÍDICO

El Estudio de Impacto Ambiental se desarrollará en concordancia con los siguientes aspectos jurídicos relacionados con el manejo ambiental de este tipo de actividades.

10.4.1.- LEYES

La ley de gestión ambiental establece que la Autoridad Ambiental Nacional ejerce el Ministerio del Ambiente, instancia rectora, coordinadora y reguladora del sistema nacional descentralizado de Gestión Ambiental; sin perjuicio de las atribuciones que en el ámbito de sus competencias y acorde a las leyes que las regulan, ejerzan otras instituciones del Estado.

- Ley de Gestión Ambiental. (Codificación 2004-019)
 - Constitución Política de la República
 - Ley 99-37, publicada en el registro oficial N°- 245 del 30 de Julio de 1999.
 - Estatuto del Régimen jurídico administrativo de la función ejecutiva, decreto ejecutivo 2428, publicado en el registro oficial N°- 536 del 18 de marzo del 2002.
 - Decreto 1133, publicado en el registro oficial N°- 253 del 26 de enero del 2001.
- Ley Orgánica de Salud. (Ley N°- 2006 – 67)
 - Esta ley deroga al código de la Salud (Decreto supremo N°- 188,R.O.158,8 – II – 71).

- Ley para la Preservación y Control de la Contaminación Ambiental. Decreto N°- 374 de 31 de mayo de 1976¹.

10.5.- DATOS DE LÍNEA BASE

10.5.1.- CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS

Todos los datos de precipitación, temperatura, humedad relativa, heliofanía, se obtuvieron de las estaciones meteorológicas: (Estación M-185 Machala UTM, M-292 Granja Santa Inés UTM), las cuales se encuentran más cercanas al proyecto en cuestión.

10.5.1.1.- Precipitación:

La estación lluviosa se extiende de enero a abril incluso hasta mayo, mientras que la estación seca comienza en mayo y termina en diciembre, tiene un patrón climático de tipo monzónico. Los meses secos fluctúan entre cinco y ocho, mientras el número de días fisiológicamente secos dentro de este periodo se encuentran entre 36 y 172.

La precipitación promedio varía entre 500 y 1000 mm anuales.

10.5.1.2.- Temperatura:

Se ha determinado que las temperaturas máximas están entre 28 a 31 grados centígrados y las mínimas entre 20 a 21 grados centígrados, registrándose una temperatura media anual de 22 a 28 °C.

10.5.1.3.- Humedad relativa:

La humedad relativa media de la Isla Las Casitas es de 80.8%, siendo los meses de mayor humedad relativa los meses de enero a octubre.

¹ Ministerio del Ambiente (Normativa Ambiental, Leyes)

10.5.1.4.- Heliofanía:

De acuerdo a las Estación M-185 Machala UTM, M-292 Granja Santa Inés UTM que es la estación meteorológica que se encuentra más próxima al proyecto, registra los siguientes datos de heliofanía en horas al mes.

TABLA 10.1.- Datos de heliofanía:

Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agost.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
98.2	58.6	80.8	89.7	65.2	47.8	52.3	79.7	93.2	93.4	87.5	91.2

Fuente: Estación M – 185 Machala UTM, M – 292 Granja Santa Inés UTM

Con un valor de heliofanía anual de 937.6 horas.

10.5.2.- SISTEMA ABIÓTICO

En el ámbito de la biología y la ecología, el término biótico designa a aquello que no es biótico, es decir, que no forma parte o no es producto de los seres vivos. En la descripción de los ecosistemas se distinguen los Factores Abióticos, que vienen dado por la influencia de los componentes físico-químicos del medio, de los factores bióticos, cuyo origen reside en los seres vivos.

A continuación se indican los elementos abióticos analizados:

10.5.2.1.- Suelos:

El suelo de la Isla Las Casitas, está constituido prácticamente por arena fina de playa con pequeñas cantidades de limo no plástico, en los estratos inferiores a los 4.50 m, existe presencia de arena gruesa con o sin ligante de suelo bien gradado. En el capítulo 7; Estudio de Suelos se presenta el tipo de suelo de la Isla Las Casitas (antes).

10.5.2.2.- Geología:

Geomorfológicamente a nivel regional la zona presenta una topografía regular plana a sub horizontal, alterada por pequeños causes y esteros de influencia marina.

De acuerdo a la hoja geológica de Huaquillas editada por el Instituto Geográfico Militar (IGM), y el léxico estratigráfico de Hoffstetter, se determina la presencia de Depósitos Cuaternarios Indiferenciados, Depósitos de Estero y a nivel subterráneo sin aflorar en la zona la formación Puná del Plioceno.

Formación Puná (Plioceno), es una formación con depósitos sedimentarios constituidos por arcillas de color gris verdoso, suprayacidas por capas alteradas de conglomerados, arenas, lutitas y limolitas.

Cuaternario Indiferenciado (Halógeno). Se determina en la vasta planicie costanera, limitada al norte por depósitos aluviales de estero y al sur por el aluvión del Terciario Superior – Pleistoceno y está constituido principalmente por limo y arenas en finas capas.

Depósitos aluviales o de estero (Plio-Pleistoceno). Son zonas anegadas durante la pleamar y emergidas durante la bajamar, formado por arenas, limos y arcillas, en los cuales se desarrollan los manglares y un tanto diseminados pequeños depósitos de salitres².

10.5.2.3.- Calidad del aire:

El área de estudio no dispone de información sobre la calidad del aire para permitir evaluar de una manera cuantitativa los parámetros de contaminación. Sin embargo, de forma cualitativa se puede afirmar que la zona de estudio, relativamente presenta índices bajos de contaminación del aire, por ser un área abierta sin movimiento de tráfico vehicular y no existen industrias por lo que se concluye que la zona tiene índices muy bajos de contaminación.

10.5.2.4.- Ruido:

El ruido ambiental, es la perturbación acústica que se presenta en un área determinada, en la Isla Las Casitas sus habitantes han estado expuestos a

² Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (Subsecretaría de Saneamiento Ambiental)

fenómenos de propagación sonora muy moderada debido a que no existen niveles de ruido automotor ni industrial.

10.5.3.- SISTEMA BIÓTICO

Es un conjunto de especies de plantas, animales y otros organismos que ocupan un área dada.

Para el análisis del componente biótico, relacionado con la flora y fauna se realizaron observaciones rápidas en el área, para tener un conocimiento general de este sistema.

10.5.3.1.- Fauna:

El área del proyecto no ha recibido suficiente atención ornitológica, por lo que existe escasa información. Pero se puede mencionar que la fauna marina, se muestra exuberante; gaviotas, garzas, pelícanos, martín pescador, y entre las raíces de manglar y del fango pueden avistarse cangrejos, jaibas, concha prieta, concha pata de mula, ostiones y en el ramaje una infinidad de aves.

Se han registrado alrededor de 75 especies, entre las que se cuentan 42 acuáticas o playeras congregatorias.

En la TABLA N°- 10.2, se presenta la fauna común de la zona.

TABLA 10.2.- Fauna de la zona

NOMBRE COMÚN	NOMBRE CIENTÍFICO
AVES	
Gaviotas	Laridae
Garzas	Ardeidae
Gallinetas	Late rallus
Patos	Anatinae
Pelicanos	Pelecanus
BATRACIOS	
Sapos	Eleutherodactylus whymperi
MAMIFEROS	
Conejos	Sylvilagus brasiliensis
Musaraña	Crypcytis rhomasi
Zorro	Vulpes vulpes
MOLUSCOS	
Cangrejos azul	Callinectes sapidus
Concha	Molusco bivalvos
Jaiba	Callinectes sapidus
REPTILES	
Guagsas	Stenocercus guentheri
Serpientes	Serpentes
Iguana	Iguana iguana



FOTOGRAFÍA 10.1.- Fauna de la Isla "Las Casitas"

10.5.3.2.- Flora:

La flora es típica de la región costera, la cual varía de acuerdo a las necesidades de producción y a las estaciones del año.

En la tabla N°- 10.3, se presenta la Flora común de la zona.

TABLA 10.3.- Flora de la zona

NOMBRE COMÚN	NOMBRE CIENTÍFICO
ÁRBOLES	
Algarrobo	Prosopis extrafelomino
Ceibo	Erythrina crista-galli
CEREALES	
Maíz	Zea mays
FRUTALES ANUALES	
Melón	Cucuris Melo
Zandía	Citrus lanatus
FRUTALES PERENNES	
Cereza	Prunus avium
Ciruelos	Prunus domestica
Mango	Mangifera indica
Pechiche	Vitex cymosa
MANGLAR	
Mangle rojo	Rhizophora mangle
Mangle blanco	Laguncularia Racemosa
OLEAGINOSAS	
Ajonjolí	Sesamum indicum
Girasol	Helianthus annus
TUBERCULOS Y RAÍCES	
Yuca	Manihot esculenta
Camote	Ipomoea batatas



FOTOGRAFIA 10.2.- Vegetación en la Isla "Las Casitas"

10.5.4.- SISTEMA ANTRÓPICO

10.5.4.1.- Aspectos Socio – Económicos:

La comunidad de Las Casitas, centra su actividad económica, específicamente en la pesca, producción de camarón y recolección de crustáceos y moluscos. Es así que formaron una organización llamada "COPESCA", cuyo primer objetivo ha sido la defensa de la zona de playa, los esteros y manglares; sitios en los cuales desarrollan sus actividades laborales.

Mediante esta organización han podido gestionar proyectos, que les han servido para su desarrollo económico – social.

10.5.4.2.- Aspectos Económicos:

La comunidad de las casitas basa su actividad económica en la venta de la recolección de pescado, conchas, cangrejos y camarón, además tienen una producción pequeña en cuanto a la actividad agropecuaria.

10.5.4.3.- Población Económicamente Activa:

La población económicamente activa de la comunidad las casitas está dada por el jefe de la familia, esto se determinó mediante la información obtenida de las

encuestas realizadas en las cuales se pudo determinar que el 95% de la población femenina desarrolla su actividad laboral como ama de casa.

La distribución poblacional y los parámetros poblacionales se encuentran claramente especificados en el Capítulo 3, Aspectos Socio-económicos (antes).

10.5.4.4.- Vivienda:

En la comunidad de Las Casitas el 92% de las familias habitan en casas de Hormigón Armado, de las cuáles solo el 28% tienen losa de hormigón, el resto de las viviendas tienen cubierta de Zinc.

10.6.- DIAGNÓSTICO AMBIENTAL DE LA ISLA LAS CASITAS

Para determinar la situación ambiental actual de la zona donde se implantará el proyecto, en las áreas bióticas, abióticas y socio económico, se ha partido de la información obtenida para la zona de influencia del proyecto.

10.6.1.- METODOLOGÍA

A fin de ejecutar un Diagnóstico Ambiental actual de la zona antes de la ejecución del Proyecto, partiendo de la hipótesis que el ecosistema del proyecto está formado por las interrelaciones que entre seres vivos y el hombre se producen en los aspectos bióticos, abióticos, socioeconómicos y de desastres, se ha utilizado el método peso-escala de Atkinson, por ser uno de los métodos que mejor se adapta a las condiciones de este estudio, el cual de manera cuantitativa califica el área del proyecto en función de diferentes factores ambientales actuales.

De acuerdo a la metodología se ha calificado el factor ambiental de -1 a -5 cuando ese se lo considera negativo para el medio y de +1 a +5 cuando el factor es considerado benéfico o positivo para el medio. Las tablas N°- 10.4 y N°- 10.5 adjuntas presentan los resultados obtenidos.

10.6.2.- DIAGNÓSTICO AMBIENTAL PARA EL ÁREA ANTES DE LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

De la información consignada en los subcapítulos anteriores es posible, a través de la lista de chequeo escalar de Atkinsson, establecer de manera cuantitativa y cualitativa el estado ambiental actual de la zona de influencia del proyecto de alcantarillado para la Comunidad de Las Casitas

En la tabla N°- 10.4 se muestra la matriz del diagnóstico ambiental antes de la ejecución del Proyecto. (adelante).

10.6.2.1.- Conclusiones de la Situación Actual antes de la Ejecución del Proyecto:

- 1.- Podemos resumir que los factores extremos que mayor incidencia tienen en la calidad de vida de los ciudadanos de la comunidad Las Casitas son: la falta del sistemas de alcantarillado y recolección de desechos sólidos, por lo que se produce el impacto negativo sobre la salud pública, esto de la mano con la falta de servicios de atención médica.
- 2.- Con respecto a los efectos positivos, resaltan los servicios básicos como el agua potable y la infraestructura eléctrica, que han mejorado notablemente la calidad de vida de la comunidad.
- 3.- Lo anterior justifica claramente el proyecto de infraestructura sanitaria para beneficio de la comunidad.

TABLA 10.4.- Matriz de diagnóstico ambiental para el área antes de la ejecución del proyecto

FACTOR AMBIENTAL	CALIFICACIÓN	OBSERVACIONES
Infraestructura de agua potable	4	Bueno
Calidad del agua potable	4	Bueno
Continuidad del servicio de agua potable	3	Bueno
Infraestructura de alcantarillado	-5	Mala
Calidad del aire	4	Bueno
Calidad de agua subterránea	-3	Contaminación desde fosas sépticas
Utilización de los suelos	-1	Sub-utilizado
Flora	3	Variada flora nativa
Fauna	4	Variada fauna nativa
Paisaje	-3	Descuidado
Fuerza laboral no utilizada	-4	60% no utilizada
Falta de fuentes de trabajo	3	Se benefician de los recursos naturales.
Nivel educacional	-3	Mala
Mortalidad infantil	-2	Baja. La mayoría de origen hídrico
Mortalidad adulta	-1	Muy Baja
Salud pública	-5	Mala. No existen servicios de salud
Población económicamente activa	2	40% de la PEA
Población que no es parte del P.E.A	-3	60% no es parte de la PEA
Recolección de residuos sólidos	-4	Mala disposición de desechos sólidos
Servicios de comunicación social	3	Radios, TV, telefonía móvil
Infraestructura eléctrica	4	90% tiene servicio
Transporte	-3	Irregular
Productividad de la zona	3	Buena
Riesgos de inundaciones	-4	Altos
Deslizamiento de tierras	-1	Bajo
Plusvalía de la tierra	-2	Baja
Uso de agroquímicos	-4	Se lo hace sin seguridades
N°- FACTORES AMBIENTALES	27	—————
N°- FACTORES POSITIVOS	11	—————
SUMATORIO POSITIVO	37	—————
N°- FACTORES NEGATIVOS	16	—————
SUMATORIO NEGATIVO	-48	—————
PROMEDIO DE EFECTOS POSITIVOS %	3.36	—————
PROMEDIO DE EFECTOS NEGATIVOS %	3.00	—————
IMPACTO PROMEDIO POSITIVO %	90.72	—————
IMPACTO PROMEDIO NEGATIVO %	-81.00	—————
PORCENTAJE DE IMPACTO AMBIENTAL ACTUAL	-11.00	

10.6.3.- DIAGNÓSTICO AMBIENTAL PARA EL ÁREA IMPLEMENTADO EL PROYECTO

A fin de tener una forma de comparación para la zona se ha asumido que el proyecto se construirá y con ello se ha recalificado los factores ambientales a fin de comparar la situación antes de ejecutar el Proyecto y después de la implantación del Proyecto.

Con el objeto de establecer los beneficios que el proyecto generará y en base a los factores antes citados se ha evaluado como ellos mejorarán con la implementación del proyecto.

En la siguiente matriz se muestra los factores ambientales de mayor significación.

En la tabla N°- 10.5 se muestra la matriz del diagnóstico ambiental después de la implantación del Proyecto.

10.6.3.1.- Conclusiones de la Situación con la implantación del Proyecto:

- 1.- La ejecución del proyecto de alcantarillado para la comunidad de La Isla “Las Casitas”, traerá beneficios que permitirán mejorar las condiciones de vida de los pobladores, ya que al tener un sistema de alcantarillado de buena calidad mejorarán las condiciones de salubridad, reduciendo riesgos de enfermedades y principalmente índices de mortalidad infantil.
- 2.- Se predice un incremento turístico hacia la isla, lo cuál producirá un impacto positivo en las condiciones socio económicas de la comunidad, abriendo plazas de trabajo, produciendo un incremento en la población económicamente activa. Por tanto la construcción del sistema de alcantarillado tendrá un impacto ambiental positivo de alrededor de +20%.

TABLA 10.5.- Matriz de Diagnóstico Ambiental para el Área Con Proyecto

FACTOR AMBIENTAL	CALIFICACIÓN	OBSERVACIONES
Infraestructura de agua potable	4	Bueno
Calidad del agua potable	4	Bueno
Continuidad del servicio de agua potable	3	Bueno
Infraestructura de alcantarillado	5	Muy Buena
Calidad del aire	5	Muy Bueno
Calidad de agua subterránea	5	Sin Contaminación
Utilización de los suelos	-1	Sub-utilizado
Flora	2	Variada flora nativa
Fauna	3	Variada fauna nativa
Paisaje	2	Mejorará
Fuerza laboral no utilizada	-4	60% no utilizada
Falta de fuentes de trabajo	3	Se benefician de los recursos naturales.
Nivel educacional	-3	Mala
Mortalidad infantil	1	Disminuirá
Mortalidad adulta	-1	Muy Baja
Salud pública	-5	Mala. No existen servicios de salud
Población económicamente activa	2	40% de la PEA
Población que no es parte del P.E.A	-3	60% no es parte de la PEA
Recolección de residuos sólidos	-4	Mala disposición de desechos sólidos
Servicios de comunicación social	3	Radios, TV, telefonía móvil
Infraestructura eléctrica	4	90% tiene servicio
Transporte	-3	Irregular
Productividad de la zona	3	Buena
Riesgos de inundaciones	-4	Altos
Deslizamiento de tierras	-1	Bajo
Plusvalía de la tierra	4	Incrementará
Uso de agroquímicos	-4	Se lo hace sin seguridades
N°- FACTORES AMBIENTALES	27	—————
N°- FACTORES POSITIVOS	16	—————
SUMATORIO POSITIVO	53	—————
N°- FACTORES NEGATIVOS	11	—————
SUMATORIO NEGATIVO	-33	—————
PROMEDIO DE EFECTOS POSITIVOS %	3.31	—————
PROMEDIO DE EFECTOS NEGATIVOS %	3.00	—————
IMPACTO PROMEDIO POSITIVO %	89.37	—————
IMPACTO PROMEDIO NEGATIVO %	-81.00	—————
PORCENTAJE DE IMPACTO AMBIENTAL	20.00	—————

3.- Ambientalmente se justifica la ejecución del proyecto ya que en forma general traerá beneficios para la colectividad de la comunidad. Se revertirán las condiciones actuales negativas de la zona con la implementación del sistema de alcantarillado.

10.7.- ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL DEL PROYECTO

Con el Estudio de Impacto Ambiental, (EIA), se pretende comprender de manera integral las posibles interrelaciones de los sistemas biofísicos y sociales y sus posibles respuestas ante el proyecto de Alcantarillado, con el objeto de optimizarlo mediante la prevención, mitigación o compensación de los efectos adversos y prevenir posibles daños al entorno.

Será necesario identificar los impactos ocasionados por la construcción y posterior operación del Sistema de Alcantarillado, evaluar su magnitud e importancia para definir las medidas necesarias para contrarrestar los impactos negativos en cada una de las áreas afectadas y proponer un plan de manejo ambiental que permita implementar las estrategias, acciones y programas para mitigar, corregir, controlar o compensar estos posibles impactos negativos.

Este estudio de Impacto Ambiental (EIA) incluye un análisis de las condiciones ambientales existentes - Línea Base - en el área de implantación del proyecto y la determinación de los efectos que producirán las acciones previstas en las etapas de construcción, implantación y operación sobre los estudios de impacto ambiental, factores y elementos ambientales, siendo esta, la identificación de potenciales impactos.

10.7.1.- IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

Para identificar los impactos ambientales generales se procedió a establecer las acciones y factores ambientales a alterarse.

Las acciones y factores ambientales se listaron y se procedió al “screening” o tamizado, que permitió establecer la importancia de los factores ambientales en las fases de construcción, operación y mantenimiento.

El impacto de muchas acciones estará limitado al sitio donde serán efectuados, por el contrario, existen elementos ambientales de alta movilidad como el caso del agua, del aire que dispersan los efectos o impactos más allá del sitio en que se realizó la acción. Por lo que se ha definido un área directa relacionada con todos los sitios en los cuales se implantarán obras de infraestructura y la zona de afectación colindante que puede ser asumida como un corredor de 4 metros, 2 metros a cada lado de los ejes de las obras de conducciones principales y redes.

También se considera un área de influencia indirecta que estará influenciada por factores de tipo meteorológico, hidrológico o morfológicas de la zona, dando como resultado que los impactos puedan volverse nulos y en otros casos por el contrario, puede concentrarlos incrementando los efectos. Siendo de esa manera muy difícil establecer límites geográficos definidos de los impactos ambientales, para el área de influencia indirecta.

10.8.- METODOLOGÍA UTILIZADA PARA LA EVALUACIÓN DE IMPACTOS

10.8.1- CALIFICACIÓN CUANTITATIVA

A efecto de tener una idea general del impacto en cuanto a su valoración, se preparó la matriz de calificación (magnitud-importancia) de forma que se tiene que una acción dada puede tener en el medio ambiente, valores positivos máximos de +100 o negativos de -100.

El análisis se ejecutó para los aspectos que tienen relevancia en el proyecto, esto es: el socio-económico, biótico, abiótico y el sanitario-ambiental.

A partir de esa matriz se determinaron diferentes acciones que podrían alterar diferentes componentes del medio ambiente, y que corresponden a las etapas de

construcción del proyecto y a la fase de operación y mantenimiento del mismo las cuales serán mitigadas.

10.8.1.1.- Definición de los Factores Ambientales Adoptados:

Del tamizado realizado se han determinado que los factores ambientales a ser afectados en la etapa de construcción son:

- **FLORA:**

Alteración de hábitats:

Se refiere a la modificación en el número y tipo de especies vegetales.

Desaparición de especies:

Corresponde a diversas acciones que propendan a la desaparición de especies nativas vegetales.

- **FAUNA:**

Alteración de hábitats:

Se refiere a la modificación de los nichos actuales que pueden producir variación en el número y tipo de especies animales.

Desaparición de especies:

Corresponde a diversas acciones que propendan a la desaparición de especies animales.

Migración:

Problema relacionado con el deterioro de los hábitats que produce desplazamiento de las especies de fauna a otros ecosistemas, produciendo problemas de interacciones en esos ecosistemas.

- **ABIÓTICOS:**

Erosión:

Dada la cobertura vegetal natural este factor se relaciona a los fenómenos morfológicos que por efecto de las acciones a desarrollarse aumenten el proceso de erosión laminar, que puede producirse a partir de un proceso de lluvias intensas y de corta duración.

Geología:

Está relacionada a la estabilidad que a corto y largo plazo pueden tener las obras dadas sus características geológicas regionales y estructurales, que pueden o estabilizar las obras o presenten problemas de cimentación, carga, etc.

Calidad de los suelos:

Relacionado a la capacidad portante, permeabilidad, etc., que pueden dar lugar a mayores costos en la cimentación de estructuras.

Cambios de uso en el suelo:

Dado que una obra de infraestructura variará la utilización del suelo para otros usos como vías, conducciones, red de riego, etc., se prevé que existirá una alteración en ese factor.

Paisaje:

Cambios de orden estético que zonas parciales o generales sufrirán como efecto de las acciones a ejecutarse en las etapas de construcción.

Nivel Freático:

Presencia de aguas subterráneas de origen freático que requieren ser bombeadas en la etapa de construcción.

Producción de Gases:

Las actividades de construcción que utilicen combustión de materiales fósiles que afectarán a la calidad del aire.

Producción de Sólidos:

Las actividades de construcción especialmente en cuanto a la combustión de materiales fósiles que generarán sólidos suspendidos de diferentes tipos, particulado, hollín, etc.

Incendios:

Factor a ser considerado especialmente en los campamentos en los cuales por su distancia no tendrían un servicio del cuerpo de bomberos.

- **FACTORES SOCIO - ECONÓMICOS**

Demanda de Mano de Obra Calificada:

Se refiere al número total de horas-hombre -mes de servicios técnicos y otros especializados que el proyecto requerirá en la etapa de construcción.

Oferta de Mano de Obra Calificada:

En función de la población económicamente activa actual calificada en la zona se estimará el porcentaje que la zona podría dotar al proyecto en la etapa de construcción.

Demanda de Mano de Obra no Calificada:

Se refiere al número total de horas-hombre-mes de servicios no especializados que el proyecto requerirá en la etapa de construcción.

Oferta de Mano de Obra no calificada:

Se refiere al número total de horas-hombre-mes de servicios no especializados que el proyecto requerirá en la etapa de construcción.

Seguridad Laboral:

Relacionada al cumplimiento del reglamento de IESS de Seguridad Industrial

Salud:

Tiene que ver con la protección a los trabajadores de la construcción en cuanto a la prevención de enfermedades, especialmente las relacionadas con la calidad del agua y disposición de excretas.

Conflictos Sociales:

Necesariamente la inmigración de habitantes de otras áreas creará conflictos sociales de diversos tipos en las comunidades actuales

Aceptación Social:

Son todos aquellos factores que pueden producir interferencia ciudadana por efecto de construcciones o de relaciones sociales con el medio.

Relación con la Comunidad:

La presencia de las obras de construcción en tanto trabajadores, maquinarias, ruido, etc., podrá ocasionar conflictos en el aspecto familiar, organizativo, delincuencia, etc.

Cambio de la Economía de la Zona:

Tradicionalmente en el país la ejecución de proyectos de esta envergadura cambiará totalmente y temporalmente la economía tradicional de la zona por aumento de provisión de bienes de consumo y de capital.

Ingresos de la Zona:

Con relación a las actividades a desarrollarse, la zona tendrá un cambio en la provisión de servicios y bienes de capital lo cual cambiará los ingresos actuales de la zona.

Turismo:

Se identifican las zonas en función del turismo actual y aquel que podría tener a futuro cuando las áreas de construcción comiencen a ejecutarse.

Valor de la Tierra:

Se refiere a aquellas áreas que serán beneficiadas en su costo con el proyecto de alcantarillado.

Interferencia con Otras Actividades:

Las obras de construcción por su volumen necesariamente van a tener conflictos con el uso actual de zonas dedicadas a la agricultura.

Inmigración:

Dado que en la zona no existe la suficiente mano de obra calificada y no calificada para la ejecución del proyecto de construcción, necesariamente habrá factores de ingreso de trabajadores de la construcción de otras áreas.

Conflictos Sociales:

Necesariamente la inmigración de habitantes de otras áreas creará conflictos sociales de diversos tipos en las comunidades actuales.

Demanda de Bienes de Consumo:

La demanda de bienes de consumo de los trabajadores por efectos de un proyecto de esa magnitud necesariamente requerirá de mayores bienes de consumo que los que hoy se intercambian en la zona.

Plusvalía:

La construcción del proyecto necesariamente aumentará la plusvalía de los terrenos no como fenómeno especulativo sino como una realidad de mejores ingresos por producción.

10.9.- EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

Para considerar los factores afectados en la etapa de construcción, tomando en consideración el sitio en el cual se ejecutará la construcción del sistema de

alcantarillado se han determinado las acciones que se listan a continuación, las cuales afectarán a los factores ambientales.

No	ACCIONES
1	Desbroce y limpieza
2	Excavación
3	Instalación de campamentos
4	Movilización de equipos y maquinarias
5	Materiales de préstamo
6	Cortes y rellenos
7	Red de conducción
8	Transporte de materiales
9	Desalojo de escombros y tierra sobrante
10	Reparación de equipos y maquinarias
11	Ruido
12	Fallas operacionales

10.9.1.- MATRIZ DE CALIFICACIONES DE IMPACTOS AMBIENTALES:

En la Tabla N°- 10.7 se presenta la Matriz de Leopold

TABLA 10.6.- Matriz de calificaciones de impactos ambientales

FACTORES AMBIENTALES	ACCIONES CONSIDERADAS												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	TOTAL
A. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS - QUÍMICAS													
A.1.- TIERRA													
Geología		-15	20			-35	-10					-15	-11.00
Cambio del uso del suelo	-60	-35	-50	-35	-55	-35	-10					-25	-38.13
A.2.- AGUA													
Subterráneas	-20	-40	-30	-10	-10	-30	-40					-20	-25
Temperatura	-20	-15											-17.50
Nivel freático		-40				-30	-10						-26.67
A.3.- AIRE													
Producción de gases	-30	-30	-30	-35	-45	-30		-35	-10	-50	-50	-30	-34.09

Producción de sólidos	-5	-30	-30	-35	-45	-40		-35	-20	-45		-20	-30.50
A.4.- PROCESOS NATURALES													
Erosión	-20	-40	-30	-20	-20	-25	-20		-20			-20	-23.89
Calidad de los suelos	-50	-30	-20	-40		-35			-35	-50		-25	-35.63
B. CONDICIONES BIOLÓGICAS													
B.1.- FLORA													
Alteración de hábitats	-40	-40	-25	-30	-30	-20			-25	-25		-35	-30.00
Desaparición de especies	-30	-25	-5	-10		-10			-25	-15		-20	-17.50
B.2.- FAUNA													
Alteración de hábitats	-30	-40	-25	-30	-30	-20	-20	-10	-25	-25	-25	-30	-25.83
Desaparición de especies	-20	-15	-5	-15		-20							-15.00
Migración	-20	-10	-20			-25				-20	-30	-20	-20.71
Competencia	-15		-30										-22.50
C. FACTORES SOCIO - ECONÓMICOS													
C.1.- ECONÓMICOS													
Valor de la tierra		-30										-35	-32.50
Demanda de bienes de consumo	40	40	60	50	20		40	35	35			20	37.78
Plusvalía de tierras		-50							50			-10	-3.33
Cambio de economía de la zona		-35	35	30	65		40	65				10	30.00
Interferencia de otras actividades			-35	-30	-20					-25			-27.50
Ingresos en la zona	20	20	60	55	65		60	65	65			30	48.89
C.2.- RECREATIVOS													
Turismo		-30	-30		-30	-25	-30	-30	-50		-40		-33.13
C.3.- ESTÉTICOS													
Paisajes		-35	-30		-35	-30						-35	-33.00
C.4.- NIVEL CULTURAL													
Salud	-50	-20	-20		-40	-35	-30	-40	-50	-35	-55	-35	-37.27
Seguridad laboral	-30	-35	-35		-35	-30	-30	-35	-35	-30		-25	-32.00
Demanda de mano de obra	20	20	30		70	65	55	65	60	50		20	45.50

calificada													
Demanda de mano de obra no calificada		35	30		70	65	65	65	60	50		70	56.67
Oferta de mano de obra calificada		35	35		50	40	55	35	40	50		20	40.00
Oferta de mano de obra no calificada	40	30	55		55	65	65	40	50	30		30	46.00
Aceptación social		20	-35	50	-40				10	-55		-10	-8.57
Relación con la comunidad			-40		-35					-45	-35		-38.75
Inmigración			-55										-55.00
Conflictos sociales			-50		-30						-45	-15	-35.00
D. RIESGOS													
Deslizamientos		-30				-25	-15					-40	-27.50
Inundaciones		-40	-30	-30		-15	-12						-25.40
Incendios			-50	-50						-35			-45.00
N°.- TOTAL DE ACCIONES	19	30	31	17	22	23	18	13	18	17	7	26	241
N°.- DE INTERACCIONES POSITIVAS	4	7	8	4	7	4	7	7	8	4	0	7	67
N°.- DE INTERACCIONES NEGATIVAS	15	23	23	13	15	19	11	6	10	13	7	19	174
% DE INTERACCIONES POSITIVAS	21	23	26	24	32	17	39	54	44	24	0	27	27.55
% DE INTERACCIONES NEGATIVAS	79	77	74	76	68	83	61	46	56	76	100	73	72.45
I.A. PROMEDIO POSITIVO	30	29	41	46	56	59	54	53	46	45	0	28.57	40.63
I.A. PROMEDIO NEGATIVO	-29	-31	-31	-28	-33	-27	-21	-31	-30	-35	-40	-24	-30.03
SUMATORIA INTERACCIONES POSITIVAS	120	200	325	185	395	235	380	370	370	180	0	200	2960
SUMATORIA INTERACCIONES NEGATIVAS	-440	-710	-710	-370	-500	-515	-227	-185	-295	-455	-280	-465	-5152
% DE IMPACTO AMBIENTAL													-21.92

10.9.2.- RESULTADOS DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

Del estudio de la matriz cuantitativa para la construcción se concluye:

1.- La construcción del sistema de alcantarillado producirá un efecto negativo en el medio ambiente de -21.92%; los factores ambientales más alterados negativamente serán:

- **Cambio de uso del suelo**

Se prevé una alteración debido a las redes de conducción e implantación de la Planta de Tratamiento.

- **Producción de gases**

Debido a la combustión de materiales fósiles que afectarán a la calidad del aire.

- **Producción de sólidos**

Debido a la combustión de materiales fósiles que generarán sólidos suspendidos de diferentes tipos, particulado, hollín, etc.

- **Calidad de los suelos**

Alteración de la capacidad portante, permeabilidad, etc.,

- **Alteración de hábitats**

Por la modificación de los nichos actuales que pueden producir variación en el número y tipo de especies animales y vegetales.

- **Interferencia de otras actividades**

Por conflictos con el uso actual de zonas dedicadas a la agricultura.

- **Turismo**

El turismo actual podría verse afectado cuando las áreas de construcción comiencen a ejecutarse.

- **Paisaje**

Debido a cambios de orden estético que zonas parciales o generales sufrirán como efecto de las acciones a ejecutarse en las etapas de construcción.

- **Inmigración**

Debido al deterioro de los hábitats que produce desplazamiento de las especies de fauna a otros ecosistemas.

- **Incendios**

Por la falta de campamentos, los cuales por su distancia no tendrían un servicio del cuerpo de bomberos.

2.- Los efectos negativos estarán ligados principalmente a alteraciones en los factores bióticos y abióticos.

3.- Los factores ambientales más afectados de forma benéfica son:

- **Ingresos de la zona**

La zona tendrá un cambio en la provisión de servicios y bienes de capital lo cual cambiará los ingresos actuales de la zona.

- **Cambio de la Economía de la zona**

Se incrementará temporalmente la economía tradicional de la zona por aumento de provisión de bienes de consumo y de capital.

- **Demanda de bienes de Consumo**

La demanda de bienes de consumo de los trabajadores por efectos de un proyecto de esa magnitud necesariamente requerirá de mayores bienes de consumo que los que hoy se intercambian en la zona.

- **Mano de Obra Calificada**

Se requiere necesariamente para la construcción del Proyecto de servicios técnicos especializados.

- **Mano de Obra No Calificada**

Se requiere de servicios no especializados que el proyecto requerirá en la etapa de construcción.

4.- Los factores más beneficiados son los que están relacionados con el aumento de fuentes de trabajo y mejores ingresos para la zona.

5.- Las acciones que contribuyen a alterar negativamente los factores ambientales son:

- Disposición de residuos líquidos y sólidos
- Limpieza y desalojo de vegetación
- Desalojo de materiales de construcción y de tierra
- Materiales de préstamo
- Instalación de campamentos

10.9.3.- DESCRIPCIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES PRINCIPALES

La construcción del Sistema de Alcantarillado, tendrá efectos negativos en la población por la generación de polvo que puede ocasionar enfermedades de tipo respiratorio; al igual que a los trabajadores que laborarán en esa etapa.

Además, los trabajos de transporte, movilización, excavación y construcción, tendrán efectos negativos en el sistema biótico por la dispersión de partículas muy pequeñas, las cuales son perjudiciales para la vegetación, debido a que pueden disminuir la capacidad fotosintética y la salud animal, pues pueden ocasionar ciertas variaciones a nivel respiratorio.

También se tendrá efecto negativo temporal en cuanto a la aceptación social por el aumento de ruido, polvo y la acumulación de materiales de construcción y tierra.

Se prevé la contaminación por gases de combustión, los gases provendrán principalmente de los equipos y maquinarias, en los que los motores originarán polución debido al funcionamiento defectuoso o mala combustión de estos.

Las emisiones de dióxido de carbono y rastros de plomo provenientes de los combustibles, se acumulan en la vegetación y, dentro de la cadena alimenticia, estos perjudican a los animales que consumen estas plantas.

Existirán efectos negativos asociados con la presencia de materiales de construcción de forma temporal en el medio; si tales desechos son depositados en las planicies, en medio de agrupaciones vegetales, arrojados a los cauces

naturales; estos materiales se los puede considerar además escénicamente dañinos.

Habrán impactos benéficos en la etapa de construcción; por la compra de bienes y capital en el sector.

La instalación de campamentos en el área de construcción tendrá efectos negativos en cuanto a la alteración de hábitats de flora y fauna, no tendrá aceptación social en tanto se producen conflictos de uso de suelos y de actividades.

10.10.- MITIGACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

Del análisis cuantitativo realizado, es necesario recalcar ciertas actividades que deben realizarse a fin de disminuir o eliminar los efectos negativos que la ejecución del proyecto producirá.

10.10.1.- RECOMENDACIONES GENERALES PARA PREVENIR O MITIGAR LOS IMPACTOS AMBIENTALES NEGATIVOS DURANTE LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

Para la construcción del sistema de alcantarillado se deberá adoptar varias recomendaciones a fin de lograr un trabajo ambientalmente sano y seguro, pensando en la prevención de accidentes y a reducir cualquier daño a la salud de los trabajadores, habitantes y a conservar el medio ambiente de la zona.

10.10.1.1.- Recomendaciones Generales:

- 1.- Empezar los trabajos luego de haber realizado arreglos necesarios para proteger adecuadamente las instalaciones de servicio público, como instalaciones eléctricas, de agua potable, etc.
- 2.- Antes de iniciar la obra, todo el terreno involucrado tendrá que ser limpiado, removiéndose todos los escombros, materiales excedentes, estructuras

provisionales, plantas, etc. debiendo quedar todas las zonas de la obra limpias y estéticamente adecuadas.

- 3.-** En los trabajos de excavación y relleno, se tomará todas las precauciones para no interrumpir el tránsito de peatones y otros. Se deberá construir y mantener por el tiempo que fuese necesario tablestacas, apuntalamientos, y otros dispositivos apropiados, con la finalidad de evitar accidentes.
- 4.-** Bajo ninguna circunstancia se realizarán actividades que causen deforestación, erosión contaminación y alteración del régimen hídrico de los sistemas de la zona del proyecto.
- 5.-** Es necesario que, se coloquen en los frentes de trabajo, señales preventivas e informativas con el propósito de suministrar a la comunidad información permanente, haciéndoles conocer acerca de riesgos de la construcción e instalación del sistema. De ser necesario se deberá efectuar una adecuada demarcación horizontal con pintura reflectante, a fin de complementar la señalización vertical y brindar seguridad tanto en el día como en la noche, y en toda condición de clima.
- 6.-** Se tomará en cuenta todas las medidas necesarias para asegurar las mejores condiciones de higiene, habitabilidad, nutrición y sanitarias a trabajadores así como aquellas personas que por otras circunstancias se vinculen directamente con la construcción de las obras de ingeniería.
- 7.-** Los empleados y personas mencionadas en el párrafo anterior deberán, de ser necesario, recibir tratamiento contra los vectores epidemiológicos y las enfermedades de la zona.
- 8.-** Los obreros deberán ser provistos de mascarillas con filtros que eviten la inhalación de polvo durante el movimiento de tierras.

- 9.- Se evitará la presencia de vectores de enfermedades en las áreas de trabajo y en los sitios de campamento, para lo cual se adoptarán medidas que eliminen la presencia de estos, en caso de ser necesario se deberá realizar controles mediante el uso de insecticidas, para lo cual se utilizarán aquellos que sean biodegradables.
- 10.- Antes de dar inicio a la construcción de cualquiera de las partes del proyecto, se levantará un campamento para oficinas y alojamiento de los trabajadores. Estas instalaciones deberán mantener condiciones razonables de seguridad, comodidad e higiene.
- 11.- Una vez concluida la construcción se levantará el campamento y se dispondrá de los escombros de la mejor manera. Las superficies cuya cobertura vegetal se haya alterado por las instalaciones, serán restauradas con vegetación propia de la zona.
- 12.- Se deberá mantener en obra siempre una bomba con el fin de desalojar el exceso de aguas y tomar las debidas medidas de seguridad en los entibamientos de los taludes, de las zanjas y cualquier estructura excavada.
- 13.- Para evitar el deterioro de la salud de la comunidad próxima a la excavación debida a la generación de polvo producto del movimiento de tierras, se recomienda mantener humedecida permanentemente.

10.10.1.2.- Recomendaciones para Seguridad Industrial:

- 1.- Se recomienda la utilización de gafas de seguridad industrial
- 2.- Dotar a todos los trabajadores y empleados, sin distinción, que laboren en áreas de trabajo de cascos para la protección de su cabeza.
- 3.- Cualquier trabajador o empleado que estuviese expuesto a ruidos mayores a 75 decibeles deberá ser provisto de una protección en los oídos.

- 4.- Proveer a los trabajadores, de acuerdo al caso, y a todos los que tengan que operar con equipos, manipular tuberías, materiales metálicos, o material áspero con guantes de cuero, los cuales deberán cubrir hasta la mitad del antebrazo; en ningún caso se entregarán guantes de caucho.
- 5.- Para las actividades de construcción todos los empleados deben ser dotados de botas de seguridad de media caña, con suela de seguridad a prueba de aceites, protección metálica en las puntillas, preferentemente sin cordones.
- 6.- Para los trabajadores se les deberá proveer de pantalones de tipo "Blue Jeans y camisas de mangas largas para evitar problemas u accidentes en la piel.

10.10.1.3.- Recomendaciones Generales para los Campamentos:

- 1.- El diseño y ubicación de los campamentos y sus instalaciones sanitarias deberán ser tales que no ocasionen la contaminación del agua superficial.
- 2.- Los campamentos tendrán puestos los primeros auxilios, con las instalaciones necesarias para servicio de emergencia.
- 3.- Los campamentos constarán con instalaciones de agua potable, servicios sanitarios, servicio eléctrico y deben asegurar condiciones racionales de seguridad, comodidad e higiene.
- 4.- El tratamiento de aguas servidas generadas por el personal que laborará en los campamentos se realizará mediante una fosa séptica.
- 5.- Tanque séptico: La localización del tanque séptico se hará de acuerdo con la topografía general del terreno, a una distancia horizontal mínima de 3.0 m de la vivienda.

- 6.- Se contará con un sitio adecuado para la correcta disposición de los desechos generados en los campamentos.
- 7.- Al abandonar los campamentos, se deberán recoger y remover los desechos y enterrarlos en sitios alejados de cursos de agua, etc., Las superficies cuya cobertura vegetal se haya alterado será rehabilitado.
- 8.- No se quemará llantas, aceite quemado de motores o materiales similares que produzcan humo denso, ya sea para eliminar esos materiales o para prender o aumentar la quema de otros materiales. En caso de que sea necesario realizar la quema, se tendrá mucho cuidado de manera que la quema de materiales no destruya no cause daños a la propiedad privada o provoque contaminación excesiva del aire.

10.10.1.4.- Disposiciones Referentes a Materiales de Préstamo:

- 1.- En terrenos planos sujetos al estancamiento de agua, de escurrimiento o drenaje muy lento y en las proximidades de poblados o asentamientos humanos, no se deberá excavar zanjas o fosas para extraer materiales de préstamo.
- 2.- No se depositará el material sobrante en las corrientes de agua ni al aire libre. En lo posible se empleará tal material para rellenar, o en la construcción de terraplenes.
- 3.- No se verterá ningún material en terrenos de propiedad privada sin la previa autorización del dueño o de la comunidad, según sea el caso.
- 4.- Los yacimientos de materiales y sitios para desperdicios de materiales excedentes deberán ubicarse de tal manera que no perjudiquen el paisaje y que en lo posible no causen perjuicios al medio ambiente y a los recursos naturales renovables.

10.10.1.5.- Disposiciones para los Movimientos de Tierras:

- 1.- Se evitara, en lo posible, la destrucción de la cobertura vegetal y la excavación fuera de la faja de diseño.
- 2.- Se preservarán árboles de gran tamaño, de valores genéticos o paisajísticos.
- 3.- Los excedentes de materiales provenientes del movimiento de tierras, deberán ser dispuestos en sitios que no interrumpen el drenaje natural. Los lugares donde han sido dispuestos los materiales deben luego ser cubiertos de vegetación.

10.10.1.6.- Ruidos y Vibraciones:

- 1.- En las actividades de construcción y tendido de tuberías, será necesario cumplir con las regulaciones de seguridad industrial, esto es dotar a los trabajadores de orejeras a prueba de ruido, especialmente a quienes trabajen con concreteiras, vibradores y martillos hidroneumáticos.

10.10.1.7.- Excavaciones:

- 1.- Estos trabajos deberán realizarse con el uso de mascarillas anti polvo; en frente de los accesos a las casas se deberán colocar pasos con viguetas prefabricadas y tableros, a manera de puente, sobre las zanjas.
- 2.- Con el objeto de disminuir la contaminación y las molestias que el polvo causa sobre la población, los sembríos, la fauna y la flora, deberá cubrirse con plásticos la tierra que se saque de las excavaciones.
- 3.- Para atenuar el problema del polvo, se deberá en lo posible regar agua con cierta frecuencia sobre el material de excavación.

10.11.- PLAN DE MANEJO AMBIENTAL

El Plan de Manejo Ambiental es el producto de la evaluación ambiental establecido de manera detallada, tendrá la finalidad de prevenir, mitigar, corregir o compensar los impactos y efectos ambientales negativos que se causen por el desarrollo del Proyecto de Alcantarillado en la Isla las Casitas.

10.11.1.- PLAN DE MANEJO AMBIENTAL PARA LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

10.11.1.1.- Programa de Seguridad e Higiene Laboral

10.11.1.1.1.- Programa de Seguridad:

El programa de seguridad está orientado a reducir en lo posible el número de accidentes y enfermedades en los trabajadores, con lo que aumentará la productividad y la eficiencia del trabajo, además se obtiene bienestar y seguridad para el personal, así como también alargar la vida útil de los equipos.

Los elementos de producción que son afectados por los accidentes son:

- Mano de obra.
- Equipos
- Maquinaria y herramientas.
- Material.
- Estructuras y complementos.

10.11.1.1.2.- Factores que Contribuyen a la Generación de Accidentes:

Los factores que pueden contribuir a la generación de accidentes son muy diversos en este tipo de proyectos, entre las condiciones más concurrentes se pueden citar los siguientes:

- Empleo de equipos deteriorados.
- Ventilación e iluminación insuficiente de áreas de trabajo.
- Empleo de sustancias peligrosas sin el uso del equipo de protección personal adecuado.

- Mantenimiento y limpieza deficientes de los lugares de trabajo.
- Falta de protecciones o salvaguardar en equipos.
- Instrucción insuficiente en prácticas de seguridad del personal trabajador.

La práctica insegura a más de ser la causa directa del accidente, obliga al trabajador a hacer un acto inseguro, se puede citar las siguientes acciones peligrosas:

- La operación de maquinarias y equipos a velocidades inseguras.
- La extracción o ruptura de guardas o protecciones de maquinarias y equipos.
- Aceptar herramientas defectuosas.
- Mal almacenamiento, sobrecarga o manipulación defectuosa de materiales.

El Acto inseguro, frecuentemente precipita el accidente por no seguir las reglas establecidas, es decir, violando un procedimiento considerado seguro. En algunas oportunidades el acto inseguro es producto de la falta de capacitación del trabajador.

10.11.1.1.3.- Evaluación de Riesgos:

Para evaluar se debe considerar las siguientes recomendaciones para llevar a cabo una correcta detección de riesgos.

- Inspeccionar periódicamente las obras físicas y los métodos de trabajo para verificar que todo equipo mecánico u otro está en buenas condiciones de operación, de mantenimiento y que no existan fuentes que generen un riesgo para la salud y vida del trabajador.
- Verificar que la forma de empleo de los materiales utilizados no sean fuentes de exposición del personal o que su inadecuada manipulación constituya causas de incendio, explosiones o muerte.

- Verificar que los equipos de protección personal proporcionados en algunas actividades, los botiquines de primeros auxilios, extinguidores, protecciones, sean utilizados y mantenidos en forma correcta.
- Verificar que los niveles de iluminación y de ventilación de los lugares de trabajo sean los apropiados para las actividades desarrolladas.

10.11.1.1.4.- Programa de Seguridad Laboral:

La empresa responsable de la construcción dispondrá de un comité de seguridad e higiene laboral.

10.11.1.1.5.- Descripción de Tareas:

- Evaluación de factores que contribuyen a la generación de accidentes.
- Verificación de los factores determinados en la evaluación de riesgos.
- Verificación de cumplimientos de las normas de seguridad industrial.
- Verificación del cumplimiento de normas de emergencia y de los equipos de primeros auxilios.
- Ejercicios de simulación y entrenamiento.

10.11.1.1.6.- Materiales Necesarios:

- Botiquín de primeros auxilios.
- Equipo de protección personal.
- Premios y estímulos.
- Afiches publicitarios.

10.11.1.2.- Campaña de Promoción y Señalización:

10.11.1.2.1.- Campaña de Información y Señalización:

Con el efecto de lograr la aceptación de la comunidad durante la etapa de construcción de los distintos componentes del proyecto, debido a las molestias a ser causadas se implantará una campaña de publicidad y señalización que realizarán las siguientes actividades:

1. Previo al inicio de los trabajos se debe convocar a una reunión en la comunidad con el objetivo de informar sobre el proceso de construcción y todos los aspectos necesarios para la ejecución del proyecto.
2. Colocación de afiches y lectores explicativos del proyecto en las que se especifiquen el nombre del proyecto, los componentes de los mismos, los beneficios, el costo total del proyecto y su fuente de financiamiento. Estos letreros serán ubicados en lugares públicos donde tengan libre acceso.
3. La prevención de los accidentes de peatonales y/o de animales causada por la instalación de tuberías de conducción, redes, etc., será minimizado colocando letreros de advertencia, con la suficiente anticipación al sitio de trabajo.
4. Los sitios de trabajo constarán de vallas de señalización móviles de acuerdo al avance de la obra.
5. Se evitarán molestias a la comunidad en la zona colocando cada 50 m, en los lugares donde se ha abierto zanjas, puentes peatonales de madera de 1 m de ancho.

10.11.1.2.2.- Campaña de Educación y Promoción Sanitaria:

Los objetivos de este programa son:

- Desarrollar un activo e intenso programa de educación y promoción sanitaria en la zona del proyecto, beneficiaria del sistema.
- Concientizar y sensibilizar a los habitantes de la zona para que usen y mantengan correctamente el sistema de alcantarillado.
- Promocionar a través de estrategias educativas y de comunicación, las ventajas que les brindará el nuevo sistema.

Las actividades que deben cumplirse son:

- Realizar reuniones con la sociedad civil agrupada en la comunidad de la zona del proyecto para informar el programa y solicitar la colaboración para ejecutar el proyecto.

- Realizar reuniones de trabajo con los principales líderes de la población para definir su rol en el programa.
- Intensificar las actividades de conocimiento del proyecto a través de charlas educativas a los habitantes de la Isla, demostraciones y discusiones.
- Realizar visitas domiciliarias para impartir consejos sanitarios, con relación al saneamiento ambiental.
- Promocionar la formación de hábitos de higiene individual y familiar.

Este programa se realizará durante el período de construcción hasta que el sistema sea inaugurado y después a través del plan operativo previsto para cada año en la etapa de operación y mantenimiento.

10.11.2.- PLAN DE MANEJO AMBIENTAL PARA LA ETAPA DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

10.11.2.1.- Impactos Ambientales durante la Etapa de Operación y Mantenimiento:

Las acciones principales a considerarse en esta etapa son:

- Fugas en la conducción.
- Saturación del sistema.
- Mantenimiento de redes y planta de tratamiento.

10.11.2.1.1.- Fugas en la Conducción:

Será necesario establecer programas de control de fugas en la conducción del sistema para evitar la contaminación del agua subterránea, el mismo que deberá contar con el personal, instrumentos y presupuesto necesarios. Debido al altísimo porcentaje de fugas existente en las tuberías de alcantarillado será necesario realizar pruebas durante la instalación de estas, (pruebas de estanqueidad) durante el tiempo que este en las especificaciones técnicas.

10.11.2.1.2.- Saturación del Sistema:

La saturación del sistema puede darse por varios motivos como por ejemplo; el crecimiento de la población, la mala utilización del sistema de alcantarillado, etc.; Para lo cual debe programarse un plan de control de caudales el cual dará una idea exacta de la trabajabilidad del sistema.

10.11.2.1.3.- Mantenimiento de Redes y Planta de Tratamiento:

El personal debe utilizar sin excepción alguna el equipo de protección personal (EPP) para realizar los trabajos de mantenimiento en la conducción y la planta de tratamiento.

Se deberá realizar periódicamente tareas de limpieza de maleza en las áreas aledañas a las conducciones, pozos de revisión, plantas de tratamiento, etc. debiendo reportarse, inmediatamente, cualquier problema relacionado con la destrucción de alguna parte de las obras, o situaciones anormales como fisuras, fugas, etc.

En cuanto a las conducciones será necesario además reportar crecimientos anormales de algas, presencia de aceites o basuras.

Todas estas acciones deberán ser llevadas a cabo por personal entrenado y reportadas en formularios, para llevar un inventario del funcionamiento del sistema.

El personal encargado de la operación y mantenimiento del sistema, debe ser entrenado para desarrollar esta actividad.

El entrenamiento deberá estar a cargo de un ingeniero de operación y mantenimiento.

La cuadrilla tipo de operación y mantenimiento, deberá constar con personal calificado y/o con conocimiento de plomería, albañilería, etc.

El mantenimiento puede ser de dos clases:

- **Mantenimiento y Reparación de Daños.**

Este consistirá en reparar, de inmediato y oportunamente, los daños que se produzcan en los diferentes componentes del sistema.

Debido a que estos daños son de naturaleza variada y suceden en los momentos menos esperados, no se podrá programar este tipo de mantenimiento, lo aconsejable será disponer siempre de todas las facilidades, tanto humanas como materiales, para efectuar reparaciones.

- **Mantenimiento preventivo**

Este buscará reducir al mínimo la posibilidad de que se produzcan daños. Debe programarse todas y cada una de las acciones, en forma de calendario, a fin de economizar en el transporte y en horas-hombre para realizar las tareas, así también, se deberá prever los materiales mínimos para reparaciones indispensables.

Deberá practicarse sin excepción, el mantenimiento preventivo y complementarse con el de reparación de daños, así el sistema funcionará en óptimas condiciones, desde el punto de vista económico y técnico.

10.12.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

De acuerdo con lo presentado en el Estudio de Impacto Ambiental para el Proyecto de Alcantarillado en la Isla Las Casitas, las conclusiones respecto a la identificación y descripción de los impactos ambientales del Proyecto son las que se mencionan a continuación:

10.12.1.- Conclusiones:

- La implementación de un sistema de alcantarillado mejora las condiciones de vida, especialmente las relacionadas con la salubridad, porque permite controlar la disposición de aguas servidas, evitando la contaminación y las enfermedades de origen hídrico, que son causantes en gran medida de la mortalidad infantil.

- Los impactos identificados que pueden generarse en las distintas fases del Proyecto, al ser ejecutado, no causará impactos críticos sobre el medio ambiente.
- La adopción de las medidas preventivas y de mitigación planteadas y estructuradas mediante el Plan de Manejo Ambiental, se gestionarán todos aquellos aspectos que inciden negativamente sobre el entorno. Este plan considerará además el correcto manejo y disposición de los residuos domésticos e industriales no peligrosos que genere el Proyecto.
- Los mayores impactos del Proyecto, se presentan durante su etapa de construcción, en particular, sobre elementos del medio físico y biótico.
- Los impactos serán minimizados de acuerdo a especificaciones técnicas y de diseño, evitando el trazado de la red de conducción sobre aquellos parajes de mayor calidad ecológica.
- Las medidas correctoras en la etapa de construcción del Proyecto deberán estar orientadas a los siguientes componentes ambientales: geomorfología, suelo, ruido, flora, fauna, calidad del aire calidad de vida.
- Las medidas correctoras en la etapa de operación del Proyecto deberán apuntar a los siguientes componentes ambientales: vegetación, flora, fauna y paisaje.
- Considerando que el Proyecto generará impactos de significancia media en la etapa de construcción y de significancia media y baja en la etapa de operación, los mismos que mediante la aplicación del plan de manejo ambiental propuesto, así como las medidas de mitigación, control y educación serán minimizados los efectos negativos y potenciados los impactos positivos, dentro de este estudio consideramos el Proyecto ambientalmente sustentable.

10.12.2.- Recomendaciones:

- Llevar a cabo todas las medidas de prevención, mitigación y contingencia previstas en el Estudio de Impacto Ambiental para disminuir los impactos ambientales que puedan provocar la ejecución del proyecto.
- Fomentar un programa de comunicación social del Proyecto. Se debe informar a la población los alcances e incidencias del proyecto, siempre considerando la capacidad de entendimiento de la comunidad y de sus respectivos representantes.
- Fomentar la educación ambiental e incentivar una cultura de protección y conservación de las especies animales y vegetales a todos los trabajadores involucrados en las fases de construcción y operación del Proyecto.

CAPITULO 11.

PRESUPUESTO REFERENCIAL Y CONOGRAMA

11.1.- PRESUPUESTO REFERENCIAL

11.1.1.- INTRODUCCIÓN:

El presupuesto es el cálculo anticipado de ingresos y gastos de una actividad económica, durante un período, por lo general en forma anual. Es un plan de acción dirigido a cumplir una meta prevista, expresada en valores y términos financieros que, debe cumplirse en determinado tiempo y bajo ciertas condiciones previstas

11.1.2.- PRESUPUESTO DEL PROYECTO DE ALCANTARILLADO

El presupuesto realizado tiene el carácter de referencial, puesto que se utilizan costos de mano de obra considerando el salario básico unificado y rendimientos de las diferentes empresas de agua potable del país. De igual manera los precios de los diferentes materiales están basados en costos de mercado del lugar del proyecto.

11.1.2.1.- DETERMINACIÓN DEL VALOR UNITARIO POR RUBRO

Una parte importante del proyecto es la estimación del presupuesto, el cual a su vez depende del valor unitario que se le da a cada rubro considerado y de la cuantificación de las cantidades de obra. Para lo cual se realizó lo siguiente:

- Determinación de los volúmenes de obra.
- Investigar los costos de materiales en el mercado.
- Investigar los rendimientos del personal de mano de obra en los diferentes rubros, (en lo posible de datos reales obtenidos en el campo).
- Valor de la mano de obra y maquinaria.
- Especificaciones técnicas de construcción

El análisis de Precios para el Proyecto de Alcantarillado de la Isla “Las Casitas” se presenta en el **ANEXO 012**

Por otra parte, las cantidades de obra se obtuvieron a partir de los resultados y dimensionamiento de las obras que constituyen el Proyecto de Alcantarillado. El cálculo de volúmenes se encuentra en el **ANEXO 013** y **ANEXO 014**

11.1.3.- PRESUPUESTO REFERENCIAL DEL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Módulo CONEXIONES DOMICILIARIAS

CODIGO	RUBRO	U	Cant.	P. Unit.	Total
01.002.4.07	EXCAVACIÓN ZANJA A MANO H=0.00-2.75m (EN TIERRA)	m3	157,25	4,89	768,94
01.004.4.01	RELLENO COMPACTADO (MATERIAL DE EXCAVACIÓN)	m3	151,31	3,32	502,35
02.003.4.01	TUBERÍA PLÁSTICA ALCANT. D.N.I. 160mm (MAT/TRAN/INST)	m	336	10,21	3430,56
01.005.4.03	ACARREO MECÁNICO HASTA 1 km (carga, transporte, volteo)	m3	5,94	1,00	5,94
02.006.4.02	SILLA YEE 200*160MM (MAT/TRAN/INST)	u	42	16,16	678,72
02.002.4.01	CAJA DOMICILIARIA H=0.60-1.50M CON TAPA H.A.	u	42	188,05	7898,10
02.005.4.03	EMPATE A TUBERIA PLASTICA	u	42	7,75	325,50

Resumen del módulo (USD) : 13610,11

Módulo MOVIMIENTO DE TIERRAS

CODIGO	RUBRO	U	Cant.	P. Unit.	Total
01.001.4.02	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	m	969,20	1,06	1027,35
01.002.4.01	EXCAVACIÓN ZANJA A MÁQUINA H=0.00-2.75m (EN TIERRA)	m3	1656,06	1,88	3113,40
01.002.4.02	EXCAVACIÓN ZANJA A MÁQUINA H=2.76-3.99m (EN TIERRA)	m3	135,04	1,26	170,15
01.003.4.01	RASANTEO DE ZANJA A MANO	m2	782,56	0,95	743,43
01.004.4.01	RELLENO COMPACTADO (MAT. EXCAVACION)	m3	1721,96	3,32	5716,90
01.005.4.03	ACARREO MECÁNICO HASTA 1 km (carga, transporte, volteo)	m3	69,15	1,00	69,15
01.006.4.01	ENTIBADO (APUNTALAMIENTO) ZANJA	m2	360	5,60	2016,00

Resumen del módulo (USD) : 12856,38

Módulo TUBERIAS

CODIGO	RUBRO	U	Cant.	P. Unit.	Total
02.003.4.02	TUBERÍA PLÁSTICA ALCANT. D.N.I. 200mm (MAT/TRAN/INST)	m	965,20	16,14	15578,33

Resumen del módulo (USD) : 15578,33

Módulo POZOS DE REVISIÓN

CODIGO	RUBRO	U	Cant.	P. Unit.	Total
02.001.4.02	POZO REVISIÓN H.S. H=1.26-1.75M (TAPA, CERCO Y PELDAÑOS)	u	8	695,70	5565,60
02.001.4.03	POZO REVISIÓN H.S. H=1.76-2.25M (TAPA, CERCO Y PELDAÑOS)	u	1	775,10	775,10
02.001.4.04	POZO REVISIÓN H.S. H=2.26-2.75M (TAPA, CERCO Y PELDAÑOS)	u	3	851,50	2554,50
02.001.4.05	POZO REVISIÓN H.S. H=2.76-3.25M (TAPA, CERCO Y PELDAÑOS)	u	1	933,10	933,10
02.001.4.06	POZO REVISIÓN H.S. H=3.26-3.75M (TAPA, CERCO Y PELDAÑOS)	u	1	1012,10	1012,10
02.001.4.07	POZO REVISIÓN H.S. H=3.76-4.25M (TAPA, CERCO Y PELDAÑOS)	u	1	1093,00	1093,00

Resumen del módulo (USD) : 11933,4

Módulo POZO 16 (ALMACENAMIENTO)

CODIGO	RUBRO	U	Cant.	P. Unit.	Total
01.001.4.01	REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE ESTRUCTURAS	m2	9,86	1,25	12,33
01.002.4.10	EXCAVACIÓN A MÁQUINA CIELO ABIERTO (EN TIERRA)	m3	59,16	1,70	100,57
01.009.4.03	HORMIGÓN SIMPLE $f_c=210\text{kg/cm}^2$	m3	9,20	188,08	1730,42
01.009.4.01	HORMIGÓN SIMPLE $f_c=140\text{kg/cm}^2$	m3	0,99	185,73	183,13
01.008.4.01	ENCOFRADO/DESENC MADERA DE MONTE CEPILLADA	m2	27,30	7,58	206,93
01.007.4.01	ACERO REFUERZO $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ (SUM, CORTE Y COLOC)	kg	925,23	2,41	2229,80
01.010.4.01	PELDAÑOS f_i 16mm (PROVISIÓN Y MONTAJE)	u	13	5,07	65,91
01.016.4.01	JUNTAS IMPERMEABLES PVC 15CM	m	11,00	8,76	96,36
01.015.4.01	GEOMEMBRANA POLIETILENO 2.00mm	m2	35,06	5,98	209,66
02.004.4.01	TAPA Y CERCO DE HF 600MM (PROV. Y MONTAJE)	u	1,00	162,64	162,64

Resumen del módulo (USD) : 4997,75

Módulo BOMBA

CODIGO	RUBRO	U	Cant.	P. Unit.	Total
01.012.4.02	BOMBA SUMERGIBLE 2HP CON EQUIPO ELECTRICO Y CONTROL DE NIVEL MAC-5 ALTO Y BAJO (P/AGUAS NEGRAS) (Transporte/Provisión y Montaje)		1	1567,9	1567,87

Resumen del módulo (USD) : 1567,87

Módulo PLANTA DE TRATAMIENTO

CODIGO	RUBRO	U	Cant.	P. Unit.	Total
01.001.4.01	REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE ESTRUCTURAS	m2	30,00	1,25	37,50
01.002.4.10	EXCAVACIÓN A MÁQUINA CIELO ABIERTO (EN TIERRA)	m3	67,95	1,70	115,51
01.009.4.03	HORMIGÓN SIMPLE $f_c=210\text{kg/cm}^2$	m3	18,03	188,08	3391,42
01.009.4.01	HORMIGÓN SIMPLE $f_c=140\text{kg/cm}^2$	m3	2,42	185,73	449,10
01.008.4.01	ENCOFRADO/DESENC MADERA DE MONTE CEPILLADA	m2	78,20	7,58	592,73
01.007.4.01	ACERO REFUERZO $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ (SUM, CORTE Y COLOC)	kg	1955,08	2,41	4711,74
01.010.4.01	PELDAÑOS f_i 16mm (PROVISIÓN Y MONTAJE)	u	12	5,07	60,84
01.016.4.01	JUNTAS IMPERMEABLES PVC 15CM	m	19,40	8,76	169,94
01.015.4.01	GEOMEMBRANA POLIETILENO 2.00mm	m2	78,92	5,98	471,95
01.001.4.02	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	m	230,00	1,06	243,80
01.002.4.01	EXCAVACIÓN ZANJA A MÁQUINA $H=0.00-2.75\text{m}$ (EN TIERRA)	m3	69,35	1,88	130,37
02.003.4.05	TUBERÍA PVC 75mm DESAGUE (MAT/TRAN/INST)	m	230,00	4,61	1060,30
01.004.4.01	RELLENO COMPACTADO (MAT. EXCAVACION)	m3	68,33	3,33	227,54

Resumen del módulo (USD) : 11662,73

Módulo CAMPO DE INFILTRACIÓN

CODIGO	RUBRO	U	Cant.	P. Unit.	Total
01.002.4.07	EXCAVACIÓN ZANJA A MANO $H=0.00-2.75\text{m}$ (EN TIERRA)	m3	45,43	4,89	222,16
01.004.4.01	RELLENO COMPACTADO (MAT. EXCAVACION)	m3	22,72	3,32	75,42
01.004.4.03	SUB-BASE CLASE 2	m3	21,72	55,42	1203,99
02.003.4.06	TUBERÍA PERFORADA PVC 100mm DESAGUE (MAT/TRAN/INST)	m	50,20	5,13	257,53
02.003.4.07	TUBERÍA PVC 100mm DESAGUE (MAT/TRAN/INST)	m	76,00	4,85	368,60

Resumen del módulo (USD) : 2127,70

Módulo TRABAJOS VARIOS

CODIGO	RUBRO	U	Cant.	P. Unit.	Total
01.014.4.01	DESBROCE Y LIMPIEZA	m2	100	1,00	100,00
01.009.4.06	ADITIVO ACELERANTE PARA HORMIGÓN	kg	25	1,73	43,25
01.011.4.02	CINTA REFLECTIVA ROLLO 3"x200 pies (CON LEYENDA)	u	2	20,40	40,80
01.011.4.01	ROTULOS CON CARACT. DEL PROYECTO (PROV. Y MON.)	m2	12	55,82	669,84
01.012.4.01	BOMBEO AGUA INTERIOR ZANJA (DIÁMETRO DE SUCCIÓN 2")	hor	50	5,72	286,00
03.001.4.01	PLANTACIÓN DE PLANTAS NATIVAS (PROV. TRANSP)	u	25	0,72	18,00

Resumen del módulo (USD) : 1157,89

TOTAL: Setenta y Cinco Mil cuatrocientos noventa y dos Dólares/16 75.492,16

11.1.4.- PRESUPUESTO REFERENCIAL DEL PROYECTO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

Módulo SUMIDEROS

CODIGO	RUBRO	U	Cant.	P. Unit.	Total
01.002.4.07	EXCAVACIÓN ZANJA A MANO H=0.00-2.75m (EN TIERRA)	m3	176,4	4,89	862,60
01.004.4.01	RELLENO COMPACTADO (MATERIAL DE EXCAVACIÓN)	m3	168,9	3,32	560,62
02.003.4.02	TUBERÍA PLÁSTICA ALCANT. D.N.I. 200mm (MAT/TRAN/INST)	m	240,0	16,14	3873,60
01.005.4.03	ACARREO MECÁNICO HASTA 1 km (carga, transporte, volteo)	m3	7,54	1,00	7,54
02.007.4.01	SUMIDERO CALZADA CERCO/REJ HF. (PROVISIÓN Y MONTAJE)	u	40,00	153,93	6157,20

Resumen del módulo (USD) : 11461,6

Módulo MOVIMIENTO DE TIERRAS

CODIGO	RUBRO	U	Cant.	P. Unit.	Total
01.001.4.02	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	m	636,8	1,06	637,81
01.002.4.01	EXCAVACIÓN ZANJA A MÁQUINA H=0.00-2.75m (EN TIERRA)	m3	1108	1,88	1109,44
01.002.4.02	EXCAVACIÓN ZANJA A MÁQUINA H=2.76-3.99m (EN TIERRA)	m3	2,03	2,26	4,29
01.003.4.01	RASANTEO DE ZANJA A MANO	m2	609,1	0,95	610,02
01.004.4.01	RELLENO COMPACTADO (MAT. EXCAVACIÓN)	m3	1036	3,32	1039,13
01.005.4.03	ACARREO MECÁNICO HASTA 1 km (carga, transporte, volteo)	m3	73,78	1,00	74,78

Resumen del módulo (USD) : 3475,47

Módulo TUBERIAS

CODIGO	RUBRO	U	Cant.	P. Unit.	Total
02.003.4.03	TUBERÍA PLÁSTICA ALCANT. D.N.I. 250mm (MAT/TRAN/INST)	m	544,8	18,46	10057,56
02.003.4.04	TUBERÍA PLÁSTICA ALCANT. D.N.I. 300mm (MAT/TRAN/INST)	m	147,8	27,79	4105,97

Resumen del módulo (USD) : 14163,53

Módulo POZOS DE REVISIÓN

CODIGO	RUBRO	U	Cant.	P. Unit.	Total
02.001.4.02	POZO REVISIÓN H.S. H=1.26-1.75M (TAPA, CERCO Y PELD.)	u	8	695,70	5565,60
02.001.4.03	POZO REVISIÓN H.S. H=1.76-2.25M (TAPA, CERCO Y PELD.)	u	2	775,10	1550,20
02.001.4.04	POZO REVISIÓN H.S. H=2.26-2.75M (TAPA, CERCO Y PELD.)	u	3	851,50	2554,50

Resumen del módulo (USD) : 9670,30

Módulo DESCARGA

CODIGO	RUBRO	U	Cant.	P. Unit.	Total
01.001.4.01	REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE ESTRUCTURAS	m2	8,04	1,25	10,05
01.002.4.07	EXCAVACIÓN ZANJA A MANO H=0.00-2.75m (EN TIERRA)	m3	4,01	4,89	19,60
01.009.4.02	HORMIGÓN SIMPLE $f_c=140\text{kg/cm}^2$	m3	0,80	185,73	149,40
01.009.4.04	HORMIGÓN CICLÓPEO 40% PIEDRA $f_c=210\text{ kg/cm}$	m3	4,94	165,77	819,00
01.008.4.01	ENCOFRADO/DEENCOFRADO MADERA DE MONTE CEPILLADA	m2	11,53	7,58	87,37

Resumen del módulo (USD) : 1085,43

Módulo TRABAJOS VARIOS

CODIGO	RUBRO	U	Cant.	P. Unit.	Total
01.014.4.01	DESBROCE Y LIMPIEZA	m2	1274	1,00	1273,5
01.009.4.06	ADITIVO ACELERANTE PARA HORMIGÓN	kg	25	1,73	43,25
01.011.4.02	CINTA REFLECTIVA ROLLO 3"x200 pies (CON LEYENDA)	u	2	20,40	40,8
01.011.4.01	ROTULOS CON CARACT DEL PROYECTO (PROV. Y MON.)	m2	12	55,82	669,84
01.006.4.01	ENTIBADO (APUNTALAMIENTO) ZANJA	m2	150	5,60	840

Resumen del módulo (USD) : 2867,39

TOTAL: Cuarenta y Dos mil Setecientos Veinte y Tres Dólares/67 42.723,67

11.2.- CRONOGRAMA VALORADO

El cronograma es un esquema básico donde se distribuye y organiza en forma de secuencia temporal el conjunto de experiencias y actividades diseñadas a lo largo de un proyecto. La organización temporal básicamente se distribuye en torno a dos ejes: la duración de la asignación y el tiempo que previsiblemente se dedicará al desarrollo de cada actividad del proyecto.

Los cronogramas valorados del proyecto de alcantarillado sanitario y pluvial se presentan en las **TABLAS N°- 11.1 y 11.2**, respectivamente.

TABLA N°- 11.1.- Cronograma Valorado de Trabajos (Alcantarillado Sanitario)

DESCRIPCIÓN MÓDULOS	COSTO MÓDULO	TIEMPO 4 MESES															
		1er MES				2do MES				3er MES				4to MES			
CONEXIONES DOMICILIARIAS	13 610.11									1361.0	1361.0	2722.0	2722.0	2449.8	2994.2		
MOVIMIENTO DE TIERRAS	12 856.38	720.0	1157.1	1285.6	1285.6	1928.5	1928.5	1928.5	1285.6	694.2	642.8						
TUBERÍAS	15 578.33		1246.3	1246.3	1869.4	2025.2	2336.7	2336.7	2336.7	1557.8	623.1						
POZOS DE REVISIÓN	11 933.40			1193.3	1193.3	1193.3	2386.7	1193.3	1790.0	1193.3	596.7	596.7	596.7				
POZO 16 (ALMACENAMIENTO)	4 997.75							999.6	1249.4	949.6	999.6	799.6					
BOMBA	1 567.87															1254.3	313.6
PLANTA DE TRATAMIENTO	11 662.73								583.1	1749.4	2332.5	2332.5	2332.5	2332.5			
CAMPO DE INFILTRACIÓN	2 127.70														1063.9	851.1	212.8
TRABAJO VARIOS	1 157.89		77.2	77.2	77.2	77.2	77.2	77.2	77.2	77.2	77.2	77.2	77.2	77.2	77.2	77.2	77.2
INVERSIÓN MENSUAL		720	2481	3802	4426	5224	6729	6535	7322	7583	6633	6528	5728	4860	4135	2183	604
AVANCE PARCIAL EN %		1.0	3.3	5.0	5.9	6.9	8.9	8.7	9.7	10.0	8.8	8.6	7.6	6.4	5.5	2.9	0.8
INVERSIÓN ACUMULADA		720	3200	7003	11428	16653	23382	29917	37239	44822	51455	57983	63711	68571	72706	74889	75492
AVANCE ACUMULADO EN %		1	4	9	15	22	31	40	49	59	68	77	84	91	96	99	100

FIGURA N°- 11.1.- Curva de Inversión del Proyecto de Alcantarillado Sanitario

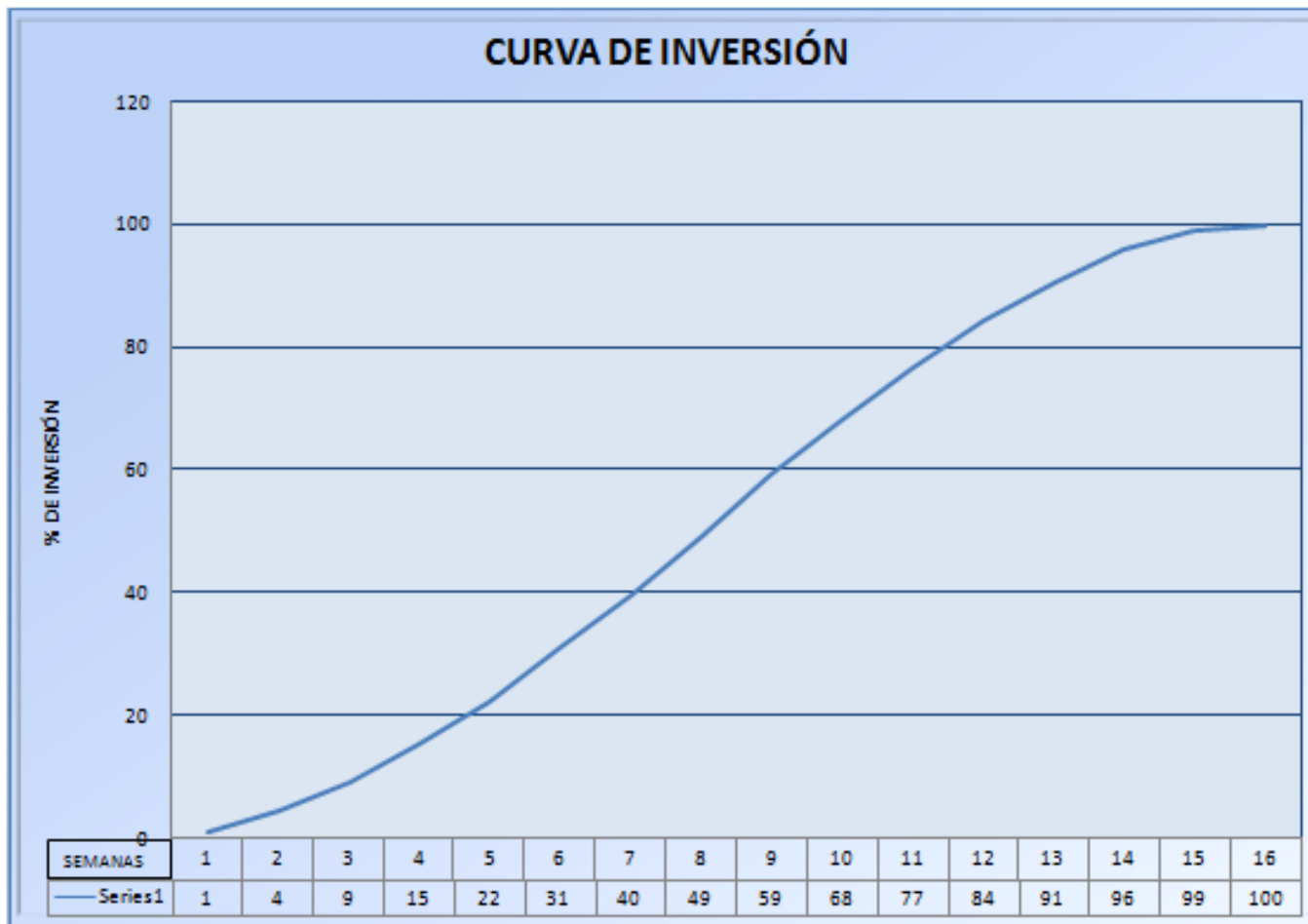
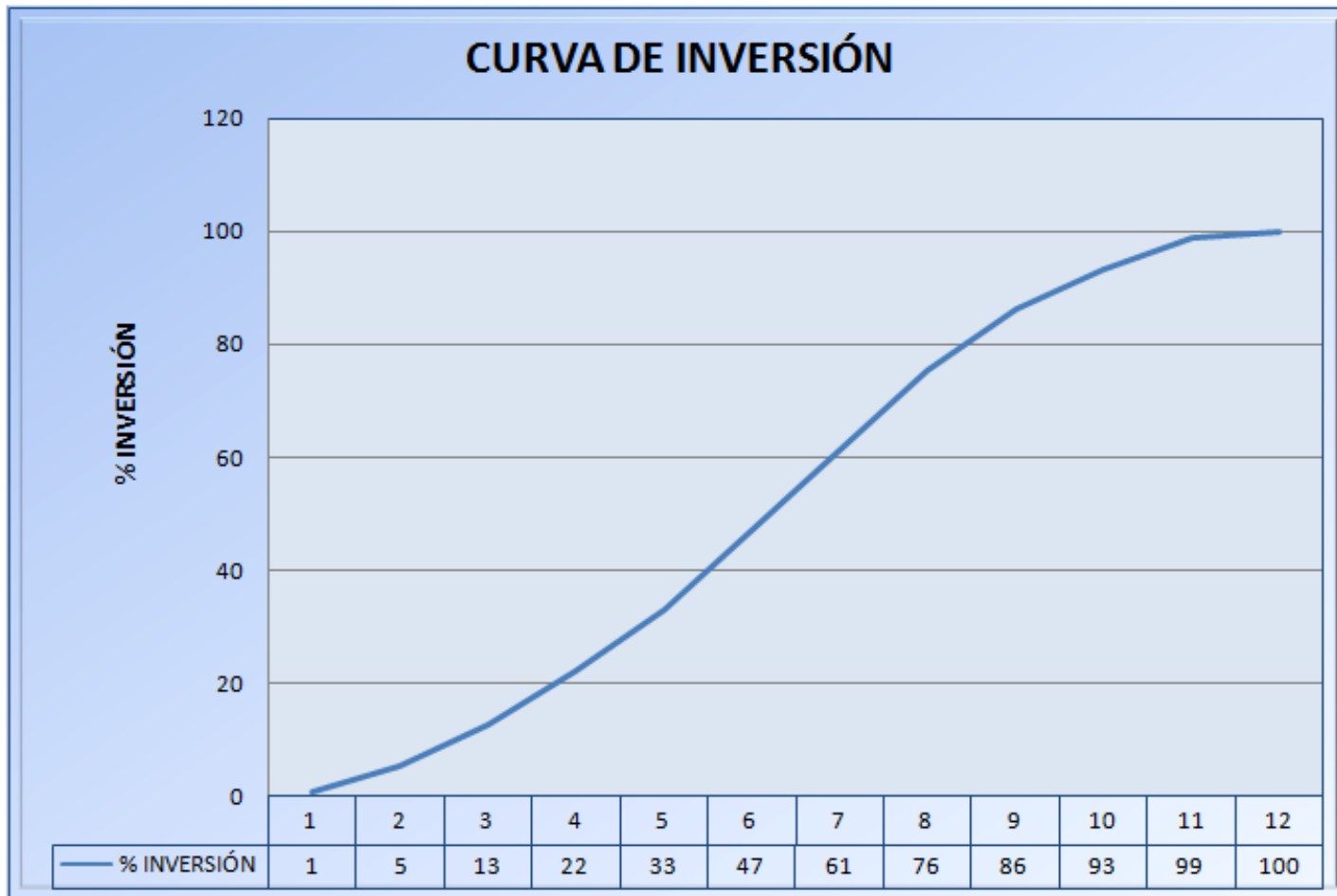


TABLA N°- 11.2.- Cronograma Valorado de Trabajos (Alcantarillado Pluvial)

DESCRIPCION	COSTO DEL MÓDULO	TIEMPO 3 MESES											
		1er MES				2do MES				3er MES			
SUMIDEROS	11 461.55						1910.3	1910.3	1910.3	1910.3	1910.3	1910.3	
MOVIMIENTO DE TIERRAS	3 475.47	312.8	347.5	451.8	521.3	695.1	521.3	347.5	278.0				
TUBERIAS	14 163.53		1274.7	1699.6	2266.2	2832.7	1841.3	2124.5	2124.5				
POZOS DE REVISIÓN	9 670.30			773.6	967.0	967.0	1450.5	1450.5	1450.5	2127.5	483.5		
DESCARGA	1 085.43									271.4	434.2	162.8	217.1
TRABAJOS VARIOS	2 867.39		260.7	260.7	260.7	260.7	260.7	260.7	260.7	260.7	260.7	260.7	260.7
INVERSION MENSUAL		313	1883	3186	4015	4756	5984	6094	6024	4570	3089	2334	478
AVANCE PARCIAL EN %		0.7	4.4	7.5	9.4	11.1	14.0	14.3	14.1	10.7	7.2	5.5	1.1
INVERSION ACUMULADA		313	2196	5381	9397	14152	20136	26230	32254	36824	39912	42246	42724
AVANCE ACUMULADO EN %		1	5	13	22	33	47	61	76	86	93	99	100

FIGURA N°- 11.2.- Curva de Inversión del Proyecto de Alcantarillado Pluvial



CAPITULO 12.

ANÁLISIS ECONÓMICO

12.1.- INTRODUCCIÓN

Los criterios con los cuales la empresa privada evalúa sus actividades son marcadamente diferentes de los que se aplican en evaluación de las actividades sociales. En general, las actividades privadas se evalúan en términos de ganancias mientras que las sociales se evalúan en términos del bienestar general, como se expresen colectiva y efectivamente. Es necesaria una base para evaluar las actividades sociales con el fin de entender las características de las agencias gubernamentales que las patrocinan.

El Proyecto de alcantarillado para la comunidad de la Isla “Las Casitas” es un proyecto social, el cual utilizará distintas estrategias de inversión para cumplir con los objetivos planteados para el proyecto, es por esta razón que el análisis económico financiero se basará en el análisis beneficio - costo.

12.2.- PROBLEMA SOCIAL

Los problemas sociales se definen como carencias o déficits existentes en un grupo poblacional determinado. Constituyen una brecha entre lo deseado (por la sociedad) y la realidad. Son situaciones observables empíricamente que requieren de análisis científicotécnico. No se pueden fundamentar en suposiciones o creencias.

El problema social en la Isla “Las Casitas”, es la incidencia de enfermedades a causa del mal manejo de las aguas residuales.

12.3.- PROYECTOS SOCIALES

Un proyecto social es la unidad mínima de asignación de recursos, que a través de un conjunto integrado de procesos y actividades pretende transformar la realidad, disminuyendo o eliminando un déficit, o solucionando un problema.

Un proyecto social debe cumplir las siguientes condiciones:

- Definir el, o los problemas sociales, que se persigue resolver (especificar cuantitativamente el problema antes de iniciar el proyecto).
- Tener objetivos de impacto claramente definidos (proyectos con objetivos imprecisos no pueden ser evaluados).
- Identificar a la población objetivo a la que está destinada el proyecto (la que teniendo las necesidades no puede satisfacerlas autónomamente vía el mercado).
- Especificar la localización espacial de los beneficiarios.
- Establecer una fecha de comienzo y otra de finalización.

Los proyectos sociales producen y/o distribuyen bienes o servicios (productos), para satisfacer las necesidades de aquellos grupos que no poseen recursos para solventarlas autónomamente, con una caracterización y localización espacio-temporal precisa y acotada.

Sus productos se entregan en forma gratuita o a un precio subsidiado¹.

12.4.- MARCO TEÓRICO

Los proyectos de evacuación de aguas servidas y excretas se seleccionan en base al criterio de mínimo costo, suponiendo que los beneficios siempre son mayores que los costos aun cuando esto parezca discutible. La metodología se centra en la identificación, medición y valoración de los beneficios percibidos por los habitantes de una vivienda bajo el supuesto que no existen problemas de oferta en el abastecimiento total de agua potable.

Los beneficios de un proyecto de evacuación de aguas servidas y excretas pueden ser medidos a través de los efectos negativos que se evitan al pasar de un sistema ineficiente de evacuación a uno eficiente, cuantificando los costos

¹ FORMULACIÓN, EVALUACIÓN Y MONITOREO DE PROYECTOS SOCIALES. Ernesto Cohen. División de Desarrollo Social/CEPAL

sociales asociados a enfermedades, disminución de productividad, incomodidades y molestias entre otros. La dificultad de este método está en obtener una valoración monetaria de estos efectos y la imposibilidad de separarlos de otras causas.

Otro método consiste en cuantificar los beneficios de un proyecto de evacuación de aguas servidas mediante la mayor valoración que adquieren las propiedades al contar con estos sistemas. La dificultad de esta alternativa está en separar de este incremento, las diferencias de precios debidas a otros factores.

Una tercera alternativa consiste en cuantificar los beneficios de un proyecto de evacuación de aguas servidas y excretas en el mercado del agua potable condicionada por el sistema de evacuación de ésta. En el caso de alcantarillado donde no existe un mercado que permita observar directamente los beneficios, éstos se estiman indirectamente analizando el impacto del alcantarillado en el mercado del agua al tratarse de un método más barato, dinámico, y sin problemas de sesgo en las encuestas al usar preferencias reveladas y no declaradas.

12.5.- HORIZONTE DE EVALUACIÓN

Por razones prácticas el horizonte de evaluación utilizado coincide en gran parte con la vida útil económica de las inversiones. Las obras se diseñan para un período de previsión preestablecido. Para tuberías de alcantarillado, el período de previsión aconsejable es 25 años².

12.6.- ANÁLISIS BENEFICIO - COSTO

El problema general de decisión es usar los recursos disponibles de tal manera que se maximice el bienestar general de la ciudadanía.

Este concepto controla la deseabilidad económica de utilizar los recursos.

² Metodología de Formulación y Evaluación de Proyectos de Alcantarillado. Secretaría General de Planificación. Consejo Nacional de Desarrollo. Jaime Ortiz Ph.D. Quito - Ecuador

Los gobiernos se han apoyado en métodos que de alguna manera miden cuantitativamente la deseabilidad de programas y proyectos particulares. De estos métodos el más utilizado es conocido como el análisis beneficio – costo.

Se debe asumir un punto de vista que incluya todas las consecuencias importantes del proyecto que se considera, no olvidando todos los alcances e implicaciones de dicha alternativa. Teniendo así un verdadero beneficio social.

Debe tenerse un punto de referencia para evaluar las diferencias reales de hacer o no el proyecto.

Los objetivos de bienestar social (económicos, ambientales, seguridad, cultural, etc.) pueden evaluarse en términos monetarios

Es importante tomar en cuenta una tasa de interés competitiva con las actividades privadas

Los criterios con los cuales la empresa privada evalúa sus actividades son marcadamente diferentes de los que se aplican en la evaluación de las actividades públicas o sociales. En general, las actividades privadas se evalúan en términos de ganancias mientras que las públicas se evalúan en términos del bienestar general, como se expresen colectiva y efectivamente. Es necesaria una base para evaluar las actividades públicas con el fin de entender las características de las agencias gubernamentales que las patrocinan.

El análisis de costos desempeña un papel crucial en la economía administrativa, debido a que todas las decisiones requieren una comparación entre el costo de una acción y sus beneficios, para entender mejor la relación entre beneficio y costo se definirán ambos por separado.

Para ayudar a lograr esta meta, muchas agencias de los gobiernos federal, estatal y local se han apoyado en métodos que de alguna manera miden cuantitativamente la deseabilidad de programas y proyectos particulares. De estos métodos el más utilizado es conocido como el análisis beneficio – costo.

La relación beneficio costo se expresa como los beneficios equivalentes entre los costos equivalentes y debe ser mayor a la unidad y se expresa como:

Un método popular para decidir sobre la justificación económica de un proyecto público es calcular la relación beneficio – costo. Esta relación puede expresarse

$$BC = \frac{\text{Beneficios equivalentes para el público}}{\text{Costos equivalentes para el patrocinador}}$$

Donde los costos y beneficios son cantidades anuales equivalentes o presentes calculadas utilizando el costo del dinero. Por tanto, la relación BC refleja los beneficios equivalentes en dólares para el usuario y el costo equivalente en dólares para el patrocinador. Si esta relación es 1, los beneficios y los costos equivalentes son iguales. Esto representa la justificación mínima de un gasto de una agencia pública.

Los beneficios equivalentes se definen como todas las ventajas menos las desventajas de los usuarios. Muchas propuestas que comprenden beneficios valorables también resultan en desventajas inevitables. Similarmente, los costos se definen como todos los costos menos los ahorros en que incurrirá el patrocinador. Esos ahorros no son beneficios para los usuarios sino reducción de costos para el patrocinador.

Otra forma de expresar esta relación es la siguiente:

$$BC = \frac{B}{I + C}$$

Donde:

B = Beneficio equivalente neto del usuario

I = Capital equivalente invertido por el patrocinador

C = Costo neto equivalente anual del patrocinador (costos de operación y mantenimiento menos los ingresos anuales del proyecto.)

Cuando se aplica este análisis, la medida de la contribución de un proyecto al bienestar general se expresa en términos de los beneficios a quienes pueda

llegar y el costo incurrido. Para que un proyecto se considere deseable, los beneficios deben exceder los costos. Si el resultado es mayor que 1, significa que los ingresos netos son superiores a los egresos netos. En otras palabras, los beneficios (ingresos) son mayores a los sacrificios (egresos) y, en consecuencia, el proyecto generará riqueza a una comunidad. Si el proyecto genera riqueza con seguridad traerá consigo un beneficio social.

Debido a que los análisis de beneficio costo intentan ayudar en la asignación de recursos, debe reconocerse que promover el bienestar general debe reflejar los numerosos objetivos de la sociedad. Mientras que la mejoría económica de la gente es un objetivo importante, otros objetivos son el deseo de aire y agua limpia, paisajes agradables y seguridad personal.

Algunos de los beneficios y perjuicios asociados con estos objetivos múltiples pueden formularse en términos económicos y otros no. Es importante que estos beneficios que tienen un valor de mercado se representen en términos económicos. Es igualmente importante que aquellos beneficios para los cuales no hay valor de mercado también se incluyan en el análisis. Sin embargo, es inapropiado forzar el expresar los objetivos no económicos en términos de valor monetario.

12.6.1.- OBJETIVO

La técnica de Análisis de Beneficio - Costo, tiene como objetivo fundamental proporcionar una medida de los costos en que se incurren en la realización de un proyecto, y a su vez comparar dichos costos previstos con los beneficios esperados de la realización de dicho proyecto.

12.6.2.- UTILIDAD

- Para valorar la necesidad y oportunidad de realizar un proyecto determinado
- Para seleccionar la alternativa más beneficiosa para la realización de un determinado proyecto

- Para estimar adecuadamente los recursos económicos necesarios en el plazo de realización del proyecto³.

12.7.- IDENTIFICACIÓN DE BENEFICIOS Y COSTOS SOCIALES

12.7.1.- BENEFICIOS SOCIALES

En proyectos de instalación o ampliación de servicios de alcantarillado, como beneficio directo se genera un aumento en el consumo de agua de los consumidores. Se produce además un beneficio derivado del ahorro de costos de mantención y limpieza de sistemas alternativos de disposición de aguas servidas por abandono de sistema como fosa y pozo absorbente o letrinas y pozos negros.

Para proyectos de disposición final, como plantas de tratamiento, los beneficios son difíciles de cuantificar, puesto que tienen relación con la reducción en las tasas de mortalidad y morbilidad de la población en caso que las aguas del curso receptor sean usadas para riego de hortalizas, baño y recreación, pues a causa del proyecto podrán ser utilizadas sin riesgo para la salud humana.

Los beneficios intangibles se relacionan con una mejor calidad físico-química y bacteriológica del curso receptor, que permite una mejor valoración del paisaje y, una mejoría de las condiciones para la vida de flora y fauna acuática.

12.7.1.1.- Valoración de los beneficios

La valoración de los beneficios implica asignar un valor monetario a los beneficios identificados y cuantificados en las etapas anteriores. Esto puede realizarse aplicando precios de mercado (sin IVA), en aquellos casos donde no se presentan distorsiones como impuestos o subsidios; o también, aplicando precios sociales. En algunos casos, se deberá realizar una estimación específica para poder valorar los beneficios, en este caso, debe dejar

³ Microeconomía Moderna. Miller, Roger LeRoy. Ed. Harla

claramente especificado la forma de cálculo, e indicando los parámetros y variables utilizados.

12.7.2.- COSTOS SOCIALES

Se define al costo social como el costo total que debe pagar la sociedad cuando ocurre un acto de utilizar un recurso. Por ejemplo, el costo social de conducir un automóvil es igual a todos los costos privados mas cualquier costo adicional que sufraga la sociedad incluyendo la contaminación del aire y el congestionamiento del tránsito vehicular. De hecho todos los problemas que se relacionan con el ambiente implican costos sociales y pueden considerarse como situaciones en las que dichos costos son mayores que los costos privados.

Este costo es pagado por el generador de la acción (Costo interno) y por la sociedad externa a dicho generador (Costo externo). La suma de dichos costos es el Costo Social Neto.

12.7.2.1.- Identificación de Costos

Constituyen costos del proyecto todos aquellos recursos utilizados para su materialización, en las etapas de diseño, ejecución y operación. Entre los costos de inversión se pueden tener:

12.7.2.1.1.- Costos de Capital:

Son los que se deben afrontar para adquirir bienes cuya duración en el proyecto (vida útil) es superior a un año.

Normalmente, el desembolso debe hacerse durante la ejecución (inversión) para que puedan ser utilizados en la operación. Si es necesario reponer dichos bienes o realizar ampliaciones, tales erogaciones también forman parte de los costos de capital. Estos siempre se consignan en el período anterior a su utilización.

Los costos de capital más comunes en los proyectos sociales son los de construcción, equipamiento e inversiones complementarias.

12.7.2.1.2.- Costos de Mantenimiento:

Son los requeridos para mantener el estándar de calidad y volumen de producción de los bienes de capital (equipos, obras, etc.).

Normalmente, se calculan como una proporción de los costos de capital del proyecto para cada período.

12.7.2.1.3.- Costos de Operación:

Se derivan de la compra de bienes y/o servicios cuya vida útil es inferior a un año. En los costos de operación se distinguen los siguientes:

- a) **Directos:** Derivados de los insumos y personal imprescindibles para la realización del proyecto. Forman parte de los procesos principales
- b) **Indirectos:** No son imprescindibles pero permiten aumentar la eficiencia. Forman parte de los procesos de apoyo (en el mismo proyecto, serían la supervisión, capacitación, etc.).

12.7.2.1.4.- Costos Adicionales de los Usuarios:

En los proyectos sociales es necesario tener en cuenta los costos en que debe incurrir la población para recibir los productos del proyecto.

Normalmente, estos son los costos de movilización y el valor del tiempo de traslado y de espera (medida en horas hombre, dividiendo el sueldo mínimo mensual por 240 horas/mes).

Siempre se deben considerar los costos de oportunidad. Las donaciones y el trabajo voluntario, que son gratuitos, implican costos económicamente cuantificables. Si no se los incluye como tales, se asume que los recursos aportados son infinitos. Dichos costos deben imputarse en los costos de capital o de operación, según sea el caso.

Los recursos financieros utilizados en el proyecto tienen un costo de oportunidad calculado en base a lo que podrían rendir si se los destinara a inversiones alternativas (depósitos, acciones u otro tipo de proyectos). Mientras mayor es el horizonte del proyecto, mayor es su importancia.

Normalmente, en los proyectos sociales, este costo se traduce en una tasa de descuento de 12% anual⁴.

12.7.3.- BENEFICIOS Y COSTOS INTANGIBLES

Como anexo a la evaluación y determinación de los indicadores económicos, deben mencionarse y explicarse todos aquellos beneficios y costos intangibles, difíciles de cuantificar e incluir en la evaluación, y que se estime importante.

12.8.- INDICADORES DE RENTABILIDAD

12.8.1.- EVALUACIÓN ECONÓMICA

En proyectos de instalación de servicios de alcantarillado es posible determinar el Valor Actual Neto (VAN), y la tasa interna de retorno (TIR) privado y social, ya que, es posible cuantificar sus beneficios privados y sociales.

El criterio de decisión más general es el VAN de acuerdo a este indicador, un proyecto cualquiera es conveniente si su VAN es positivo y la alternativa más conveniente será aquella que tenga mayor VAN. Este indicador permite sumar costos y beneficios que se producen en distintos períodos de tiempo, los cuales no pueden ser sumados directamente debido a que el valor del dinero varía en el tiempo. Para corregir esto, el VAN actualiza los flujos futuros de costos y beneficios, lo cual significa que se transforman dichos flujos futuros en flujos expresados en dinero de hoy, para luego sumarlos sobre una base común.

El VAN es aceptado como un indicador que presenta innumerables ventajas respecto a otros indicadores. Para calcular este indicador se requiere conocer

⁴ FORMULACIÓN, EVALUACIÓN Y MONITOREO DE PROYECTOS SOCIALES. Ernesto Cohen. División de Desarrollo Social/CEPAL

(además de los flujos de costos y beneficios por cada período) el costo del capital necesario para cubrir la inversión, denominada tasa de descuento ya que precisamente este costo mide la diferencia entre dinero actual y dinero futuro.

El costo del capital o tasa de descuento, corresponde a la rentabilidad de la mejor alternativa de inversión de la empresa o inversionista que evalúa el proyecto. A modo de ejemplo, cuando la mejor alternativa de inversión para la empresa o el inversionista es depositar el dinero en el Banco a una cierta tasa de interés, entonces esa tasa de interés será el costo del capital y la tasa de descuento relevante para calcular el VAN.

12.8.2.- VALOR ACTUAL NETO (VAN)

Valor actual neto procede de la expresión inglesa Net present value. El acrónimo es NPV en inglés y VAN en español. Es un procedimiento que permite calcular el valor presente de un determinado número de flujos de caja futuros, originados por una inversión. La metodología consiste en descontar al momento actual (es decir, actualizar mediante una tasa) todos los flujos de caja futuros del proyecto. A este valor se le resta la inversión inicial, de tal modo que el valor obtenido es el valor actual neto del proyecto.

La fórmula que nos permite calcular el Valor Actual Neto es:

$$VAN = -I_0 + \sum_{t=1}^n \frac{BN_t}{(1+r)^t}$$

Ecuación 12.1.- Valor actual neto

Donde:

I_0 = Inversión Inicial

BN_t = Beneficio neto del periodo t

n = Horizonte de evaluación

r = Tasa social de descuento

El tipo de interés es r . Si el proyecto no tiene riesgo, se tomará como referencia el tipo de la renta fija, de tal manera que el VAN se estimará si la inversión es mejor que invertir en algo seguro, sin riesgo específico.

Cuando el VAN toma un valor igual a 0, r pasa a llamarse TIR (tasa interna de retorno). La TIR es la rentabilidad que nos está proporcionando el proyecto.

El valor actual neto es muy importante para la valoración de inversiones en activos fijos, a pesar de sus limitaciones en considerar circunstancias imprevistas o excepcionales de mercado. Si su valor es mayor a cero, el proyecto es rentable, considerándose el valor mínimo de rendimiento para la inversión⁵.

TABLA 12.1.- Análisis del VAN

VALOR	SIGNIFICADO	DECISIÓN A TOMAR
VAN > 0	La inversión produciría ganancias por encima de la rentabilidad exigida (r)	El proyecto puede aceptarse
VAN < 0	La inversión produciría ganancias por debajo de la rentabilidad exigida (r)	El proyecto debería rechazarse
VAN = 0	La inversión no produciría ni ganancias ni pérdidas	Dado que el proyecto no agrega valor monetario por encima de la rentabilidad exigida (r), la decisión debería basarse en otros criterios, como la obtención de un mejor posicionamiento en el mercado u otros factores.

Una empresa suele comparar diferentes alternativas para comprobar si un proyecto le conviene o no. Normalmente la alternativa con el VAN más alto suele ser la mejor para la entidad; pero no siempre tiene que ser así. Hay ocasiones en las que una empresa elige un proyecto con un VAN más bajo debido a diversas razones como podrían ser la imagen que le aportará a la empresa, por motivos estratégicos u otros motivos que en ese momento interesen a dicha entidad.

Puede considerarse también la interpretación del VAN, en función de la Creación de Valor para la Empresa:

⁵ Metodología de Formulación y Evaluación de Proyectos de Alcantarillado. Secretaría General de Planificación. Consejo Nacional de Desarrollo. Jaime Ortiz Ph.D. Quito - Ecuador

- Si el VAN de un proyecto es Positivo, el proyecto Crea Valor.
- Si el VAN de un proyecto es Negativo, el proyecto Destruye Valor.
- Si el VAN de un proyecto es Cero, el Proyecto No Crea ni Destruye Valor.

12.8.3.- TASA INTERNA DE RETORNO (TIR)

La tasa interna de retorno (TIR), mide la rentabilidad promedio que tiene un determinado proyecto. Matemáticamente, corresponde a aquella tasa de descuento que hace el VAN igual a cero.

La tasa interna de retorno también es conocida como la tasa de rentabilidad producto de la reinversión de los flujos netos de efectivo dentro de la operación propia del negocio y se expresa en porcentaje. También es conocida como Tasa crítica de rentabilidad cuando se compara con la tasa mínima de rendimiento requerida (tasa de descuento) para un proyecto de inversión específico.

La evaluación de los proyectos de inversión cuando se hace con base en la Tasa Interna de Retorno, toman como referencia la tasa de descuento. Si la Tasa Interna de Retorno es mayor que la tasa de descuento, el proyecto se debe aceptar pues estima un rendimiento mayor al mínimo requerido, siempre y cuando se reinviertan los flujos netos de efectivo. Por el contrario, si la Tasa Interna de Retorno es menor que la tasa de descuento, el proyecto se debe rechazar pues estima un rendimiento menor al mínimo requerido.

12.8.3.1.- Cálculo

$$-I_o + \sum_{t=1}^n \frac{BN_t}{(1 + TIR)^t} = 0$$

Ecuación 12.2.- Tasa interna de Retorno

El criterio de decisión al aplicar la TIR es el siguiente:

- Si la TIR es mayor que la tasa social de descuento: es conveniente ejecutar el proyecto.
- Si la TIR es igual que la tasa social de descuento: es indiferente ejecutar el proyecto.
- Si la TIR es menor que la tasa social de descuento: no es conveniente ejecutar el proyecto

Cabe señalar que la TIR se usa complementariamente al VAN, ya que normalmente son criterios equivalentes, es decir, un VAN positivo conlleva una TIR mayor que la tasa de descuento.

12.9.- EVALUACIÓN ECONÓMICA DEL PROYECTO DE ALCANTARILLADO EN LA ISLA “LAS CASITAS”

12.9.1.- IDENTIFICACIÓN Y VALORACIÓN DE LOS BENEFICIOS

El análisis de beneficio es valorar las mejoras en la salud en los términos monetarios o económicos. Generalmente el estimar el valor de daño de salud de la exposición a los riesgos medioambientales involucra estimar el costo de tratar una enfermedad particular, el valor del tiempo perdido del individuo afectado, y el bienestar experimentado por el individuo afectado y su familia y amigos. Típicamente, los costos incluirán los costos de visitar al doctor o enfermera, el costo de medicamentos, los sueldos perdidos debido a días fuera del trabajo, y el deseo de pagar para reducir el riesgo de enfermedades o la muerte prematura.

12.9.1.1.- Salud

- Mejoramiento de la calidad de vida
- Ahorros por mejoras en la salud
- Contribución al aumento de la esperanza de vida
- Disminución de enfermedades originadas por el mal manejo de las aguas residuales.

TABLA 12.2.- Parámetros para la identificación de beneficios en la salud

RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN DE CAMPO	
Población con problemas de salud	60%
Población con problemas de salud y va a consultas médicas	60%
Número de visitas al médico en el año	4
Costo de cada consulta médica	\$ 10
Costo de receta por consulta	\$ 5
Población con problemas de salud que realiza exámenes	40%
Exámenes al año	2
Costo de cada examen	\$ 5

TABLA 12.3.- Cálculo del Beneficio en la salud de la Isla “Las Casitas”

AHORRO EN LA SALUD CON LA IMPLEMENTACIÓN DEL PROYECTO DE ALCANTARILLADO EN LA ISLA LAS CASITAS									
AÑO	Población (Nº- Hab)	60% de Población con problemas de salud	Nº. De visitas al médico	Costo de consulta al médico	40% de Población que se realizan exámenes	Exámenes al año	Costo de exámenes	Costo de recetas médicas	COSTO POR AÑO
2011	116	70	280	2800	46	92	460	350	3610
2012	125	75	300	3000	50	100	500	375	3875
2013	134	80	320	3200	54	108	540	400	4140
2014	143	86	344	3440	57	114	570	430	4440
2015	152	91	364	3640	61	122	610	455	4705
2016	161	97	388	3880	64	128	640	485	5005
2017	170	102	408	4080	68	136	680	510	5270
2018	179	107	428	4280	72	144	720	535	5535
2019	188	113	452	4520	75	150	750	565	5835
2020	197	118	472	4720	79	158	790	590	6100
2021	207	124	496	4960	83	166	830	620	6410
2022	217	130	520	5200	87	174	870	650	6720
2023	227	136	544	5440	91	182	910	680	7030
2024	237	142	568	5680	95	190	950	710	7340
2025	247	148	592	5920	99	198	990	740	7650
2026	257	154	616	6160	103	206	1030	770	7960
2027	267	160	640	6400	107	214	1070	800	8270
2028	277	166	664	6640	111	222	1110	830	8580
2029	286	172	688	6880	114	228	1140	860	8880
2030	295	177	708	7080	118	236	1180	885	9145
2031	304	182	728	7280	122	244	1220	910	9410
2032	313	188	752	7520	125	250	1250	940	9710
2033	322	193	772	7720	129	258	1290	965	9975
2034	331	199	796	7960	132	264	1320	995	10275
2035	340	204	816	8160	136	272	1360	1020	10540
TOTAL									176410

12.9.1.2.- Turismo

Con la realización del Sistema de alcantarillado, la comunidad de las Casitas se encuentra trabajando en la realización de proyectos futuristas; uno de ellos es realizar un convenio con el Ministerio de Turismo, para realizar visitas turísticas hacia la Isla Las Casitas, de la información recolectada se pretende recibir a un promedio de 30 turistas por semana, para lo cual se construirá un restaurant comunitario, a continuación se detallan los beneficios a partir de este proyecto.

TABLA 12.4.- Parámetros para la identificación de beneficios en el turismo

RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN DE CAMPO	
Turistas	30
Precio promedio de platos	\$ 5
Número de visitas al mes	4

TABLA 12.5.- Cálculo del Beneficio en el turismo de la Isla “Las Casitas”

GANACIAS DEL RESTAURANT COMUNITARIO			
AÑO	Turistas	Número de visitas	Ganancias al año
2011	30	48	7200
2012	30	48	7200
2013	30	48	7200
2014	30	48	7200
2015	30	48	7200
2016	30	48	7200
2017	30	48	7200
2018	30	48	7200
2019	30	48	7200
2020	30	48	7200
2021	30	48	7200
2022	30	48	7200
2023	30	48	7200
2024	30	48	7200
2025	30	48	7200
2026	30	48	7200
2027	30	48	7200
2028	30	48	7200
2029	30	48	7200
2030	30	48	7200
2031	30	48	7200
2032	30	48	7200
2033	30	48	7200
2034	30	48	7200
2035	30	48	7200
TOTAL			180000

12.9.1.3.- FIJACIÓN DE TARIFAS

Las tarifas de agua potable se fijarán y reajustarán en función del costo de producción del servicio y la capacidad contributiva del usuario. De igual manera las tarifas se fijarán de acuerdo a la categoría a la que pertenezca el usuario y a los niveles de consumo en los que se incurra.

El costo base del metro cúbico de agua potable será de 5 centavos de dólar y el costo de acuerdo a las categorías y rangos de consumo será como se especifica a continuación.

a.- Categoría residencial y doméstica.- En esta categoría se incluyen las conexiones de agua instaladas en inmuebles destinados a viviendas, tales como casas, villas, condominios, edificios, departamentos y demás inmuebles de similares características.

Si por razones de desarrollo urbanístico es necesaria la instalación de acometidas a predios, se le clasificará como categoría residencial sin servicio.

Para esta categoría el costo base por metro cúbico de agua potable se fija en 5 centavos de dólar de los Estados Unidos de América, y los valores a cobrarse mensualmente serán los que resulten de acuerdo a la tabla siguiente:

TABLA 12.6.- Cálculo de tarifas domésticas

CUADRO DE CÁLCULO DE LAS TARIFAS DOMESTICAS		
CONSUMO (m ³)	FACTOR DE PENALIZACIÓN	FÓRMULA TARIFA \$
0 - 10	1	10X
11 - 20	1.5	10X+1.5X(C-10)
21 - 30	2	25X+2X(C-30)
31 - 50	2.5	45X+2.5X(C-30)
51 - 100	3	95X+3X(C-50)
+ de 101	4	245X+4X(C-100)
En la fórmula		
x = Costo base por m ³ = \$ 0.05		
C = Consumo en metros cúbicos		

TABLA 12.7.- Cálculo de Tarifas

COSTO POR TARIFAS				
AÑO	Población (Nº- Hab)	CONSUMO MENSUAL	COSTO (m ³)	COSTO ANUAL
1	116	696	0.8	556.8
2	125	750	0.8	600
3	134	804	0.8	643.2
4	143	858	0.8	686.4
5	152	912	0.8	729.6
6	161	966	0.8	772.8
7	170	1020	0.8	816
8	179	1074	0.8	859.2
9	188	1128	0.8	902.4
10	197	1182	0.8	945.6
11	207	1242	0.8	993.6
12	217	1302	0.8	1041.6
13	227	1362	0.8	1089.6
14	237	1422	0.8	1137.6
15	247	1482	0.8	1185.6
16	257	1542	0.8	1233.6
17	267	1602	0.8	1281.6
18	277	1662	0.8	1329.6
19	286	1716	0.8	1372.8
20	295	1770	0.8	1416
21	304	1824	0.8	1459.2
22	313	1878	0.8	1502.4
23	322	1932	0.8	1545.6
24	331	1986	0.8	1588.8
25	340	2040	0.8	1632
				27321.6

**TABLA 12.8.- Evaluación económica del Proyecto de Alcantarillado en la Isla
“Las Casitas”**

		BENEFICIOS				EGRESOS O COSTOS			
		INGRESOS POR TARIFAS	BENEF.	APORTE DE LA COMUNIDAD (12%)	TOTAL BENEF	COSTO DE OPERACIÓN Y MANTEN.	TOTAL COST.	(B-C)	VAN
AÑOS	0			9059.06			75492.16	-66433.10	-66433.10
	1	556.80	3610	45.84	4212.64	382.00	382.00	3830.64	3420.21
	2	600.00	3875	56.84	4531.84	473.68	473.68	4058.16	3235.14
	3	643.20	11340	62.34	12045.54	519.52	519.52	11526.02	8204.00
	4	686.40	11640	67.84	12394.24	565.36	565.36	11828.88	7517.47
	5	729.60	11905	73.34	12707.94	611.20	611.20	12096.74	6864.02
	6	772.80	12205	78.84	13056.64	657.04	657.04	12399.60	6282.03
	7	816.00	12470	84.35	13370.35	702.88	702.88	12667.47	5730.12
	8	859.20	12735	89.85	13684.05	748.72	748.72	12935.33	5224.36
	9	902.40	13035	95.35	14032.75	794.56	794.56	13238.19	4773.82
	10	945.60	13300	100.85	14346.45	840.40	840.40	13506.05	4348.59
	11	993.60	13610	106.35	14709.95	886.24	886.24	13823.71	3973.99
	12	1041.60	13920	111.85	15073.45	932.08	932.08	14141.37	3629.74
	13	1089.60	14230	117.35	15436.95	977.92	977.92	14459.03	3313.64
	14	1137.60	14540	122.85	15800.45	1023.76	1023.76	14776.69	3023.60
	15	1185.60	14850	128.35	16163.95	1069.60	1069.60	15094.35	2757.68
	16	1233.60	15160	133.85	16527.45	1115.44	1115.44	15412.01	2514.03
	17	1281.60	15470	139.35	16890.95	1161.28	1161.28	15729.67	2290.94
	18	1329.60	15780	144.85	17254.45	1207.12	1207.12	16047.33	2086.79
	19	1372.80	16080	150.36	17603.16	1252.96	1252.96	16350.20	1898.37
	20	1416.00	16345	155.86	17916.86	1298.80	1298.80	16618.06	1722.74
	21	1459.20	16610	161.36	18230.56	1344.64	1344.64	16885.92	1562.95
	22	1502.40	16910	166.86	18579.26	1390.48	1390.48	17188.78	1420.52
	23	1545.60	17175	172.36	18892.96	1436.32	1436.32	17456.64	1288.09
	24	1588.80	17475	177.86	19241.66	1482.16	1482.16	17759.50	1170.03
	25	1632.00	17740	183.36	19555.36	1528.00	1528.00	18027.36	1060.43
									22880.19

INVERSIÓN = 75492.16 Dólares

VALOR ACTUAL NETO:	
VAN =	22880.19 Dólares

TAZA INTERNA DE RETORNO	
TIR =	15.8%

12.10.- CONCLUSIONES

- El costo del Proyecto de Alcantarillado Sanitario es de (\$ 75.492,16) Setenta y Cinco mil cuatrocientos noventa y dos dólares con diez y seis centavos americanos.
- El presupuesto del Proyecto se realizó mediante la determinación del valor unitario por rubro, considerando los volúmenes de obra del Proyecto, los costos de los materiales en el mercado, el valor de la mano de obra y maquinaria y las especificaciones técnicas de construcción.
- Para determinar los beneficios se realizaron investigaciones a la población de la comunidad “Las Casitas”, de esta manera se cuantificó el gasto en la salud sin el Proyecto.
- La determinación de las tarifas, se realizó mediante el consumo de Agua Potable por metro cúbico, para determinar un porcentaje de este como aporte para mantenimiento y operación del sistema.
- El Valor Actual Neto (VAN) calculado es positivo lo que indica que el Proyecto es viable desde el punto de vista económico.
- La tasa Interna de Retorno (TIR) calculado para el Proyecto es de 15.8% indicador que nos permite concluir que la inversión producirá ganancias por encima de la tasa de rentabilidad exigida que se tomó como el 12 %.
- En el análisis económico no se han tomado en cuenta los beneficios intangibles, por su dificultad de valoración, requiriendo para su exacta interpretación investigaciones más profundas. Estos beneficios aumentarían notablemente la justificación económica del Proyecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERENCIA N°1.

Instituto Geográfico Militar. Explicación de la Geología de la Hoja Huaquillas 3583 MVI – D.

REFERENCIA N°2.

Ecuador. Ministerio de Salud Pública, Subsecretaria de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias e Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias(I.E.O.S.), Normas tentativas para el diseño de sistemas de abastecimientos de agua potable y sistemas de alcantarillado urbanos y rurales

REFERENCIA N°3.

www.ingenieriacivil.com/2009/02/diseño-de-la-red-de-alcantarillado.html

REFERENCIA N°4.

Burbano, Guillermo. Criterios Básicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado

REFERENCIA N°5.

España. Metcalf y Eddy. Inc., Tratamiento y Depuración de Aguas Residuales, Barcelona, 1977. Pag. 115, 116

REFERENCIA N°6.

Apuntes de Alcantarillado, Universidad Politécnica Salesiana.

REFERENCIA N°7.

Ecuador. Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Quito (EMAAP-Q). Normas de diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EMAAP-Q. pág. 47

REFERENCIA N°8.

Ecuador. Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Quito (EMAAP-Q). Normas de diseño de Sistemas de Alcantarillado. Pág. 48

REFERENCIA N°9.

Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EMAAP – Q. Capítulo 4 pág.33

REFERENCIA N°10.

IEOS (Capítulo 5) Caudales de diseño de aguas lluvias.

REFERENCIA N°11.

Cadena Cepeda, Raúl. La teoría de las redes de Drenaje Pluvial

REFERENCIA N°12.

Cadena Cepeda, Raúl. La teoría del Diseño de las Redes de Drenaje Pluvial

REFERENCIA N°13.

Rodríguez Fiallos, Luis. Estudio de lluvias intensas. Quito: INAMHI, 1999

REFERENCIA N°14.

Rodríguez Fiallos, Luis. Estudio de lluvias intensas, Op, Cit, Pág. 3 - 5

REFERENCIA N°15.

Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EMAAP – Q 2009

REFERENCIA N°16.

OPS/CEPIS/05.163 UNATSABAR

REFERENCIA N°17.

“Apuntes de Sanitaria” Quito, Ecuador 2007

REFERENCIA N°18.

Tratamiento y Depuración de Aguas Residuales Metcalf – Eddy. Pág. 445

REFERENCIA N°19.

Normas de Diseño de Tanque Séptico del Reglamento Nacional de Edificaciones.

REFERENCIA N°20.

Manual de Depuración Uralita. 1970 pág. 181

REFERENCIA N°21.

México Unda Opazo, Francisco. Ingeniería Sanitaria Aplicada a Saneamiento y Salud Pública. México, 1969. Pág. 375

REFERENCIA N°22.

Ministerio del Ambiente (Normativa Ambiental, Leyes)

REFERENCIA N°23.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (Subsecretaría de Saneamiento Ambiental)