

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI EXTENSION CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN DEL SISTEMA HIDRAULICO PARA EL
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN EL
CAMPAMENTO PETROLERA SINOVENSA, MORICHAL,
ESTADO MONAGAS.**

REALIZADO POR:

JOSE RAMON C. GUZMAN G.

Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como

Requisito para optar al Título de:

Ingeniero Civil

Cantaura, Diciembre del 2019

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI EXTENSION CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN DEL SISTEMA HIDRAULICO PARA EL ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE EN EL CAMPAMENTO PETROLERA SINOVENSA,
MORICHAL, ESTADO MONAGAS.**

REALIZADO POR:

JOSE RAMON C. GUZMAN G.

TUTOR ACADEMICO:

RAMON LOAIZA

Cantaura, Diciembre del 2019

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI EXTENSION CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN DEL SISTEMA HIDRAULICO PARA EL ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE EN EL CAMPAMENTO PETROLERA SINOVENSA,
MORICHAL, ESTADO MONAGAS.**

El Jurado hace constar que asigno a esta tesis la clasificación de:

APROBADO

Prof. Carlos Cermeño

Jurado Principal

Prof. Laurimar Rojas

Jurado Principal

Ramón Loaiza

Tutor Académico

Cantaura, Diciembre del 2019

RESOLUCION

De acuerdo al Artículo 41, del Reglamento de Trabajo de Grado de la Universidad De Oriente.

“Los Trabajos de Grado son de exclusiva propiedad de la Universidad y sólo podrán ser utilizados a otros fines, con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien lo participará al Consejo Universitario, para su autorización”.



DEDICATORIA

Les dedico este trabajo primeramente a Dios y a mi familia que me ha apoyado durante toda mi etapa en la universidad, y a pesar de las dificultades que se han presentado, ¡siguen constante a mi lado, los quiero mucho!

Haciendo especial mención a mi Papa, Pedro Guzmán que fue y seguirá siendo un ejemplo de que la dedicación y el trabajo honrado dan sus frutos.

A mi Mama Zoila Guzmán que me demuestra a diario que la fortaleza y la templanza son las virtudes que nos permitirán llevar una vida de bien.

A mis hermanos Rosa y Junior, que me han demostrado que siempre puedo contar con ellos.

A mis tíos, Teresa y Antonio por tanto apoyo durante estos años.

A mi tía María ya que fue ella fue parte importarte para que yo lograra cursar mis estudios en la Universidad de Oriente

A mi Abuela Eva, por sus consejos que me guiaron durante toda la carrera.

Y a la memoria de mis Abuelos Ramon Guzmán, Pedro Guzmán y Juana Flores, mis tíos el Ing. José Guzmán, José Gregorio, Valle. Sus enseñanzas y recuerdos que me acompañaran para toda la vida.

José Ramon Candelario Guzmán Guzmán

AGRADECIMIENTO

Este trabajo de grado representa el cierre de una etapa de mi vida y el inicio de mi carrera como profesional, por este logro le doy gracias inicialmente a Dios por guiarme en este camino.

A mis Padres, Pedro y Zoila, ya que sin ustedes no sería la persona que hoy en día soy.

A mi prima Andreina Maestre por guiarme en la realización de las pasantías que permitieron que este trabajo de grado se realizara.

A mi Tío Simón, por ayudarme con la impresión de las diferentes partes del proyecto fue de gran ayuda.

A los profesores Laurimar Rojas y Elys Rondon por su cooperación y participación durante toda la realización de este proyecto.

Al profesor Ramon Loaiza, por ser mi tutor académico y cooperar con sus consejos y conocimientos para la realización de este proyecto

A la ingeniera Mariarlen Tirado por aceptar la tutoría industrial y guiarme y aconsejarme durante mi participación como pasante en PDVSA Sinovensa

Agradezco la colaboración aportada por toda la Gerencia de Servicios General de PDVSA Sinovensa, en especial a la Gerente Laura Rodríguez y a su equipo de trabajo. Miguel Armas y Armando Diaz.

Y a todas aquellas personas que formaron, parte de mi vida, y que de alguna u otra manera contribuyeron a la iniciativa de mi carrera y al logro de este trabajo de grado, mi más sincero agradecimiento.

José Ramon Candelario Guzmán Guzmán

Universidad de Oriente
Núcleo de Anzoátegui
Extensión Cantaura
Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas
Departamento de Ingeniería Civil



EVALUACION DEL SISTEMA HIDRAULICO PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN EL CAMPAMENTO PETROLERA SINOVENSA, MORICHAL, ESTADO MONAGAS

Tutor Académico: Ramón Loaiza

Tutor Industrial: Mariarlen Tirado

Autor: José Ramón Guzmán

Fecha: Diciembre 2019

RESUMEN

El Campo Residencial Morichal, ubicado en el Distrito Morichal al sur del estado Monagas, asignó a la filial petrolera PDVSA Sinovensa un Campamento con un área de 9,50 hectáreas. El sistema de abastecimiento de agua desarrollado en esta área dota del vital líquido a los obreros que realizan sus labores en el área. Pero el aumento de la población en el área causó un incremento en la demanda de todos los servicios, que requirió la perforación de un pozo de agua en las cercanías del campamento de PDVSA Sinovensa. Para realizar la conexión de este pozo a la red de agua del campamento fue necesario la evaluación del sistema hidráulico para el abastecimiento de agua potable que permitió determinar el estado actual de la red, y mostrar donde se encuentran las fallas. De esta misma forma se evaluó si la producción del pozo podrá solucionar los problemas de abastecimiento en el campamento. Para el cálculo de los gastos de diseño para el proyecto se siguieron los criterios establecidos por el I.N.O.S. y las Gacetas N°4044 y 4103. Para la evaluación y diseño de la red se realizó con el Software WaterCAD V10. Se logró demostrar que la propuesta es técnicamente factible, ya que la modelación Hidráulica con el Software, comprobó que la producción del pozo de agua puede satisfacer la demanda de agua de todo el Campamento Sinovensa incluyendo a sus filiales petroleras.

Palabras clave: sistema, evaluación, análisis, revisión, agua, potable, WaterCAD, presupuesto, AutoCAD, Maprex.

INDICE DE CONTENIDO

RESOLUCION	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
RESUMEN	vii
INDICE DE CONTENIDO	viii
INDICE DE TABLAS	xvi
INDICE DE FIGURAS	xvii
INTRODUCCIÓN	xxi
CAPÍTULO I	24
EL PROBLEMA.....	24
1.1 Planteamiento del problema.	24
1.2 Objetivos.....	27
1.2.1 Objetivo General.	27
1.2.2 Objetivos Específicos.....	27
1.3 Descripción del sitio de estudio.....	28
1.3.1 Ubicación Geográfica.....	28
1.3.2 Límites Geográficos.	28
1.3.3 Superficie y Población total del campamento.....	29
1.3.4 Plan de Ordenamiento Urbano.....	29
1.3.5 Economía.....	29
1.3.6 Relieve.....	30
1.3.7 Hidrografía.	30
1.3.8 Clima.....	30
1.3.9 Acueducto.....	30
1.4 Campamento Sinovensa.....	31
1.4.1 Localización	31
1.4.2 Distribución General Del Campamento Sinovensa.	32
CAPITULO II	33

MARCO TEÓRICO REFERENCIAL	33
2.1 Antecedentes.....	33
2.2 Bases Teóricas Referenciales	34
2.2.1 Agua Potable.....	34
2.2.2 Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable.....	36
2.2.3 Componente de un Sistema de Abastecimiento de Agua.	37
2.2.3.1 Fuente de Abastecimiento.....	37
2.2.3.2 Obras de Captación.	37
2.2.3.3 Captación de Aguas subterráneas.	37
2.2.3.3.1 Criterios de diseño para Sistemas de Captación de Aguas Subterráneas	38
A. Nivel Estático.....	38
B. Nivel Dinámico o de Bombeo.....	38
C. Abatimiento.....	38
D. Capacidad Específica	38
2.2.3.3.2 Pozos de bombeo de aguas subterráneas.	38
A. Pozos Excavados	39
B. Pozos Hincados.....	39
C. Pozos Perforados	39
2.2.3.4 Obras para el transporte del agua.....	39
2.2.3.5 Tratamiento del agua	40
2.2.3.6 Almacenamiento.....	40
2.2.3.7 Red de Distribución	40
2.2.3.7.1 Partes de una Red de Distribución.	41
D. Red Principal o Matriz.....	41

E. Red Secundaria.....	41
F. Red Terciaria o Acometidas.....	41
2.2.3.7.2 Tipos de Redes de acuerdo a su configuración geométrica.	42
A. Tipo Ramificado.....	42
B. Tipo Mallada.	43
2.2.3.8 Sistemas de abastecimiento de acuerdo a su suministro.....	43
A. Sistemas de suministro por gravedad.....	43
B. Bombeo directo al estanque y suministro por gravedad	44
C. Bombeo contra la Red	44
2.2.4 Criterios de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable.	45
2.2.4.1 Períodos de diseño.	45
2.2.4.2 Durabilidad y Vida Útil.	46
2.2.4.3 Facilidad de construcción, posibilidades de ampliaciones y modificaciones.	47
2.2.4.4 Posibilidades de Financiamiento y Rata de interés.	47
2.2.4.5 Tendencias de Crecimiento de la Población.	47
2.2.4.6 Consumo y Dotaciones de Agua.	48
2.2.4.7 Tipos de consumo de Agua.....	49
A. Consumo Doméstico.	49
B. Consumo Comercial o Industrial.....	49
C. Consumo para Instituciones Públicas o Particulares.	49
D. Consumo Público.....	50

E.	Consumo por Pérdida en Sistemas de Abastecimientos. ...	50
F.	Consumo Reservado para Incendios.....	50
2.2.4.8	Variación de Consumos	51
2.2.4.9	Consumo Medio Diario.....	51
2.2.4.10	Consumo Máximo Diario.	52
2.2.4.11	Consumo Máximo Horario.....	52
2.2.4.12	Caudal de Incendio.	52
2.2.4.13	Tuberías	53
2.2.4.14	Clasificación de la Tuberías	54
2.2.4.14.1	De acuerdo al material empleado.....	54
A.	Tuberías de Hierro Fundido (H.F.).....	54
B.	Tuberías de Hierro Fundido Dúctil (H.F.D.)	54
C.	Tuberías de Concreto.	54
D.	Tuberías de Hierro Galvanizado (H.G.)	55
E.	Tuberías de Asbesto-Cemento a Presión (A.C.P).	55
F.	Tuberías de P.V.C.	55
2.2.4.14.2	De acuerdo a las Presiones Internas de Trabajo.....	56
2.2.4.15	Colocación de Tuberías.....	57
2.2.4.16	Selección de Diámetros y Cálculo de Presiones.	59
A.	Fórmula de Darcy – Weisbach.....	59
B.	Formula de Hazen Williams	60
C.	Método de Hardy Cross – Balanceo de Cargas para redes cerradas.	61

2.2.5	Bombas y estaciones de bombeo.	62
2.2.5.1	Consideraciones para la selección de un equipo de bombeo.	62
2.2.5.1.1	Gasto de bombeo	62
2.2.5.1.2	Carga dinámica total o Altura de bombeo	62
A.	Carga estática de succión.....	62
B.	Perdidas de carga del lado de la succión	63
C.	Carga estática de impulsión.....	63
D.	Pérdida por fricción en la tubería de impulsión	63
E.	Perdidas menores por accesorios en la tubería de impulsión. 64	
2.2.5.1.3	Curvas características de las bombas y del sistema.	64
A.	Curva de la Bomba	64
B.	Curva del Sistema	64
C.	Punto de operación de la Bomba.....	65
2.2.5.2	Tipos de Bomba.	65
2.2.5.2.1	Bombas centrifugas horizontales.....	65
2.2.5.2.2	Bombas centrifugas verticales.	66
2.2.5.2.3	Bombas sumergibles.	66
2.2.5.3	Edificaciones complementarias.	67
2.2.5.4	Consideraciones hidráulicas.....	67
2.2.5.4.1	Golpe de ariete	67
2.2.5.5	Accesorios complementarios.....	67
2.2.5.5.1	Válvulas	68

A.	Válvulas de Retención	68
B.	Válvulas de Paso.	68
C.	Válvulas de altitud.....	68
D.	Válvulas de admisión y expulsión de aire.	69
E.	Válvulas reductoras de presión.....	69
F.	Válvulas reguladoras de presión.....	70
CAPITULO III		71
MARCO METODOLOGICO		71
3.2	Tipo de Investigación	71
3.3	Nivel de Investigación	71
3.4	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.	72
3.4.1	Revisión Documental o Bibliográfica.....	72
3.4.2	Observación Libre	72
3.4.3	Entrevistas no estructuradas.....	72
3.4.4	Análisis de Datos.	73
3.4.5	Utilización de Software.....	73
3.4.6	Herramientas y Equipos.....	73
CAPITULO IV.....		74
ANALISIS DE DATOS Y RESULTADOS		74
4.1	Revisión del comportamiento hidráulico del acueducto presente en el Campamento Sinovensa.	74
4.2	Trazado de la Red Actual.	81
4.3	Determinación del Consumo Actual y Futuro del Campamento Sinovensa.....	82
4.3.1	Caudal Medio.....	87
4.3.2	Caudal Medio Diario.....	88
4.3.3	Caudal Máximo Horario	89
4.3.4	Caudal de incendio	89

4.4	Uso del Software AutoCAD 2014.....	90
4.5	Uso del Software WaterCAD V10.00.00.50	90
4.5.1	Configuración del modelo	90
4.5.2	Trazado de la red de agua potable actual.....	94
4.5.3	Creación de Escenarios y Alternativas.....	97
4.5.4	Introducción de Datos de Consumo ó Demandas.....	98
4.5.5	Corrida del programa.	102
4.5.5.1	Primera Corrida del Programa: Escenario 1	103
4.5.5.2	Segunda Corrida del Programa: Escenario 2.....	105
4.5.5.3	Tercera Corrida del Programa: Escenario 3.....	106
4.6	Análisis de la Solución Propuesta.....	108
4.6.1	Uso del Software WaterCAD V10.00.00.50.	108
4.6.1.1	Trazado de la propuesta.	109
4.6.1.2	Selección de Diámetros	111
4.6.1.3	Selección de la Bomba Electro Sumergible	112
4.6.1.3.1	Primera Corrida.	113
4.6.1.3.2	Segunda Corrida.....	115
4.6.1.3.3	Tercera Corrida.....	117
4.6.2	Verificación de los resultados.....	119
4.7	Presentación de planos de ingeniería y detalles.....	119
4.7.1	Cómputos métricos	122
4.7.1.1	Replanteo.....	122
4.7.1.2	Excavación de Zanjas y Fosas para tuberías.....	123
4.7.1.3	Demolición de Pavimento de Concreto	123
4.8	Elaboración de presupuesto y estimación de costo del proyecto ..	124
4.8.1	Análisis de precios unitarios y presupuesto.	124

CAPITULO V.....	125
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	125
5.1 Conclusiones	125
5.2 Recomendaciones	127
BIBLIOGRAFÍA.....	128
ANEXOS.....	130

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Concentraciones Máximas Admisibles.....	36
Tabla 2 Tabla de Consumos Mínimos permisibles	49
Tabla 3. Gastos por Incendio	53
Tabla 4. Tuberías de PVC de acuerdo a la Presión Admisible	56
Tabla 5. Clases de Tuberías en función de la presión.	56
Tabla 6. Clase de Tuberías en funcion de la presion. Norma ISO.	57
Tabla 7. Profundidades y anchos para zanjas minimos.	58
Tabla 8. Diámetros de ventosa en función de Diámetro de Tubería	69
Tabla 9. Cuadro de Presiones en los Nodos del Escenario 1	104
Tabla 10. Cuadro de Presiones en los Nodos del Escenario 2.	106
Tabla 11. Cuadro de presiones en los Nodos del Escenario 3	107

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación Geográfica del Campamento Morichal PDVSA, Fuente: Autor	28
Figura 2. Ubicación del Campamento Sinovensa dentro del Campo Residencial Morichal PDVSA. Fuente: Autor.	31
Figura 3. Distribución General del Campamento Sinovensa. Fuente: Autor .	32
Figura 4 Partes de una Red de Distribución. Fuente: Autor.....	42
Figura 5.Esquema de red ramificada. Fuente: Arocha, S. (1997)	42
Figura 6.Esquema de una Red Ramificada en zona urbana. Fuente: Autor .	43
Figura 7.Esquema de distribución por gravedad. Fuente: Arocha (1997)	44
Figura 8.Esquema de bombeo directo y distribución por gravedad. Fuente: Arocha (1997)	44
Figura 9.Esquema de bombeo contra la red. Fuente: Arocha, S (1997).	45
Figura 10. Colocación apropiada de una tubería de distribución de agua. Fuente: Arocha (1997)	57
Figura 11.Punto de operación de la bomba con Curvas de la Bomba y Sistema. Fuente: Hidalgo 2009.....	65
Figura 12.Bomba sumergible Modelo Típico de 4 Impulsores. Fuente. Autor	66
Figura 13.Ubicación de los PDA. Fuente: Andrade, R. (2012)	74
Figura 14.Recorrido de la tubería matriz dentro del Campo Petrolero Morichal. Fuente: Andrade R. (2012)	75
Figura 15.Conexión del Campamento Sinovensa a la Red Matriz del Campo Morichal. Fuente: Autor.....	75
Figura 16. Planta Potabilizadora del Campamento Sinovensa. Fuente: Autor	76

Figura 17. Breaker Instalado para la Bomba Hidráulica que surte al campamento. Fuente: Autor.....	77
Figura 18.. Estado actual de Tablero eléctrico de la Planta potabilizadora del Campamento Sinovensa. Fuente: Autor.	78
Figura 19. Conexión de Bomba Hidroneumática con fuga. Fuente: Autor. ...	78
Figura 20. Conexión de 4 pulgadas para cisternas. Fuente: Autor	79
Figura 21. Estado actual Tanque subterráneo del Campamento Sinovensa. Fuente: Autor	80
Figura 22. Bomba y Tanque de Almacenamiento para la Cocina, Comedor y Sanitarios. Fuente: Autor.	80
Figura 23. Trazado de la Red de Distribución del Campamento Sinovensa. Fuente: Autor	81
Figura 24. Trailer de 2 Habitaciones. Fuente: Autor	82
Figura 25. Trailer de 3 habitaciones. Fuente: Autor.	83
Figura 26. Trailer del nuevo emplazamiento del campamento. Fuente: Autor.	83
Figura 27. Ubicación del nuevo emplazamiento. Fuente: Autor	84
Figura 28. Trailer de habitaciones de HQCEC. Fuente: Autor.	85
Figura 29. Casas prefabricadas de CNPC. Fuente: Autor.	85
Figura 30. Ubicación de Campamentos de CNPC y HQCEC. Fuente: Autor.	86
Figura 31. Consumo Actual y Futuro del Campamento Sinovensa (Litros/Día). Fuente: Autor.	87
Figura 32. Ventana de bienvenida del Software WaterCAD. Fuente: Autor..	91
Figura 33. Ventana de propiedades del Modelo Hidráulico en WaterCAD. Fuente: Autor.	91
Figura 34. Ventana de Opciones de WaterCAD. Fuente: Autor.	92
Figura 35. Ventana de Opciones de Calculo WaterCAD. Fuente: Autor.	93
Figura 36. Creación de tubería prototipo o por defecto en WaterCAD. Fuente: Autor.	94

Figura 37. Ventana de gestión de Fondos WaterCAD. Fuente: Autor.	94
Figura 38. Ventana de propiedades para los Nodos. WaterCAD. Fuente: Autor.	95
Figura 39. Venta de Definición de Bombas. WaterCAD. Fuente: Autor	96
Figura 40. Ventana de Propiedades del Tanque 01. WaterCAD. Fuente: Autor	96
Figura 41. Ventana de Alternativas. WaterCAD. Fuente: Autor	97
Figura 42. Ventana de Escenarios y sus propiedades. WaterCAD. Fuente: Auto	98
Figura 43. Medidores individuales ingresados usando el elemento "Customer Meter", en WaterCAD Fuente: Autor	99
Figura 44. Ventana inicial de Herramienta "LoadBuilder Wizard". WaterCAD. Fuente: Autor.	100
Figura 45. Ventana de selección de Capas a reconocer por el "LoadBuilder". WaterCAD. Fuente: Autor.	100
Figura 46. Ventana de selección de alternativa de demanda del "LoadBuilder". WaterCAD. Fuente: Autor	101
Figura 47. Ventana de Resumen de operaciones del "LoadBuilder". WaterCAD. Fuente: Autor.	101
Figura 48. Medidores ya asignados a los nodos de la red. WaterCAD. Fuente: Autor	102
Figura 49. Ubicación referencial del pozo de Agua. Fuente: Autor.	108
Figura 50. Trazado de la red de agua Propuesta.....	109
Figura 51. Representación de un pozo, para modelar en WaterCAD. Fuente: Haestad Methods, Inc	110
Figura 52. Trazado del Pozo de agua en WaterCAD. Fuente: Autor	111
Figura 53. Tabla de Resumen de Calculo. 1era Iteración. WaterCAD. Fuente: Autor.	112

Figura 54. Tablas de Rendimiento de Bombas de Alta Capacidad. Fuente: Franklin Electric Latino América.....	113
Figura 55. Tabla de Resultados de las Presiones en los Nodos de la 1era Corrida para la propuesta. WaterCAD. Fuente: Autor.....	114
Figura 56. Curva de la Bomba Sumergible Franklin Electric 100FA7S6-PE. Fuente: Autor.	115
Figura 57. Tabla de Resultados de las Presiones en los Nodos de la 1era Corrida para la propuesta. WaterCAD. Fuente: Autor.....	116
Figura 58. Curva de la Bomba Sumergible Franklin Electric 100FA10S6-PE. Fuente: Autor.	117
Figura 59. Tabla de Resultados de las Presiones en los Nodos para la propuesta. WaterCAD. Fuente: Autor	118
Figura 60. Curva de la Bomba Sumergible Franklin Electric 100FA15S6-PE. Fuente: Autor.	119
Figura 61. Previsualización del plano AC-1. Fuente: Autor.....	120
Figura 62. Previsualización del Plano AC-2. Fuente: Autor	120
Figura 63. Previsualización del plano AC-3. Fuente: Autor.....	121
Figura 64. Previsualización del Plano SB-1. Fuente: Autor.....	121
Figura 65. Sección típica del área a excavar por sección. Fuente: Autor. ..	123

INTRODUCCIÓN

La principal actividad económica de Venezuela es la explotación y refinación de petróleo para la exportación, esta actividad se encuentra presidida por la empresa estatal venezolana Petróleos de Venezuela S.A (PDVSA). Que durante más de 42 años se ha encargado de dirigir, coordinar y planificar todas las operaciones y estrategias de la producción petrolera en el país. Gracias a la certificación documentaria de la existencia de la reserva más grande de petróleo en el mundo en la Faja Petrolífera del Orinoco (FPO), la empresa PDVSA se ha fijado el objetivo de lograr el máximo beneficio de este recurso para el país.

La faja petrolífera del Orinoco, la cual se extiende por el flanco norte del río Orinoco, ocupa una extensión de 55.314 km², de los cuales se encuentran en explotación 11.593 km², que representan aproximadamente un 21% de su extensión. Comprende parte de los estados venezolanos de Guárico, Anzoátegui, Monagas y Delta Amacuro, desde el suroeste de la ciudad de Calabozo, en Guárico, hasta la desembocadura del río Orinoco en el océano Atlántico. Forma parte de la cuenca sedimentaria oriental de Venezuela y por las magnitudes de los yacimientos de petróleo y gas, constituye una cuenca por sí misma.

Cabe decir que esta se encuentra dividida por cuatro campos, Boyacá, Junín, Ayacucho y Carabobo. Este último se encuentra en el Distrito Morichal, ubicado al sur del estado Monagas y debido a su intrincada ubicación ve comprometido el traslado del personal obrero a su área de trabajo. Por esta razón PDVSA llevo a cabo la creación del Campo Residencial Morichal, y así pudo proveer de una residencia temporal o algunos casos permanentes a sus trabajadores. Para lograr este objetivo se llevó a cabo una planificación donde se tomó en cuenta la dotación de todos

los servicios básicos para garantizar una óptima calidad de vida dentro de las instalaciones del mismo.

Sin embargo, la alta producción del campo Carabobo causo un incremento en la demanda de todos los servicios básicos por lo que se requirió realizar constantes mejoras. Esto se puede evidenciar de forma más específica en el campamento de la filial petrolera PDVSA Sinovensa, donde el tiempo en funcionamiento de la actual red de tuberías y el aumento de la demanda han causado el deterioro del sistema.

Por lo cual la Gerencia de Servicios Generales, tomando en consideración todos estos factores, llevo a cabo estudio que dieron como resultado la perforación de un pozo de agua profunda en las cercanías del campamento. Ahora la importancia de este trabajo radica en evaluar los requerimientos actuales y futuros del sistema, para obtener los parámetros de diseño adecuados para garantizar las óptimas condiciones de vida de los habitantes y el normal desarrollo de las actividades dentro del campamento.

De igual forma la realización de este proyecto permitió desarrollar las habilidades en la utilización de softwares de diseño asistido por computadora, simulación hidráulica, gestión y modelado de redes a presión y sistematización de elaboración de presupuestos y análisis de precios unitarios. Estas son cualidades de vital importancia para el desenvolvimiento como ingeniero profesional y servirán como preparación para futuras experiencias en el campo laboral.

En el siguiente proyecto se presentan los resultados del trabajo que fue estructurado en los siguientes capítulos.

Capítulo 1: se aborda el planteamiento del problema, los objetivos y también podremos observar la descripción del sitio de estudio. En el Capítulo 2: hace referencia del marco teórico, donde se reseña las terminologías,

especificaciones, y procedimientos a seguir para el diseño del sistema de recolección de aguas blancas. En el Capítulo 3: se refiere a la metodología usada para lograr cada uno de los objetivos. En el Capítulo 4: muestra el análisis y resultado de los diferentes elementos, ecuaciones y procedimientos que se realizaron para lograr el diseño final y finalmente en el capítulo 5 se proporcionan las conclusiones y recomendaciones del proyecto.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA.

1.1 Planteamiento del problema.

Motivado por el potencial y ubicación geoestratégica de la Faja Petrolífera del Orinoco (FPO), el presidente Hugo Rafael Chávez Frías en el año 2007, logró a través de acuerdos comerciales con países como Rusia, Vietnam, España y China, la colaboración bilateral mediante la creación de empresas mixtas que se encargarán de realizar operaciones de producción del crudo en la FPO, con la intención de garantizar que esta sea una fuente constante de divisas para el fisco nacional. Gracias a la realización de estos acuerdos, surge como resultado de la comunión entre la Corporación Nacional China de Petróleo (CNPC) y Petróleos de Venezuela, S.A. (PDVSA), la creación de la empresa mixta PDVSA Petrolera Sinovensa, donde el accionista mayoritario es PDVSA, con 60% de las acciones.

Por consiguiente, la filial PDVSA, Petrolera Sinovensa, inicio sus operaciones en el año 2007 instaurando como su misión el desarrollar, procesar y mezclar de forma segura el crudo extra pesado, encontrado en el área designada de la División Carabobo de la FPO, conservando el respeto y la armonía con el ambiente, manteniendo los estándares de seguridad y cumpliendo con el marco legal vigente, con la participación activa de socios y trabajadores, que juntos impulsaran el desarrollo de la nación.

Es necesario señalar que esta posee sus instalaciones no industriales dentro del Campo Residencial Morichal PDVSA, ubicado en el Distrito Morichal del Estado Monagas, donde dispone de un campamento de habitaciones tipo *trailer*, que se surte del vital líquido mediante una conexión a la red principal, del campo, que pasa a través de un sistema de potabilización y luego a los estanques de almacenamiento.

Considerando los objetivos de producción para el año 2017, de 330 mil barriles diarios, es previsible que se observará un crecimiento exponencial de la masa obrera, que evidentemente originó el aumento en la demanda de agua potable dentro del asentamiento de *trailers* de Sinovensa. Además, que el Campo Residencial Morichal PDVSA, tiene previsto en su planificación urbana la construcción de una serie de soluciones habitacionales cercanas a las instalaciones del campamento de Sinovensa, se tiene pronosticado que las demandas de agua sean superiores a las capacidades actuales.

Ante esta problemática la Gerencia de Servicios Generales, de PDVSA Sinovensa, ha realizado trabajos de investigación con la intención de solventar esta situación. Estos resultaron con la propuesta de la perforación de un pozo de captación de agua que se conectaría con el sistema de potabilización y estanques de almacenamiento del campamento. Acto seguido, iniciaron los trabajos de perforación, saneamiento y limpieza, sin embargo, aunque se posee la información y registros de la producción del pozo, es necesario realizar los cálculos, diseño de las conexiones, y evaluar si la producción es la suficiente para poder surtir todas las instalaciones actuales y futuras del campamento de PDVSA Sinovensa, y sus instalaciones.

En este orden de ideas, la realización de estos trabajos es una prioridad que garantizará una calidad de vida adecuada para los trabajadores que hacen vida en el campamento. El proyecto se realizará bajo la ejecución de varias técnicas e instrumentos de investigación. Una de estas será el análisis documental de los informes suministrados por la Gerencia de Servicios Generales de PDVSA Petrolera Sinovensa, donde se refleja información como levantamientos topográficos del campamento, redes de aguas blancas y distribución general. Posteriormente se procederá a realizar una observación libre que permitirá establecer en qué condiciones físicas se

encuentra la red de agua potable y cuáles son las deficiencias y problemas presentes en la misma.

El proyecto se limitará a realizar en el cálculo del diagnóstico de la red actual, y el diseño de la nueva conexión. Para la realización de estos serán utilizados los programas AutoCAD 2014, de la empresa Autodesk, que permitirá realizar los planos con precisión y exportarlos a WaterCAD v.10.00.00.50., perteneciente a la empresa BentleySystems, que se utilizará para realizar los cálculos de la red de agua potable.

Para la realización de este trabajo, la tesis realizada por Fernández y Di Doménico (2010), de la Universidad de Oriente, ayudará para la orientación y desarrollo de las actividades de este proyecto. Estos realizaron una propuesta para la mejora del abastecimiento de agua potable para la población de Santa Clara, Municipio José Gregorio Monagas, Estado Anzoátegui, mediante la utilización del software de simulación hidráulica WaterCAD v.8.0. Implementaron los criterios especificados en las normas: (I.N.O.S) Instituto Nacional de Obras Sanitarias, (M.P.P.S) Ministerio del Poder Popular para la Salud y las Normas de la (COVENIN) Comisión Venezolana de Normas Industriales, vigentes en el país.

La realización de este proyecto aportará una base de consulta y servirá como referencia, tanto a profesionales como estudiantes de la UDO, Extensión Cantaura, para la realización de evaluaciones y diseños de redes de agua potable. Lo que a su vez promoverá el desarrollo de los ingenieros civiles egresados de esta casa de estudio en el área de las instalaciones sanitarias, obras hidráulicas e hidrología.

1.2 Objetivos.

1.2.1 Objetivo General.

Evaluar el sistema hidráulico para el abastecimiento de Agua Potable en el campamento de Petrolera Sinovensa, Morichal, Estado Monagas.

1.2.2 Objetivos Específicos.

- Revisar el comportamiento hidráulico del sistema de Agua Potable considerando los datos de sitio y las premisas de las Gacetas Oficiales 4044 y 4103, aplicando el *software* WaterCAD V10.00.00.50
- Presentar mejoras en el sistema de agua potable considerando los datos de sitio y las normas de diseño de las gacetas oficiales 4044 y 4103 con el *software* WaterCAD V10.00.00.50
- Realizar los planos y los detalles de la propuesta mediante el uso del *software* AutoCAD 2014
- Elaborar cómputos métricos, presupuestos y los análisis de precios unitarios, empleando el *software* Maprex V.7.2.7 para la solución o posible recomendación.

1.3 Descripción del sitio de estudio.

1.3.1 Ubicación Geográfica.

Como se muestra en la Figura 1, se encuentra al Suroeste del Estado Monagas, entre los Municipios Maturín y Libertador, a 130 Km de San Tome por la Troncal 15 vía Morichal, a 50 km de Temblador por la Troncal 15 y a 20 km de la población del Aceital. El campamento está localizado entre las coordenadas geográficas de Latitud Norte $8^{\circ}50'24.569''$, y $63^{\circ}4'43.388''$ de Longitud Oeste y las altitudes dentro de este oscilan entre los 86 m.s.n.m. y 90 m.s.n.m.



Figura 1. Ubicación Geográfica del Campamento Morichal PDVSA, Fuente: Autor

1.3.2 Límites Geográficos.

- Al norte limita con el Salto Morichal Largo, El río Tigre y la ciudad de Maturín
- Al sur se encuentra con el Municipio Libertador, las poblaciones del Aceital, Chaguaramas, el Palital, y el estado Bolívar.

- Al este se halla con las poblaciones de Mantecal, Mata Negra y Temblador
- Al oeste se encuentra con el estado Anzoátegui y San Tome como la población más cercana en ese punto cardinal

1.3.3 Superficie y Población total del campamento.

De manera oficial el Campo Petrolero Morichal en su totalidad posee una extensión territorial de 2.40 km², de los cuales 0.70 km² son arrendados a la filial Petrolera Sinovensa. La población que habita dentro de la instalación varia por semana de acuerdo a los diferentes roles de guardia, pero es en su totalidad personal de operaciones y obreros de la empresa, se maneja una población promedio de 200 personas dentro del campamento Sinovensa.

1.3.4 Plan de Ordenamiento Urbano.

Posee una planificación urbana que distribuye los espacios del mismo en 5 usos: educación, recreación, deporte, oficinas y urbanizaciones. Por lo tanto, dentro de sus áreas se encuentran maternales, pre-escolares, escuelas primarias, liceos, gimnasios, canchas deportivas multiusos, estadios de béisbol y futbol, campo de golf, clubes sociales, oficinas y soluciones habitacionales.

1.3.5 Economía.

El principal recurso del Distrito Morichal yace en la FPO, por lo tanto, es evidente que la población que reside en las instalaciones del Campo Morichal se dedica en su totalidad a labores relacionadas con la industria Petrolera. Tanto como funciones operacionales, así como de servicios de mantenimiento. Aunque en los alrededores del distrito, PDVSA en conjunto con la participación del Estado se ha dedicado a promover industrias como la maderera y ganadera.

1.3.6 Relieve.

El Distrito Morichal forma parte de los llamados Llanos Orientales, por lo tanto, presenta hacia el este y hacia el sur un relieve de planicies, que se conoce como llanos bajos. En estos se consiguen palmares, morichales y bosques en galería en la cercanía de los ríos, además de abundar las sabanas que tienden a quedar inundadas en invierno o en épocas de lluvia.

1.3.7 Hidrografía.

Se surte de las vertientes que surgen de la Cuenca del Rio Orinoco, ya que se encuentra rodeado de ríos subterráneos que tienen se surten de los Ríos Orinoco, Uracoa y Morichal Largo. Estas redes hídricas drenan hacia el Océano Atlántico y en temporadas de lluvias tienden a inundarse, por ende, el Campo Petrolero Morichal posee abundantes afluentes de agua con fuertes caudales.

1.3.8 Clima.

En el Distrito Morichal se observa un clima tropical lluvioso, la lluvia es significativa la mayoría de los meses del año, y la estación seca corta tiene poco efecto, con una temperatura anual media de 27.8°C. Su mayor variación se presenta de acuerdo a las estaciones que ocurren en el país (invierno y verano). El índice de precipitación anual del Distrito Morichal es de 2.621 mm anuales.

1.3.9 Acueducto.

El campo se surte del vital líquido mediante un sistema de captación de aguas subterráneas provenientes de pozos de agua dulce (PAD), estos cuentan con bombas electrosumergibles de 40 HP, que impulsan el agua a través de tuberías de 4 pulgadas hacia un múltiple de recolección, que la lleva a la Planta de Tratamiento. Para luego ser distribuida a través de la tubería matriz a todos los sectores del Campo.

1.4 Campamento Sinovensa.

1.4.1 Localización

Ubicado al noreste del Campo Petrolero Morichal, al final de la Avenida Norte cruce con la calle morichal, se presenta con un área rectangular de 25 hectáreas dividida en parcelas el campamento Sinovensa. De igual forma se encuentran compartiendo la locación con las empresas HQCEC y CNPC que dentro de las instalaciones ubicaron una serie de *trailers* y casas modulares respectivamente. (Ver Figura 2)

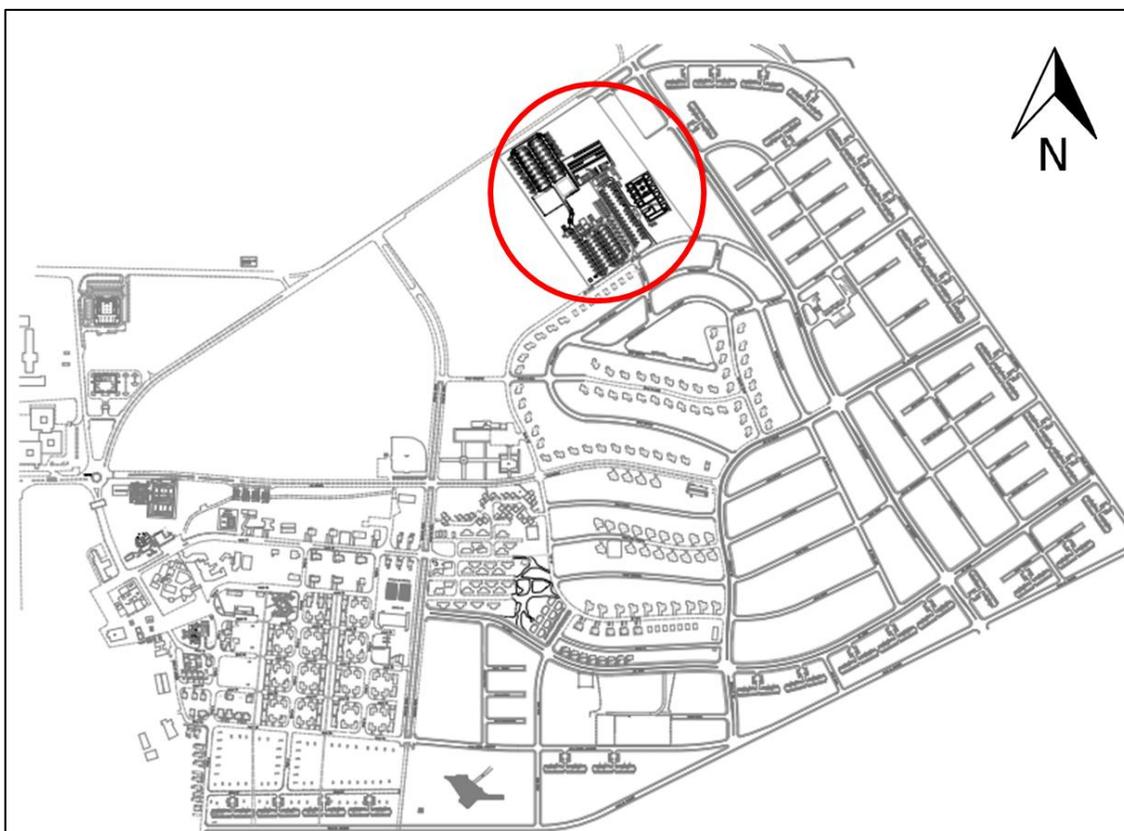


Figura 2. Ubicación del Campamento Sinovensa dentro del Campo Residencial Morichal PDVSA. Fuente: Autor.

1.4.2 Distribución General Del Campamento Sinovensa.

En la Figura 3 se puede observar que se encuentra dividido por parcelas donde fueron ubicados *trailers* habitacionales y módulos de casas prefabricadas, en el espacio también fueron designados *trailers* para los servicios de Cocina, Comedor, Oficinas de la Gerencia de Servicios Generales, Lavandería y Depósitos de Artículos y Suministros. De igual forma se reservaron áreas para el estacionamiento, la construcción de un nuevo comedor y un área de concentración.

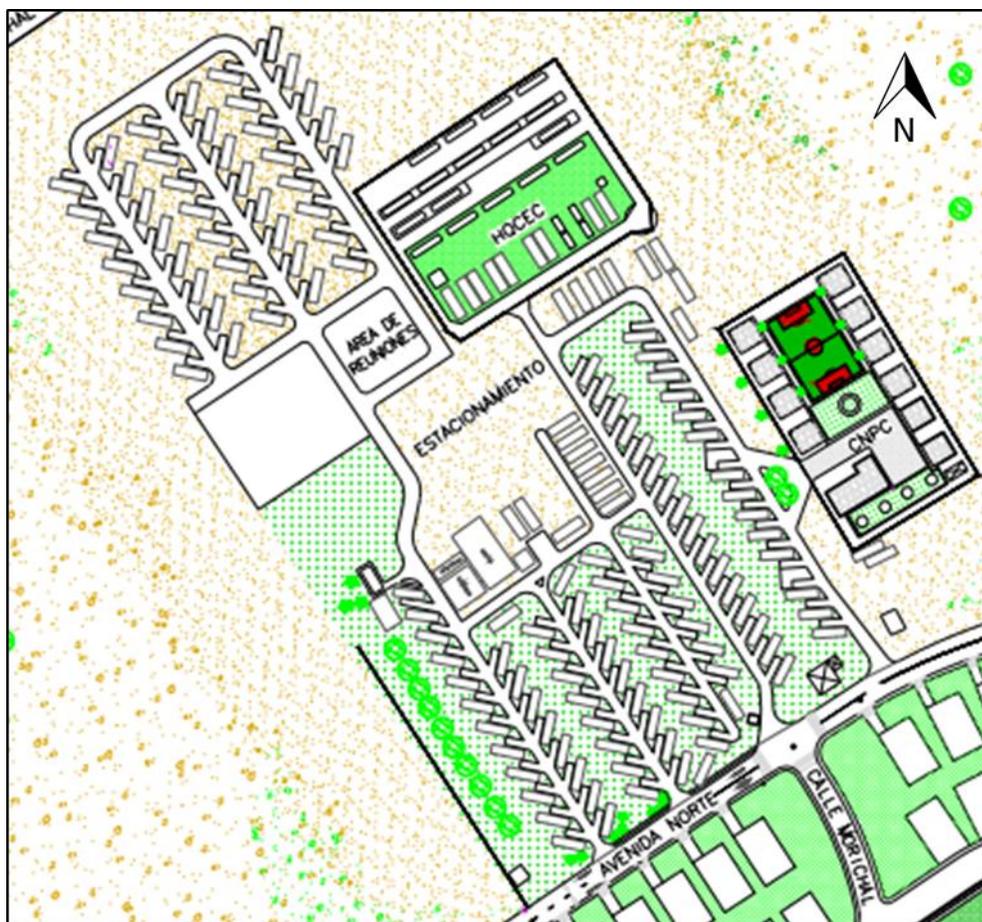


Figura 3. Distribución General del Campamento Sinovensa. Fuente: Autor

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

2.1 Antecedentes

Para la realización de este proyecto se utilizará como referencia los diversos aportes de autores que realizaron estudios relacionados con el diseño de redes de agua potable y evaluaciones de los niveles de servicios de éstas, de ellos se elegirán los elementos teórico-prácticos más relevantes, estos son los nombrados a continuación:

Primeramente, el proyecto de Ricardo (2017), llevó a cabo el diseño de un sistema de redes de recolección de Aguas Servidas (sistema de cloacas y drenaje), basándose en el levantamiento topográfico realizado y los criterios de diseños establecidos en la gaceta N°5.318, todo esto con la intención de lograr cumplir los requerimientos mínimos de servicio para este sector.

Por otra parte, Rodríguez (2016), elaboró el diseño del acueducto y del sistema de aguas servidas para el Complejo Habitacional Paseo Aurora, ubicado en la Ciudad de Cantaura, Estado Anzoátegui, usando para esto los criterios establecidos en la Gaceta Oficial N°4.0044 y N°5.318, para estimar los consumos probables y los *softwares* de simulación hidráulica WaterCAD y SewerCAD, para visualizar el funcionamiento de la red diseñada. Es importante destacar que ambos programas poseen herramientas y elementos que permiten la realización de diseños y cálculos de redes de aguas blancas. Los resultados obtenidos por el investigador muestran una simulación de los sistemas de aguas óptimos

De esta misma forma, Andrade (2012), mediante un estudio de campo documental, elaboró el diseño del sistema de redes de tuberías de agua potable para el Urbanismo del Campo Residencial Morichal en el Distrito Morichal. De los resultados de este proyecto se obtuvieron los datos

de la capacidad necesaria del sistema de abastecimiento y la distribución de las redes de agua potable, que se planificó en el campamento para lograr satisfacer las necesidades del Campo Residencial.

Es evidente que los resultados de este permitirán tener una referencia precisa de las condiciones originales presentes en el campo de estudio. Además, se recurrirá a este proyecto para la obtención de datos útiles, tales como la capacidad de consumo estimada del campo en el momento que se realizó el proyecto, así como el estimado que se consideró al evaluar el crecimiento poblacional y las ampliaciones futuras.

Y finalmente, el proyecto de Niño (2010), quien realizó un diseño de una red de aguas blancas para el Municipio Península de Macano, en el estado Nueva Esparta, mediante la elaboración de un estudio demográfico en la zona de estudio. Con el objetivo de estipular, a través de la utilización de varios métodos de proyección la población futura en un período de diseño de 21 años y con esta misma determinar las dotaciones y consumos de la comunidad entre los años 2009 y 2030 en diferentes escenarios y condiciones.

La metodología que se utilizó en este proyecto para la estimación del crecimiento poblacional, servirá como referencia para la ejecución de los varios métodos de proyección que permitirá determinar las dotaciones y consumos para la localidad en un período de crecimiento.

2.2 Bases Teóricas Referenciales

2.2.1 Agua Potable

La OMS (2006), considera agua potable o agua de consumo inocua, a aquella que “no ocasiona ningún riesgo significativo para la salud cuando se consume durante toda una vida, teniendo en cuenta las diferentes vulnerabilidades que pueden presentar las personas en las distintas etapas de su vida”. p.24.

Sobre la base de las condiciones anteriores, cada país crea reglamentos en los que establecen cuales son los límites de tolerancia y los requisitos que debe satisfacer una fuente, para ser considerada potable.

Con este propósito el Instituto Nacional de Obras Sanitarias (INOS) (1989), establece que la calidad del agua para ser utilizada en el abastecimiento de las comunidades contempla dos aspectos:

- a) Características Físicas: La turbidez del agua no excederá de 10 ppm (escala silica); el color no excederá de 20 (escala de platino cobalto). El agua no tendrá ningún sabor u olor objetable.

- b) Características químicas: El agua no contendrá una cantidad excesiva de sustancias minerales solubles, ni cantidades excesivas de sustancias químicas usadas en el tratamiento. La simple evidencia de que es aceptable por su sabor y olor, será suficiente para su aceptación con referencia a las características físicas y químicas. p.60.

Es necesario señalar que para la elaboración de los análisis de la calidad del agua la Gaceta Oficial N°36.395 (1998), en su Artículo 21 indica que “deben ser realizados por profesionales idóneos en laboratorios competentes a juicio de la Autoridad Sanitaria, siguiendo las metodologías establecidas en el Método Estándar para el análisis de aguas y agua residuales. (AWWA)”. (*American Water Works Association*).

En este mismo orden de ideas Lopez (2003), en la Tabla 1 señala cuales son las concentraciones y límites establecidos por los distintos entes. Considerando que los resultados del análisis son para muestras de 100 ml.

Tabla 1. Concentraciones Máximas Admisibles

Elementos Presentes mg/lts	OMS* (1989)	COVENIN (1982)	M.S.A.S** (1980)	Gaceta Oficial (1992)
Alcalinidad		500		
Aluminio	0,2	0,3		0,2
Color (Unidades)	15	5	50	15
Fluoruro	1,5	1	0,6 – 1,7	
Dureza Total CaCO³	500	500	500	500
Calcio		200	200	
Magnesio		30	50	
Hierro	0,3	0,3	1	0,3
Manganeso	0,1	0,3	0,5	0,1
Sodio	200			200
Nitrito (N)	1	0,001	0,001	0,002
Nitrato	10	10	10	10
PH	6,5 - 8,5	6,5 – 8,5	6,9 – 9,2	6,5 – 8,5
Fosfato		0,5		
Sílice		50		
Solidos Suelos	1000	1000	1500	1000
Sulfatos	400	250	400	400
Turbiedad (NTU)	5		2,5	5
Cloruros	250	250	600	250

* OMS. (Organización Mundial de la Salud)

** M.S.A.S. (Ministerio de Sanidad y Asistencia Social)

Fuente: Recuperado de “Gómez, Guillen, Jáuregui y López (1997)”, p.47, Caracas Venezuela.

2.2.2 Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable.

Son definidas por Rodríguez (2001) como “el conjunto de las diversas obras que tienen por objeto suministrar agua a una población en

cantidad suficiente, calidad adecuada, presión necesaria y en forma continua constituye un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable” p.4. De igual forma Arocha (1997) añade a esto “que serán afectadas por coeficientes de diseño distintos en razón de la función que cumplen dentro del sistema” p.22.

Si se toman en cuenta ambos conceptos de los autores se puede destacar que para la realización de un diseño adecuado el ingeniero civil debe de comprender los fundamentos y lineamientos en que estos se basan, teniendo en cuenta las diferentes variables que se puedan presentar en cada caso de estudio.

2.2.3 Componente de un Sistema de Abastecimiento de Agua.

2.2.3.1 Fuente de Abastecimiento.

López (2003) nos señala que “pueden ser superficiales como en los casos de rio, lagos, embalses, o de aguas subterráneas superficiales o profundas. La elección del tipo de abastecimiento depende de factores tales como localización, calidad y cantidad”. p.22. A su vez condicionara el diseño de las obras y por lo tanto es la parte más importante de un acueducto.

2.2.3.2 Obras de Captación.

Son las estructuras utilizadas para la captación del agua estas dependerán en primer lugar del tipo de fuente de abastecimiento utilizado. (*Ibídem*). Por lo tanto, su diseño se verá condicionado por los mismos factores de la fuente. En general en casos de captación de aguas superficiales se trabajará con diferentes tipos de bocatoma, mientras que las subterráneas se realizaran a través de pozos perforados.

2.2.3.3 Captación de Aguas subterráneas.

A los depósitos de aguas subterráneas se le suelen llamar acuíferos, estos son las formaciones geológicas capaces de proporcionar agua en cantidad y calidad suficientes para las necesidades del hombre. (*Ibídem*).

Las características de las rocas y estratos presentes en estos permiten que el agua pueda ser acumulada en sus poros o grietas.

2.2.3.3.1 Criterios de diseño para Sistemas de Captación de Aguas Subterráneas

Las obras de captaciones de una fuente subterránea están constituidas por las galerías de infiltración y los pozos, para realizar el diseño y análisis de estos es necesario establecer primero algunas definiciones y características:

A. Nivel Estático.

Es la distancia medida desde la superficie del terreno hasta el nivel del agua en el pozo no afectado por ningún bombeo. Arocha (1997). Este nivel está definido por la línea de carga en el acuífero, este puede presentar variaciones por los efectos de las estaciones del año.

B. Nivel Dinámico o de Bombeo.

Es la distancia medida desde la superficie del terreno hasta el nivel del agua en el pozo, cuando se extrae un determinado gasto. (*Ibídem*). Este va depender del caudal que sea bombeado.

C. Abatimiento.

Es la diferencia entre nivel de bombeo y nivel estático, este también será en función del gasto que sea bombeado del pozo.

D. Capacidad Específica

Esta referida a la relación entre el gasto extraído y el abatimiento provocado para un tiempo determinado.

2.2.3.3.2 Pozos de bombeo de aguas subterráneas.

Son estructuras utilizadas para captar el agua subterránea de un acuífero. Existen diferentes tipos de pozos que variaran de acuerdo a su forma de construcción, la manera de captación del agua y la ubicación del

mismo, aunque todos están diseñados bajo las mismas premisas y criterios. A continuación, se presente los diferentes tipos de pozos según su construcción:

A. Pozos Excavados

López (2003) los define como “pozos superficiales con profundidades entre 3,5 y 10 metros. Debido a esto son propensos a contaminantes, por ende, debe preferirse en lo posible a construir pozo más profundos” p.22. Su excavación se hace manualmente y su sección circular puede variar entre 0.8 y 1,5 metros. Con la finalidad de evitar la contaminación superficial son revestidos en su parte superior con concreto.

B. Pozos Hincados

Su construcción consiste en enterrar una tubería (generalmente de hierro forjado), golpeando en su parte superior con un mazo o martinete. Por este método se alcanzan profundidades del orden de 25 metros en suelos relativamente blandos. (*Ibídem*). Utiliza tuberías de hinca con un diámetro no mayor de 2 pulgadas por lo que su producción puede abastecer a un conjunto de casas pequeño.

C. Pozos Perforados

Por la naturaleza de construcción son pozos profundos, pueden llegar fácilmente a 150 metros de profundidad. Por lo tanto, estos son los que surten la mejor calidad de agua. (*Ibídem*). Pueden atravesar cualquier tipo de formación geológica lo cual es una limitante de los pozos anteriores, debido a su mayor producción de caudal lo hacen ideal para el suministro de agua para poblaciones de cierto tamaño o instalación industriales.

2.2.3.4 Obras para el transporte del agua.

Son el conjunto de tuberías que permitirán conducir el agua desde la obra de captación hasta la siguiente fase del sistema. (*Ibídem*) Cuando se transportar agua sin tratamiento, se emplea el término de obras de aducción,

mientras que cuando se hace con aguas tratadas (potables) se usa conducción.

2.2.3.5 Tratamiento del agua

En la actualidad ningún agua en su estado natural esta apta para el consumo humano; además siempre se requerirá un tratamiento mínimo de cloración, con el fin de prevenir la contaminación con organismos patógenos durante la conducción del agua. (*op.cit*, p.23). Por esta razón se incluyen sistemas de potabilización que garantizara que se cumplan los criterios mínimos de calidad del agua.

2.2.3.6 Almacenamiento

Se requerirá almacenar agua en un tanque durante los periodos en los que la demanda es menor que el suministro y utilizarla en los periodos en que la comunidad necesite gran cantidad del líquido. (*op.cit*, p.23). Esto se debe a que la demanda del caudal tiende a variar de acuerdo al comportamiento de la población, y de igual forma la producción del caudal de captación no será constante ya que esta se ve afectada por las estaciones del año.

2.2.3.7 Red de Distribución

Se encargará de repartir a los diferentes sectores de la comunidad el vital líquido, tratando de lograr mantener unas presiones de servicios que sean capaces de llevar el agua al interior de la vivienda. Arocha (1997), añade a esto que “para el análisis de la red se deben de contemplar las condiciones más desfavorables para consumo máximo horario y estimación de demanda de incendio”. p.37.

Sobre la base de las consideraciones anteriores, las instituciones sanitarias del país establecieron cuales son las presiones mínimas admisibles de servicio:

- INOS (1965) fijo que para urbanas una presión máxima de 75 m.
- MSAS (1989) estableció las máximas presiones en áreas rurales a 40 m.

2.2.3.7.1 Partes de una Red de Distribución.

D. Red Principal o Matriz.

López (2003), señala que están conformada por aquellas “tuberías con diámetro nominal mayor o igual a 12” (300 mm)”. p. 292. Esta distribuye el agua a las diferentes áreas de la población garantizando caudales y presiones dentro del sistema. Es importante señalar que en estas no debe de realizarse ninguna conexión domiciliaria.

E. Red Secundaria.

Se clasifica como red secundaria al conjunto de tuberías con diámetros menores de 12”, hasta los mayores o iguales a 4” (100 mm) (*ibídem*). Estas son abastecidas directamente de las tuberías principales y alimentaran las redes terciarias. Solo se permitirán conexiones de tipo domiciliaria cuando se trate de grandes consumidores, estas deberán ser realizadas con uniones superiores a 3” (75mm).

F. Red Terciaria o Acometidas.

Son menores o iguales a 3”, y el diámetro mínimo dependerá del uso del agua (comercial, industrial, o institucional), (*ibídem*). Estas se encargan de surtir de agua las instalaciones interiores de los domicilios. Cabe agregar que deben ser colocadas de tal forma que no generen perdidas de presiones.

En la Figura 4 se muestra un sistema de abastecimiento, donde se señalan los diferentes tipos de redes de acuerdo a su tipo de tubería. Resulta oportuno señalar que en poblaciones pequeñas los diámetros de estas serán de dimensiones menores, aunque su disposición será la misma.

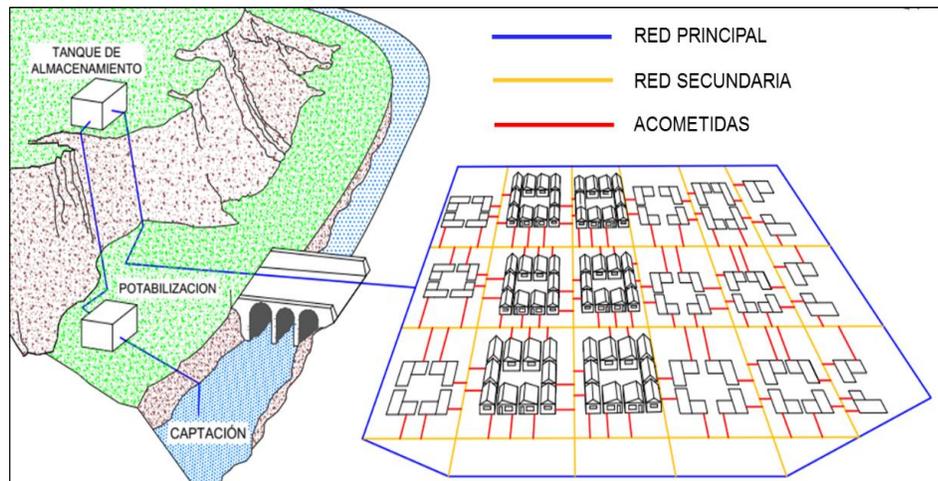


Figura 4 Partes de una Red de Distribución. Fuente: Autor.

2.2.3.7.2 Tipos de Redes de acuerdo a su configuración geométrica.

A. Tipo Ramificado

Arocha (1979) las describe como aquellas que están “constituidas por un ramal troncal y una serie de ramificaciones o ramales que pueden constituir pequeñas mallas, o constituidos por ramales ciegos. p.38. En la figura 5 se puede observar que este tipo de redes es utilizado cuando la topografía es accidentada y no permite la conexión entre ramales.

De igual forma se pueden surgir por el desarrollo lineal de las poblaciones a lo largo de una vialidad principal o donde una arteria central se encarga de repartir el agua a las poblaciones que han crecido a sus alrededores.

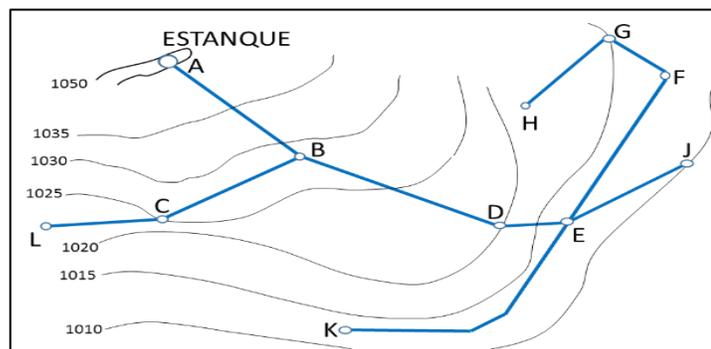


Figura 5. Esquema de red ramificada. Fuente: Arocha, S. (1997)

B. Tipo Mallada.

Son aquellas redes constituidas por tuberías internas conectada formando mallas. Este tipo de red de distribución es el más conveniente y tratara siempre de lograrse mediante la interconexión de tuberías. (*Ibidem*). La finalidad de este tipo es crear un circuito cerrado que permita garantizar un servicio eficiente en cada uno de los tramos. Tal y como se muestra en la Figura 6

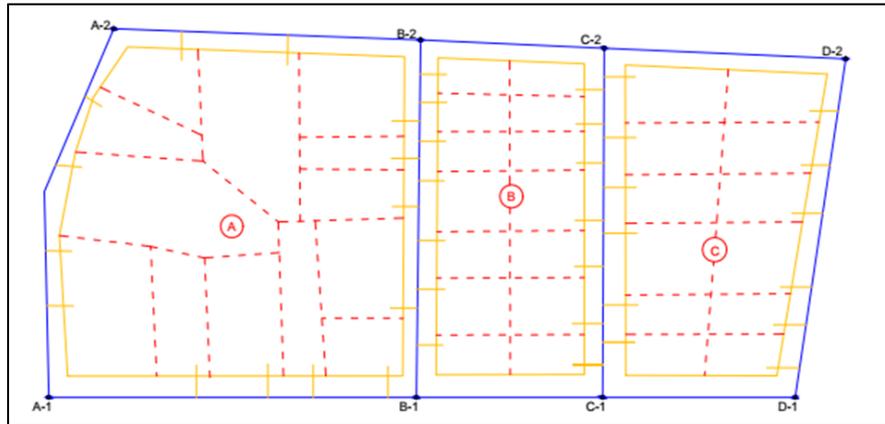


Figura 6. Esquema de una Red Ramificada en zona urbana. Fuente: Autor

2.2.3.8 Sistemas de abastecimiento de acuerdo a su suministro.

A. Sistemas de suministro por gravedad.

Utiliza la topografía del sitio para distribuir desde el lugar de abastecimiento a la red, de esta forma controla el caudal y la presión dentro del sistema. Arocha (1979) agrega que de acuerdo a la magnitud de la presión de entrada esta puede ocasionar filtraciones en la tubería o daños en las instalaciones de las edificaciones, por lo cual se hace necesario colocar válvulas reguladoras de presión. p. 51. Ver figura 7 en el texto.

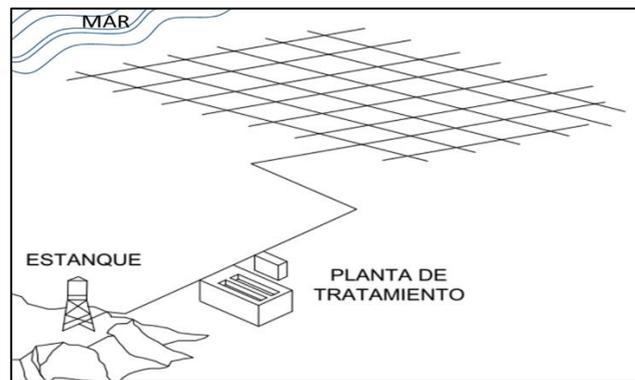


Figura 7. Esquema de distribución por gravedad. Fuente: Arocha (1997)

B. Bombeo directo al estanque y suministro por gravedad

Un bombeo directo significa mayores longitudes de tuberías, al no aprovecharse la misma red para conducir agua al estanque (*ibídem*). Aunque este tipo de suministro se usa comúnmente para solventar la falta de personal que realicen labores de operación y mantenimiento. Ver figura 8 en el texto.

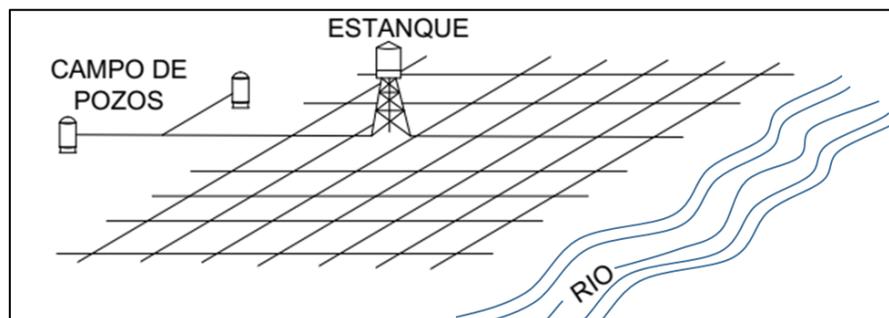


Figura 8. Esquema de bombeo directo y distribución por gravedad. Fuente: Arocha (1997)

C. Bombeo contra la Red

El estanque de almacenamiento permitirá compensar las variaciones de consumo y asegurará el suministro del agua durante el tiempo de parada de las bombas. Es evidente que en algunos casos no sea posible atender a extensos sectores mediante este tipo de suministro, por lo cual se deberá utilizar estanques de almacenamientos independientes que se complementaran con estaciones de bombeo. Ver figura 9 en el texto.

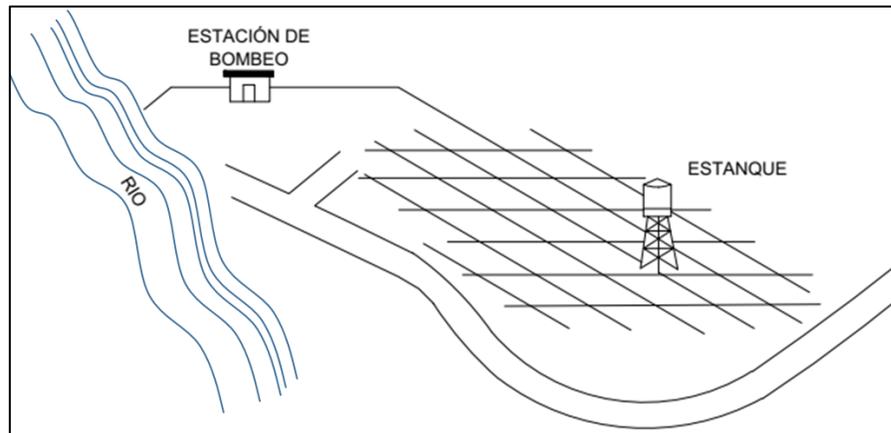


Figura 9. Esquema de bombeo contra la red. Fuente: Arocha, S (1997).

2.2.4 Criterios de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable.

Son las consideraciones que proporcionan un marco que permite realizar el diseño y evaluación de las redes de abastecimiento de manera eficaz, como resultado de esto se logran cumplir con todas las necesidades de la obra, sin tener que abaratar los costos de la misma.

2.2.4.1 Períodos de diseño.

Un sistema de abastecimiento es proyectado con la intención de satisfacer las necesidades de una comunidad en un determinado periodo de tiempo. Este debe ser escogido cuidadosamente, ya que una selección inadecuada, limitará la capacidad de desarrollo del área e incluso, podría aumentar los costos por reparación o modificación del sistema en caso de necesitarlo.

Para la adecuada selección del período de diseño en cada uno de los componentes se deben tener en cuenta los aspectos prácticos, económicos y operativos del sistema.

De acuerdo a esto, (Arocha 1979) menciona los siguientes factores:

- Durabilidad o vida útil de las instalaciones.

- Facilidades de construcción y posibilidades de ampliaciones o sustituciones.
- Tendencias de crecimiento de la población
- Posibilidad de financiamiento y tasa de interés
- Comportamiento de las obras durante los primeros años, cuando no están sujetas a su capacidad completa.

Todos estos factores guardan relación con los periodos de diseño recomendados por el INOS en la Norma para el Diseño de Abastecimientos de Agua. En esta se recomiendan los siguientes períodos de diseño de vida útil para las distintas obras de abastecimiento de agua:

- Diques, estructuras de la toma, Acueductos grandes:.....40 a 50 años
- Pozos, Plantas de Tratamiento:.....20 a 30 años
- Plantas de Bombeo:10 a 15 años
- Líneas de Tubería con un diámetro menor a 12":.....20 a 25 años
- Tuberías de servicio local: para aceptar su pleno desarrollo en densidad (generalmente 20 años).
- Líneas de aducciones grandes: 40 años
- Estanques de concreto 30 - 40 años y metálicos 20 – 30 años.
- Las extensiones futuras deben ser previstas para efecto de su incorporación. Por supuesto que los aspectos prácticos, económicos y operativos pueden hacer modificar esos tiempos antes mencionados

2.2.4.2 Durabilidad y Vida Útil.

Arocha (1979) no indica que “dependerá de la resistencia física del material a factores adversos por desgaste u obsolescencia”, p.13. Ahora bien, siendo un acueducto una obra muy compleja dentro de esta se presentarán diferentes materiales con características variable, siendo las tuberías el elemento con mayor variación. Tomar en consideración todos

estos factores permitirá establecer un periodo de diseño adecuado, ya que sería ilógico seleccionarlo con capacidades superiores a su resistencia física.

2.2.4.3 Facilidad de construcción, posibilidades de ampliaciones y modificaciones.

La asignación de un período de diseño ajustado a criterios económicos estará regido por la dificultad o la facilidad de su construcción (costos) que inducirán a mayores o menores períodos de inversiones nuevas. (*op.cit*, p.14). Esto será con la finalidad de satisfacer las demandas que se verán aumentadas por el crecimiento poblacional. Aunque es preciso señalar que varios sistemas dentro del acueducto pueden ser construidos por etapas.

2.2.4.4 Posibilidades de Financiamiento y Rata de interés.

Habría que hacer esas estimaciones de interés y de costo capitalizado para que pueda aprovecharse más útilmente la inversión hecha (*ibídem*). Tener conocimiento del crecimiento poblacional de la zona en un lapso de tiempo establecido, permitirá establecer un periodo de obsolescencia, donde se deberá de realizar una inversión para las ampliaciones o modificaciones del sistema. El costo total capitalizado de un sistema de abastecimiento debe ser dependiente de la capacidad del mismo. Por lo tanto, se debe de realizar un análisis económico incluyendo los diversos factores que intervienen en el proyecto del mismo. Debido a que no resulta lógica la utilización de un periodo de diseño generalizado cuando existen tantas variables dentro del sistema.

2.2.4.5 Tendencias de Crecimiento de la Población.

Un sistema de abastecimiento de agua debe ser capaz de propiciar y estimular el desarrollo no de frenarlo. (*Ibídem*). Para lograr esto se debe de realizar estudios o revisar las tendencias de crecimiento, y elegir periodos de

diseño más largos para crecimientos lentos. Ya que si se realizara de forma contraria los costos serían muy elevados.

Asimismo, se deberán de considerar factores económicos, sociales y de desarrollo industrial. Estos anudados con las tasas de crecimiento demográfico permitirán tener idea de cuando se deberán de realizar las ampliaciones o modificaciones al sistema y diseñar de forma eficiente.

2.2.4.6 Consumo y Dotaciones de Agua.

El consumo representa la cantidad de agua real que es utilizada por un núcleo urbano para una fecha determinada, se puede expresar en litros (l) o metros cúbicos (m³). Este consumo será proporcional a la cantidad de habitantes y a las actividades que serán desarrolladas en las áreas de estudio. Las dotaciones deben cumplir con lo establecido en la Gaceta Oficial 4004-88-1, Capitulo VII De Las Dotaciones de Agua Para Las Edificaciones, donde se indican cuáles son las cantidades de “l/día” o “l/d/m²” necesarios para cumplir con las demandas del vital líquido.

En lo que respecta a las dotaciones para edificaciones destinadas a comercios la Gaceta 4004-88-1 indica los siguientes:

Oficinas en General:.....	6 litros/día/m ²
Depósitos de Materiales:.....	0,50 litros/día/m ²
Restaurantes:	50 litros/día/m ² de área útil de local
Hospedajes:.....	25 litros/día/ m ² de área destinada a dormitorio
Lavanderías (Ropas en General):.....	40 litros/kilo de ropa a lavar

Por otra parte, el INOS (1965) en la Norma para el Diseño de los Abastecimiento de Agua, asigna en la tabla de consumos mínimos permisible, estas dotaciones son usadas para llevar a cabo el diseño y

realización de redes en lugares donde no se posea información confiable.
(Ver Tabla 2)

Tabla 2 Tabla de Consumos Mínimos permisibles

Población (habitantes)	Servicio con Medidores (lts/pers/día)	Servicio sin Medidores (lts/pers/día)
Hasta 20.000	200	400
20.000 a 50.000	250	500
Mayor de 50.000	300	600

Fuente: "Norma para el Diseño de los Abastecimiento de Agua INOS", 1965, p.15, Caracas, Venezuela.

2.2.4.7 Tipos de consumo de Agua

La dotación de agua va a variar de acuerdo a la utilidad que se le va a dar y a las condiciones en las que se encuentre en un sistema. Tomar en cuenta este factor garantizará que las pérdidas serán menores y se podrá garantizar el flujo continuo en todo el sistema de distribución.

Los tipos de consumo se pueden agrupar de la siguiente forma:

A. Consumo Doméstico.

Este es constituido por el consumo que es realizado en las tareas diarias del convivir de un entorno familiar, considerando los gastos ejercidos por: instalaciones sanitarias, agua para el consumo humano, cocina (preparación de alimentos), limpieza en general, riego de áreas verdes.

B. Consumo Comercial o Industrial.

Describe el consumo realizado en aquellas áreas relacionadas con operaciones de empresas, industrias y comercios donde se incluye un gasto para el personal que se encuentra laborando en las instalaciones.

C. Consumo para Instituciones Públicas o Particulares.

Se refiere al consumo requerido por instituciones tales como: Centros Asistenciales, Planteles Educativos (Públicos y Privados), Cuarteles, Centros penitenciarios, Iglesia, Instituciones Públicas (Alcaldías,

Gobernaciones, y demás oficinas gubernamentales). Para estimar el gasto de estas se considera el tiempo de ocupación de las instalaciones y se diseña con el horario más desfavorable posible.

D. Consumo Público.

Es el que se destina para el mantenimiento de áreas verdes, parques públicos y limpieza de calles.

E. Consumo por Pérdida en Sistemas de Abastecimientos.

Constituye las porciones de agua que no llegan a su destino, debido al mal estado de las tuberías, evaporación, desbordamiento de tanques, conexiones o juntas defectuosas. Este representa $\approx 15\%$ del total de consumo.

F. Consumo Reservado para Incendios.

El INOS indica en su “Norma Para el Proyecto y Especificaciones de Materiales para los Sistemas de Abastecimientos y Urbanizaciones” que debe preverse una demanda para combatir los incendios con una duración estimada de 4 horas.

Además, contempla que debe ser de:

- 10 lts/seg para zonas residenciales, con viviendas unifamiliares aisladas.
- 16 lts/seg para zonas residenciales, comerciales o mixtas con 120% de áreas de construcción aisladas o construcciones unifamiliares continuas.
- 32 lts/seg para zonas industriales, comercio, vivienda con áreas de construcción mayores de 120% y áreas de reunión pública como iglesias, cines, teatros, etc.
- No se exige de dotación de incendios en parcelamientos con un promedio igual a 4 lotes de Ha, o menos, destinados a viviendas unifamiliares aisladas.

2.2.4.8 Variación de Consumos

El consumo de agua de una población no es constante durante todo el año, este va presentar variación durante el día que a su vez se verán influenciadas por otros factores externos (clima, estaciones del año, condiciones de las redes de servicio,). Debido a esto se requiere que el cálculo de la variación tome en cuenta los gastos máximos y mínimos diarios de un sistema. Para la realización de diseños eficientes se necesitan conocer las variaciones mensuales, diarias y horarias del consumo de un sistema. Para que diferentes partes del sistema funcionen de forma adecuada.

2.2.4.9 Consumo Medio Diario

Definirá el promedio del consumo diario de un habitante en un día cualquiera del año. Arocha (1979) Señala que este se puede obtener de las siguientes formas:

- Como la sumatoria de las dotaciones asignada a cada parcela en atención a su zonificación, de acuerdo al plano regulador de la ciudad.
- Como el resultado de una estimación de consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño.
- Como el promedio de los consumos diarios registrados en una localidad durante un año de mediciones consecutivas.

$$Q_m = \frac{Nro\ Edf * D}{86,400\ seg} \quad (Ec. 1)$$

Donde:

Q_m : Consumo Medio Diario (l/seg)

Nro Edf: Número de Edificaciones

D: Dotación en (litros/seg)

86,400 Seg: Segundos en un día.

2.2.4.10 Consumo Máximo Diario.

De acuerdo con Arocha (1979) *Ibid.*, p.18 es definido como “el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante 365 días de un año”. Este representa el registro del consumo medio anual, es utilizado para realizar el cálculo del gasto de extracción diaria de la fuente de abastecimiento, la capacidad de la planta potabilizadora y la potencia del equipo de bombeo.

$$Q_{md} = k_1 * Q_m \text{ (Ec.2)}$$

Donde:

Q_m = Consumo Medio Diario

Q_{md} = consumo Máximo Diario

$K_1 = 1,20 - 1,6$

2.2.4.11 Consumo Máximo Horario.

Esta representa el máximo consumo en una hora del día de mayor gasto.

$$Q_{mh} = k_2 * Q_m \text{ (Ec. 3)}$$

Donde:

Q_{mh} = Consumo máximo horario

$K = 1,20 - 1,60$

Q_m = Consumo medio diario.

2.2.4.12 Caudal de Incendio.

Representará el caudal necesario durante un incendio, este posee un factor “I” que viene dado por el número de habitantes como se muestra en la Tabla 3

$$Q_{inc} = 1,8 * Q_m + I \text{ (Ec. 4)}$$

Donde:

Q_{inc} = Caudal de incendio

Q_m = Consumo medio diario

I= Factor de Incendio

Tabla 3. Gastos por Incendio

Tipo de Acueducto	Gasto (lts/seg)	Duración (hr)
Poblaciones menores 2000 hab.	0	0
Población menor a 5000 hab.	$Q = 15 * \bar{X}$ X = miles de habitantes	Tabla 2.16
Población mayor a 5000 hab. En población mayor a 200000 hab. Se deben considerar 2 incendios: uno en el sector comercial e industrial con el gasto $Q=15 * \bar{X}$ y otro en el sector residencial con un gasto de 32 lts/seg.	$Q = 15 * \bar{X}$	Tabla 2.16
Secciones de la ciudad no muy densamente construidas y con edificaciones pequeñas	32 lts/seg	Tabla 2.16
Secciones de la ciudad muy densamente construidas y con edificación hasta de tres pisos	64 lts/seg	Tabla 2.16
Secciones de la ciudad con edificios de más de tres pisos	96 lts/seg	Tabla 2.16

Fuente: Recuperado de "Metodología para diseñar y evaluar redes de distribución de agua potable". (2002), Puerto la Cruz, Venezuela

2.2.4.13 Tuberías

Para poder transportar líquidos a presión se requiere de conductos cerrados que puedan resistir las presiones internas que se generan. De Acuerdo a García (2009) "la sección más conveniente para resistir esas presiones, además de presentar las mejores características hidráulicas es la de forma circular". p.24. La construcción de estas puede ser realizada en diversos materiales y .la selección del mismo dependerá del tipo de fluidos que se transporta, las presiones internas y externas que soportara, características físicas y químicas del suelo en que entraran en contacto y costos.

2.2.4.14 Clasificación de la Tuberías

Un diseño ventajoso es aquel que logra la utilización del material apropiado, aprovechando al máximo sus características. Esta condición de diseño económico y funcional puede lograrse si utilizamos la tubería correcta para condición de trabajo. (*ibídem*). Es evidente entonces, que conocer los tipos de tuberías y sus características, permitirá realizar una selección adecuada de estas.

2.2.4.14.1 De acuerdo al material empleado.

El conocimiento del material implica la posibilidad de utilización de acuerdo a sus propiedades y a los riesgos que soportaran.

A. Tuberías de Hierro Fundido (H.F.)

Es fabricada mediante la fundición de lingotes de hierro, carbón coque y piedra caliza. La presencia de láminas de grafito le da cierta resistencia a la oxidación, pero asimismo la hace frágil. (*Ibídem*). Por esta misma, se encuentra limitada a ser utilizada bajo tierra, debido a que su poca capacidad de resistir impactos no la hace adecuada para colocarla sobre soportes.

B. Tuberías de Hierro Fundido Dúctil (H.F.D.)

Elaborada por la fundición de hierro en presencia de coque y piedra caliza, pero mediante métodos especiales se le adiciona magnesio, ocasionando que el grafito adopte formas granulares. Este proceso lo hace menos frágil, por lo tanto, puede ser usado tanto enterrado como superficialmente.

C. Tuberías de Concreto.

Se trata de la fabricación de tubos de concreto pretensado, cuya resistencia estructural sea capaz de soportar además de las cargas exteriores, las presiones internas a las que estará sometida. Habitualmente

son elaboradas en diámetros grandes (mayores de 600 mm) y en longitudes de 6 metros, con extremos de espiga-campana, utilizando anillos de caucho o goma para sellar las juntas.

D. Tuberías de Hierro Galvanizado (H.G.)

También llamado acero galvanizado, pues su fabricación se hace mediante el proceso de templado de acero. Posee una gran resistencia a los impactos. Se recomienda para servicios superficiales debido a esta capacidad, aunque no se recomienda su instalación enterrada por que la acción agresiva de los suelos ácidos, corroerían las tuberías.

E. Tuberías de Asbesto-Cemento a Presión (A.C.P).

Fabricadas por enrollado a presión de una mezcla de asbesto y cemento en capas múltiples, siendo sometidas a fraguado mediante procesos especiales. Su superficie interior lisa le proporciona coeficientes de rugosidad menor y en consecuencia mayor capacidad de transporte.

Su uso está limitado a solo cuando sea factible su colocación bajo tierra, debido a que es una tubería más frágil que la de H.F. Sin embargo, al ser inerte a la corrosión por lo que puede transportar una mayor variedad de fluidos.

F. Tuberías de P.V.C.

Se fabrican mediante la plastificación de polímeros, siendo el policloruro de vinilo en forma granular, la materia prima utilizada. En el mercado se pueden encontrar otras clases de tuberías plásticas que deben su nombre a la materia prima con que están hechas, como las tuberías de PEAD (polietileno de alta densidad).

Es un material inerte a la corrosión, por lo que la calidad del agua no se ve afectada con su utilización, su interior de acabado liso le da ventaja en cuanto a su capacidad de transporte y su considerable menor peso facilita las labores de transporte e instalación.

2.2.4.14.2 De acuerdo a las Presiones Internas de Trabajo

Se han establecido diferentes denominaciones para las clases de tuberías en función de su presión de trabajo así la ASTM (American Society for Testing and Materials); AWWA; ISO (International Organization for Standardization) y otras organizaciones establecieron diferencias en tuberías de un mismo material provocados por las presiones internas.

La tabla 4, muestra la clasificación de las tuberías de PVC de acuerdo a la presión de trabajo admisible en Kg/cm²

Tabla 4. Tuberías de PVC de acuerdo a la Presión Admisible

Clase	Kg/cm ²	2"	2½"	3"	3½"	4"	6"	8"	10"	12"	16"
			50	63	75	90	110	160	200	250	315
AA	6	46	59	70	84	103	150	187	235	296	375
AB	10	45	57	67	81	99	144	180	225	283	360
AC	16	42	53	63	76	93	135	173	215	270	345
AD	25	38	50	59	70	86	126	168	205	255	339

Fuente. Recuperado de "Abastecimientos de Agua", 1979, p.28 Caracas Venezuela.

En la tabla 5 se muestra las especificaciones del AWWA, que denomina las clases de tubería de acuerdo a la función de la presión máxima de trabajo en lbs/pulg².

Tabla 5. Clases de Tuberías en función de la presión.

Clase	Presión de trabajo lbs/pulg ²	Equivalencia en metros de columnas de agua
100	100	70
150	150	105
200	200	140
250	250	175
350	350	245

Fuente. Recuperado de "Abastecimientos de Agua", 1979, p.28 Caracas Venezuela

En la tabla 6 se puede observar la clasificación de acuerdo a su presión de acuerdo a las Normas ISO.

Tabla 6. Clase de Tuberías en función de la presión. Norma ISO.

Clase Kg/cm	Metros de agua	Presión en lbs/pulg2	Atmosfera
5	50	71.1	5
10	100	143.0	10
15	150	214.5	15
20	200	286.0	20
25	250	357.5	25

Fuente. Recuperado de "Abastecimientos de Agua", 1979, p.28 Caracas Venezuela

2.2.4.15 Colocación de Tuberías.

Las tuberías de distribución deben proyectarse para todas las calles a las que den frente una o más parcelas y procurando siempre forma mallas. (*Ibídem*). Deben de colocarse al lado de la calle que tenga mayor número de conexiones, y dejar el centro de la vía para las tuberías de aguas servidas. Ver figura 10.

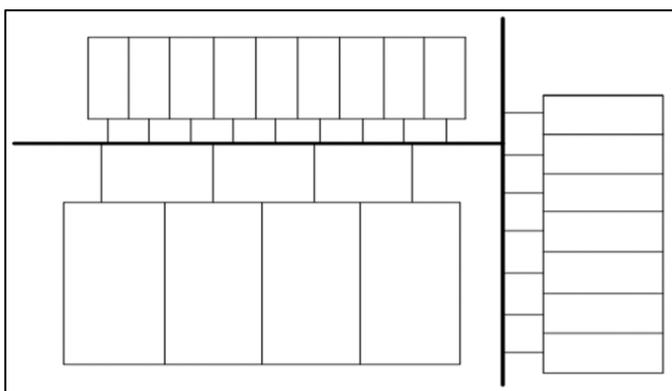


Figura 10. Colocación apropiada de una tubería de distribución de agua. Fuente: Arocha (1997)

Cuando se instalan tuberías para la conducción de agua potable, paralelamente a tramos de tuberías de recolección de aguas residuales, colector cloacal o ramal de empotramiento, se alejará una de otra la mayor

distancia libre horizontal posible. La distancia libre mínima horizontal exterior entre las tuberías para la conducción de agua potable y los colectores cloacales será de dos (2) metros, y la cresta del colector cloacal o ramal de empotramiento deberá quedar a una distancia vertical exterior, no menor de 0.20 metros por debajo de la parte inferior de la tubería de agua potable.

En ocasiones en las que circunstancias debidamente justificadas no permitan mantener la distancia vertical mínima de 0.20 metros entre ambas tuberías, se tomarán las precauciones necesarias para proteger la tubería de agua potable, tales como la utilización de juntas herméticas, y el recubrimiento del colector cloacal con envoltura de concreto resistencia de 28 días, de 140kg/cm², de 10 cm. de espesor como mínimo alrededor de toda la tubería y en una longitud igual a la del paralelismo entre ambos conductos, más un exceso de 1.50 metros en ambos extremos; o la utilización e instalación de cualquier otro material que garantice la ausencia de filtraciones en el colector cloacal, a juicio de la autoridad sanitaria competente, tal como lo señala el Artículo 33 de la Gaceta Oficial Extraordinario N° 4.103. En general, las profundidades mínimas y anchos de zanjas recomendados, a que deben de instalarse las tuberías y llaves de paso, medidas desde la rasante definitiva del pavimento de la calle al eje de tubería serán las especificadas en la Tabla 7

Tabla 7. Profundidades y anchos para zanjas minimos.

Diámetro Nominal Tubería. mm. (Pulg)	Profundidad de la Zanja (cm)	Ancho de la Zanja (cm)
100 (4")	70	45
150 (6")	89	53
200 (8")	90	60
250 (10")	105	65
300 (12")	120	75

Fuente. Recuperado del Artículo 37 de la "Gaceta Oficial N° 4103".

2.2.4.16 Selección de Diámetros y Cálculo de Presiones.

Una vez establecido el mallado, constituido por las tuberías principales y asignados los gastos correspondientes a cada tramo para el caso de análisis que se pretenda, se procede a determinar los gastos de tránsito. (*ibídem*).

Es preciso destacar que los cálculos de esta se basan en dos principios hidráulicos fundamentales:

- Ley de continuidad de masa en los nudos: el gasto de entrada en un nodo es igual al gasto que se tiene de salida, es decir, no considera fugas ni desperdicios.
- Ley de conservación de la energía en los circuitos: La suma algebraica de las pérdidas de carga en cada una de las líneas que componen la malla o retícula es nula.

El planteamiento de esta última ley implica el uso de una ecuación de pérdida de carga, bien sea la ecuación de Hazen & Williams o, la ecuación de Darcy & Weisbach. Cuales quiera que sea utilizada no alterara el proceso del método, que partirá de la suposición de los caudales iniciales en los tramos cumpliendo con la Ley de Continuidad de Masa en los nudos.

A. Fórmula de Darcy – Weisbach

Esta ecuación permite determinar la pérdida de carga causada por la fricción dentro de la tubería, evaluando apropiadamente a cada uno de los factores que la generan. Esto se debe a que esta fórmula trabaja con los valores de los coeficientes de fricción, por lo que puede ser utilizada para todos los tipos de flujo hidráulico (laminar, transicional y turbulento).

Puede ser planteada en función del diámetro de la tubería, esto la hace muy versátil al momento de realizar diseños y análisis de redes.

La ecuación de Darcy – Weisbach en términos del caudal se expresa de la siguiente forma:

$$h_f = \frac{8 * f * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (Ec. 4)$$

Donde:

h_f = Perdida de la carga por fricción

f = Factor de Fricción de Darcy

L = Longitud de la tubería (m)

Q = Caudal (m³/seg)

g = Gravedad

D = Diámetro de la tubería.

El factor “ f ”, es adimensional y varía de acuerdo a los parámetros de la tubería (rugosidad y diámetro) y del tipo de flujo (número de Reynolds). Por lo tanto, varía para flujos laminares y flujos turbulentos o en transición.

- **Para Flujos laminares:**

$$f = \frac{64}{Re} \quad (Ec. 5)$$

Dónde:

f = Factor de fricción o coeficiente de resistencia de Darcy Weisbach

Re = Numero de Reynolds.

- **Para flujo en transición y turbulento:** si se presenta un numero $2300 < Re < 4000$, se considera que el fluido presenta régimen de flujo transicional. En la zona de transición los valores de f son inciertos, ya que el flujo se comporta de manera dual, laminar y turbularmente, mostrando gran inestabilidad.

B. Formula de Hazen Williams

Es una ecuación empírica que permite determinar la velocidad del agua y para calcular la perdida de presión por cada pie de tubería en un diámetro conocido. Esta se ve limitada por usarse solamente para agua como fluido de estudio, pero tiene como ventaja que su coeficiente asocia la

rugosidad de la tubería y el tiempo que lleva de uso. Las pérdidas de carga por fricción son evaluadas mediante la expresión de Hazen Williams, como:

$$hf = \left(\frac{3,5866}{C * D^{2,63}} \right)^{1,851} * L * Q \quad (Ec. 5)$$

Dónde:

C = Coeficiente de Fricción.

L = Longitud (m)

D = Diámetro de la tubería. (m)

hf = Perdida de carga por fricción

Q = Caudal (m³/seg)

C. Método de Hardy Cross – Balanceo de Cargas para redes cerradas.

Es definido por Arocha (1979) como un “método de aproximaciones sucesivas por el cual sistemáticas correcciones se aplican a los flujos originalmente asumidos (gastos de tránsito) hasta que la red este balanceada”. p.53. El método de Cross corrige sucesivamente iteración tras iteración, los caudales en los tramos con la siguiente ecuación:

$$\Delta Q = - \frac{hf}{n * \frac{hf}{Q}} \quad (Ec. 7)$$

Donde:

ΔQ = Corrección de caudal

hf = Perdida de carga por fricción.

Q = Caudal (m³/seg)

n = Exponente del caudal, dependerá la ecuación de resistencia empleada.

2.2.5 Bombas y estaciones de bombeo.

Estos equipos son una parte importante de las redes, se encargan de transformar la energía con la que son accionados en energía del fluido, por lo tanto, permite garantizar realizar el transporte del mismo a todas a las zonas de la red. En los sistemas de abastecimiento de agua potable se puede requerir del diseño de estaciones de bombeo o rebombeo cuando por razones topográficas o configuraciones de la red, la fuerza de la gravedad no garantiza que el fluido logre cumplir con las presiones requeridas en los diferentes puntos de la red.

2.2.5.1 Consideraciones para la selección de un equipo de bombeo.

Al momento de realizar un diseño y selección de una bomba o una estación de bombeo, se deben de tomar en cuenta una serie de consideraciones y factores de diseño. Estos permitirían llevar a cabo una selección adecuada del equipo y ajustada a las necesidades del lugar del sitio en estudio. Entre estos criterios de diseño se encuentran los siguientes:

2.2.5.1.1 Gasto de bombeo

De acuerdo lo explicado por Arocha (1979) este “debe ser el correspondiente al consumo máximo diario”. p.361. Pero como ahora interviene una nueva variable, que será el tiempo de bombeo, es pertinente realizar un análisis de los gastos máximos y mínimos de las demandas en los consumos actual y futuro.

2.2.5.1.2 Carga dinámica total o Altura de bombeo

Esta será la altura contra la cual debe trabajar la bomba. Para la determinación de esta se deberá de considerar los siguientes factores:

A. Carga estática de succión.

Representa la distancia vertical entre el nivel mínimo de las aguas en captación y el eje horizontal pasando por el centro de la bomba. (*op.cit*,

p.366). Pueden ser positiva o negativa dependiendo de si el nivel en la succión está por encima o debajo del eje del equipo.

B. Pérdidas de carga del lado de la succión

Están determinadas por las pérdidas de carga por fricción en la longitud de tubería de succión; más las pérdidas menores ocasionadas por los accesorios existentes en dicho tramo. (*Ibídem*). Estos pueden ser válvulas de pies, codos, reducciones etc.

C. Carga estática de impulsión

Es la diferencia del nivel entre el eje horizontal de la bomba y la cota de rebose en el estanque o sitio de descarga.

D. Pérdida por fricción en la tubería de impulsión

Se encuentra definida como “J” en la expresión de Hazen-Williams tal y como se puede observar en la ecuación 8, representa las pérdidas de carga por la fricción de la tubería al pasar del agua en toda la longitud de la línea de bombeo. Este valor va a variar de acuerdo al gasto bombeado y al coeficiente de rugosidad “C” de la tubería.

$$J = \alpha * L * Q^n \quad (Ec. 8)$$

Donde:

J = Pérdida por fricción en metros

α = Coeficiente en función del diámetro y el coeficiente “c” de rugosidad de las tuberías que están en función de la clase del material

L = Longitud de la tubería en metros

Q = Gasto probable en Lts/seg

n = exponente que varía entre 1.85 a 2.00

E. Perdidas menores por accesorios en la tubería de impulsión.

Los accesorios colocados en la línea de impulsión, ocasionan perdidas de carga, las cuales pueden ser estimadas como longitudes equivalentes o en función del factor “K” correspondiente a cada accesorio.

2.2.5.1.3 Curvas características de las bombas y del sistema.

Arocha (1979) explica que estas curvas “establecen una relación entre caudal de bombeo y carga dinámica a vencer para una determinada velocidad de rotación. p.368. De igual forma hacen posible conocer la eficiencia y la potencia necesaria para la condición señalada. Para realizar la selección del equipo adecuado se debe de revisar las curvas de los equipos y las bombas que permitirán conocer y comparar el rendimiento de diferentes equipos bajo una misma condición, dentro de un rango de eficiencia para el trabajo.

A. Curva de la Bomba

Puede ser conseguida en los catálogos de los fabricantes, y representa al Caudal contra la cabeza total del equipo (Q vs H_m), en esta también puede apreciarse el porcentaje de eficiencia. La curva característica se da para una determinada velocidad del motor y diámetro del rotor. Pueden ser inclinadas o planas, esto implica que, al variar la altura dinámica, la variación en caudal es grande en comparación con el caso de una curva inclinada en donde la variación de caudal es menor

B. Curva del Sistema

Esta representa la cantidad de energía que hay que suministrar para satisfacer la altura estática y las pérdidas de energía en la estación de bombeo con diferentes caudales. En la medida en que el caudal es mayor las pérdidas por fricción y accesorios son mayores. Puede que un sistema presente varias curvas debido a que, ante la presencia de elementos con niveles de agua variables como los tanques de almacenamiento, se representara una curva distinta.

C. Punto de operación de la Bomba

Después de haber construido la curva de la bomba y la del sistema, encontrar el punto de operación de la bomba es relativamente sencillo. El punto de operación se refiere al caudal que está siendo enviado y la cabeza suministrada por la bomba. Dicho punto es el corte de las dos curvas anteriores, esto se puede observar en la Figura 11.

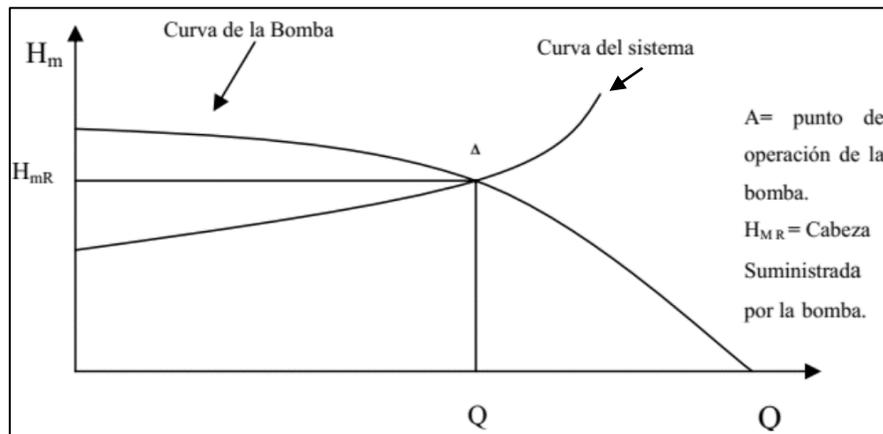


Figura 11. Punto de operación de la bomba con Curvas de la Bomba y Sistema. Fuente: Hidalgo 2009

2.2.5.2 Tipos de Bomba.

Las bombas hidráulicas más frecuentemente utilizadas en los abastecimientos de agua, son las centrífugas: Horizontales, verticales y las bombas sumergibles.

2.2.5.2.1 Bombas centrífugas horizontales.

Son bombas cuyo eje es horizontal, sirve de apoyo a uno o varios impulsores giratorios que generan el movimiento del agua, principalmente debido a la acción de una fuerza centrífuga. (*op.cit*, p.381). Estas poseen la ventaja de que pueden ser ubicadas en un sitio distante del punto de captación lo que hace posible escoger un lugar de instalación más favorable en lo que respecta a la posibilidad de inundación, mejor terreno para fundación, acceso, etc.

2.2.5.2.2 Bombas centrífugas verticales.

También se les llama turbo bomba o bombas tipo pozo profundo; en realidad son bombas centrífugas cuyo eje es vertical y sobre el cual se apoya un determinado número de impulsores que elevan el agua por etapas. (*Ibídem*). Estas al tener que ser ubicada directamente sobre el punto de captación, ven limitada su aplicación a pozos profundos.

2.2.5.2.3 Bombas sumergibles.

Son bombas casi exclusivamente utilizadas en casos de pozos profundos y su denominación obedece a que tanto la bomba como el motor se sumergen en la fuente misma. (*Ibídem*). Estas presentan la desventaja de que cuando son usadas en pozos profundos con niveles de bombeo muy bajo, se hace difícil la selección de un equipo debido a las desviaciones en la verticalidad de los pozos, que produce doblamiento de los ejes y acelera el desgaste de los mismos. En la figura 12, se puede observar cómo están compuestos estos equipos.

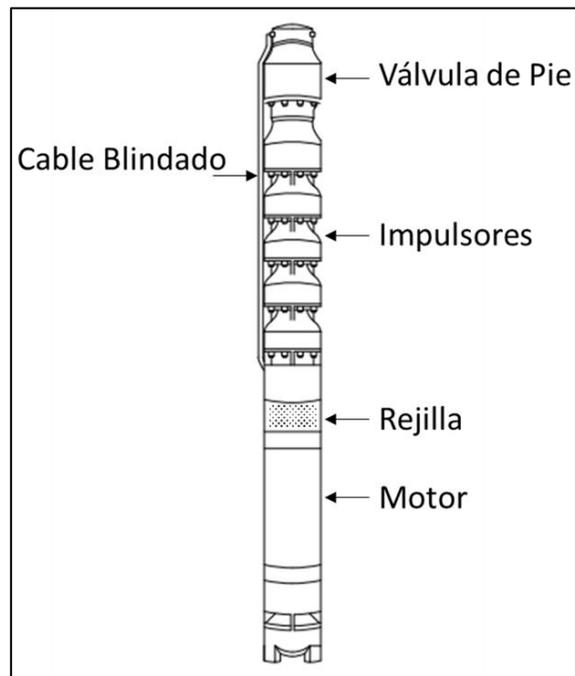


Figura 12. Bomba sumergible Modelo Típico de 4 Impulsores. Fuente. Autor

2.2.5.3 Edificaciones complementarias.

Estos serán los complementos que integrados permiten mantener el control de los equipos y al mismo tiempo los protegerá de diversas condiciones ambientales o contaminantes que pudieran entrar en el sistema. Los materiales utilizados en las edificaciones deben requerir poco mantenimiento y prever posibilidades de ampliaciones futuras. Estas edificaciones por lo general consisten en casetas de bombas y cercos perimetrales.

2.2.5.4 Consideraciones hidráulicas.

Se deben de tomar en cuenta todos aquellos fenómenos hidráulicos que puedan comprometer la operatividad de las redes de distribución, causando fallas en los equipos o tuberías que forman parte de todo el sistema. Realizar esto ahorrara costos económicos por reparaciones, reemplazo de equipos y de igual forma evitara las molestias sociales por escasez del servicio de agua por cortes de reparación.

2.2.5.4.1 Golpe de ariete

Twyman (2009) nos explica que este “aparece en las redes de tuberías cuando el estado de flujo permanente es perturbado mediante la modificación de la velocidad del flujo, en general este puede ser causado por la apertura o cierre de válvulas”. p.2. El nombre de golpe de ariete proviene del sonido que generalmente acompaña al fenómeno, similar al ruido de un martillo golpeando una tubería. El efecto más severo del golpe de ariete se produce generalmente cuando las bombas detienen su funcionamiento, dando a lugar a presiones de aire excesivas que pueden causar serios daños en las tuberías y demás mecanismos hidráulicos en el sistema.

2.2.5.5 Accesorios complementarios.

Para lograr un funcionamiento óptimo las estaciones de bombeo requieren de diferentes elementos como los son las válvulas, controles

eléctricos, supresores, juntas, manómetros, etc. Estos permitirán llevar un control de las diversas condiciones de operación que se puedan presentar además de prevenir fallas en el sistema.

2.2.5.5.1 Válvulas

Estos elementos son auxiliares indispensables para la adecuada operación, mantenimiento y seguridad de los sistemas de conducción de los fluidos. Entre las más comunes se encuentran las siguientes:

A. Válvulas de Retención

Mijares (1983) nos señala que “son usadas para permitir el flujo en la tubería en un solo sentido”. p.54. También son conocidas como válvulas anti-retorno, uniflujo o *check*. Se utilizan cuando se pretende mantener la presión en una tubería, mientras la alimentación se encuentra en descarga, evitando así que el fluido regrese a la misma.

B. Válvulas de Paso.

Estas se encargan de obstruir en un momento dado el paso del agua de un punto a otro en la tubería. (*Ibídem*). También son conocidas como válvulas de ángulo, válvulas de globo o de compuerta. El uso de estas dependerá de las necesidades de operación. Son las más usadas en el sistema ya que utilizan las intersecciones para cortar el flujo, esto permite realizar reparaciones en los distintos tramos de tubería sin tener que afectar a toda la red.

C. Válvulas de altitud.

Son utilizadas para evitar el rebose de tanques de almacenamiento (*ibídem*). Estas pueden funcionar por diferenciales de presión o controles eléctricos que a su vez se encargaran de accionar o apagar las bombas de acuerdo a lo requerido en el sistema.

D. Válvulas de admisión y expulsión de aire.

Se colocan en determinados sectores de la tubería para permitir la entrada o salida del aire, cuando así se requiera durante diferentes fases de operación. También conocidos por el nombre de ventosas. Arocha (1979) nos señala que “la acumulación de aire en los puntos altos provoca una reducción del área de flujo del agua, y consecuentemente se produce un aumento de las pérdidas y una disminución del gasto”. p.178.

Esta acumulación de aire en los puntos altos compromete el funcionamiento del sistema, debido a que puede provocar golpes repentinos e intermitente similares a los producidos por los golpes de ariete. La colocación de las ventosas constituye un factor de seguridad, que garantizara la sección útil de las tuberías. La tabla 8 nos muestra cuales son los diámetros de ventosa en función del diámetro de la tubería de acuerdo a las Normas INOS.

Tabla 8. Diámetros de ventosa en función de Diámetro de Tubería

\emptyset Tubería	\emptyset Ventosa Manual	\emptyset Ventosa Automática
12"	4"	$\frac{3}{4}$ "
14"	4"	$\frac{3}{4}$ "
16"	6"	1"
20"	6"	2"
18"	6"	2"
24"	8"	2"
30"	8"	2"

Fuente: Recuperado de “Abastecimientos de Agua”, 1979, p.28 Caracas Venezuela

E. Válvulas reductoras de presión.

Producen en su interior una pérdida de carga constante, cualquiera que sea la presión de entrada y el gasto. (*op.cit*, p.182). Estas tienen la función de proteger a las tuberías de sobrepresiones y pueden ser instaladas

en las líneas de aducción porque en estas no hay requerimiento de mantener las presiones limitadas por razones de servicio.

F. Válvulas reguladoras de presión

Se usan para mantener una presión constante en la descarga, aunque en la entrada varíe el flujo o la presión. (*ibidem*). Debido a su configuración y funcionamiento, estas son más útiles dentro de las redes de distribución que en las líneas de aducción. Al igual que las ventosas estas protegen a las redes de aumentos de presiones repentinos.

CAPITULO III

MARCO METODOLOGICO

3.2 Tipo de Investigación

La investigación fue ejecutada bajo la metodología de una Investigación de Campo o diseño de campo, esto se debe a que la obtención de datos se dará directamente en el lugar donde se realiza la investigación sin alterar las condiciones que se presentan en él. Coincidiendo con lo enmarcado por Arias (2012) que define la investigación de campo como “aquella que consiste en la recolección de datos directamente de los sujetos investigados, o de la realidad donde ocurren los hechos (datos primarios), sin controlar ni manipular variable alguna”. (p.31).

De igual forma, se manejaron datos secundarios provenientes de fuentes bibliográficas, que permitirán elaborar las referencias teóricas. En referencia a esto Arias (2012) señala “son los datos primarios obtenidos en el campo son los que permitirán diseñar la solución al problema”. (p.31). Para lograr esto se hará uso de los métodos característicos para resolución de paradigmas, enfocándose en explicar sus causas y efectos.

3.3 Nivel de Investigación

De acuerdo a las características del trabajo, este pertenece al nivel de investigación descriptivo. El cual Arias (2012) define como “la caracterización de un hecho, fenómeno, individuo o grupo, con el fin de establecer su estructura o comportamiento”. (p.24). Mediante este tipo de investigación se obtuvieron resultados de un nivel intermedio en cuanto a la profundidad de los conocimientos se refiere.

Por lo tanto, se procedió a realizar el diagnóstico de la problemática existente en el sistema de abastecimiento de agua potable, en base a observaciones directas y entrevistas que se realizaran al personal que residen en el campamento, y de esta forma realizar el planteamiento

En este sentido se realizó la evaluación del sistema de abastecimiento de agua potable, mediante el cálculo y simulación hidráulica de la red. Se realizó un diseño optimizado donde se garantice un buen desempeño y una larga vida útil del sistema.

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

3.4.1 Revisión Documental o Bibliográfica

Es evidente que debido a la naturaleza del tema de la investigación fue necesario revisar otras fuentes para poder obtener información relevante al respecto. En referencia a esto Arias (2012) señala que “la investigación documental es un proceso basado en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e interpretación de datos secundarios”. (pag.27). Por lo tanto, se consultaron diversas referencias bibliográficas, normas, gacetas, y libros.

3.4.2 Observación Libre

Según Sabino, (1997) es “el uso sistemático de nuestros sentidos orientados a la captación de la realidad que queremos estudiar”. (p.90). En esta investigación se aplicó esta técnica debido a que se procedió a evidenciar y visualizar de cerca la problemática presentada en el Campamento de la empresa PDVSA Sinovensa, se emplearon instrumentos tales como: diarios de campo, libreta o cuaderno de notas, cámara fotográfica y cámara de video.

3.4.3 Entrevistas no estructuradas

Estas son definidas por Ander, (1993) como “preguntas abiertas las cuales se responden dentro de una conversación, la persona interrogada da una respuesta con sus propios términos, de un cuadro de referencia a la cuestión que se ha formulado”. (p.227). Por lo tanto, se realizaron una serie de entrevistas informales a una porción de los residentes del campamento, así como también al personal de la Gerencia de Servicios Generales. En

estas no se utilizaron ningún tipo de guía con preguntas elaboradas, pero fueron orientadas por los objetivos establecidos en la investigación.

3.4.4 Análisis de Datos.

Luego de realizar las entrevistas, recopilar la información de proporcionada por la Gerencia de Servicio Generales y la obtenida en el campo mediante se procedió a analizar estos datos. Esto permitió identificar las deficiencias y carencias en el sistema de abastecimiento actual; de acuerdo estas se procedió a plantear las recomendaciones y un diseño optimizado a las necesidades del sitio.

3.4.5 Utilización de Software.

Se requirió el uso de diversos programas que permitieron realizar el desarrollo del proyecto:

- AutoCAD2014: es un software que posee herramientas de dibujo asistido por computadora, estas fueron utilizadas para la realización del Modelo Digital de Terreno y los planos necesarios
- WaterCAD v10.0: permite realizar análisis, modelación y gestión de redes a presión, se usaron sus potentes recursos para evaluar la red presente y la mejora propuesta.
- Maprex 7.2.7: se requirió de esta para la elaboración del presupuesto y establecer el costo estimado de la obra.

3.4.6 Herramientas y Equipos.

- Computadora Portatil Hp 420
- Impresora Cannon
- Calculadora Casio fx-350 ES
- Cinta Metrica
- Herramientas de oficina: Tales como Cuadernos de notas, papel bond para la impresión de documentos, lapices, boligrafos, etc.

CAPITULO IV

ANALISIS DE DATOS Y RESULTADOS

4.1 Revisión del comportamiento hidráulico del acueducto presente en el Campamento Sinovensa.

El Campo Residencial Morichal surte a sus instalaciones mediante un múltiple de recolección que capta las aguas subterráneas que derivan de pozos de agua dulce, este caudal de agua es enviado a través de una tubería de 8 pulgadas a la salida del múltiple con una reducción de 6 pulgadas hasta la llegada a la planta de tratamiento donde el agua cruda se procesa, y finalmente se distribuye a través de una tubería matriz con un diámetro de que varía de 3" a 4" y que surte a todos los sectores del campo, como se muestra en la Figura 13 y 14. Dentro de esta red se presentan diferentes tipos elementos que permiten controlar la presión y el caudal que entra al campo.

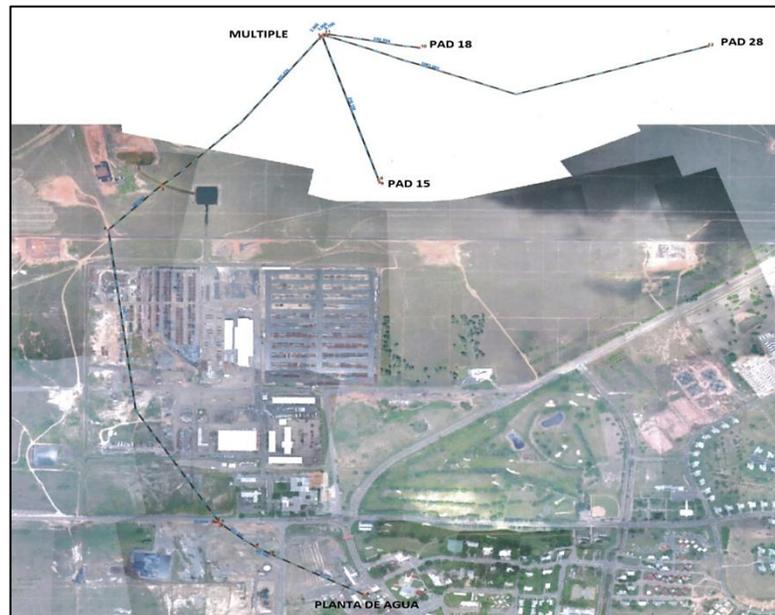


Figura 13. Ubicación de los PDA. Fuente: Andrade, R. (2012)

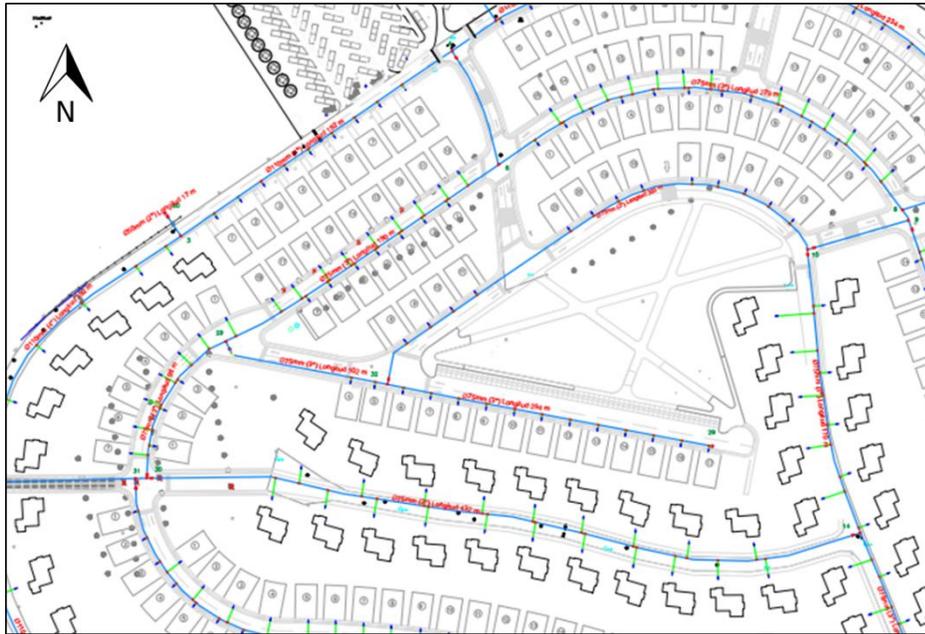


Figura 14. Recorrido de la tubería matriz dentro del Campo Petrolero Morichal. Fuente: Andrade R. (2012)

De esta misma tubería matriz el Campamento Sinovensa realizó una conexión domiciliar que apoyada con tres tanques de almacenamiento de 25000 litros e hidroneumáticos se encarga de suplir la demanda del vital líquido en sus instalaciones, tal y como se muestra en la Figura 15.

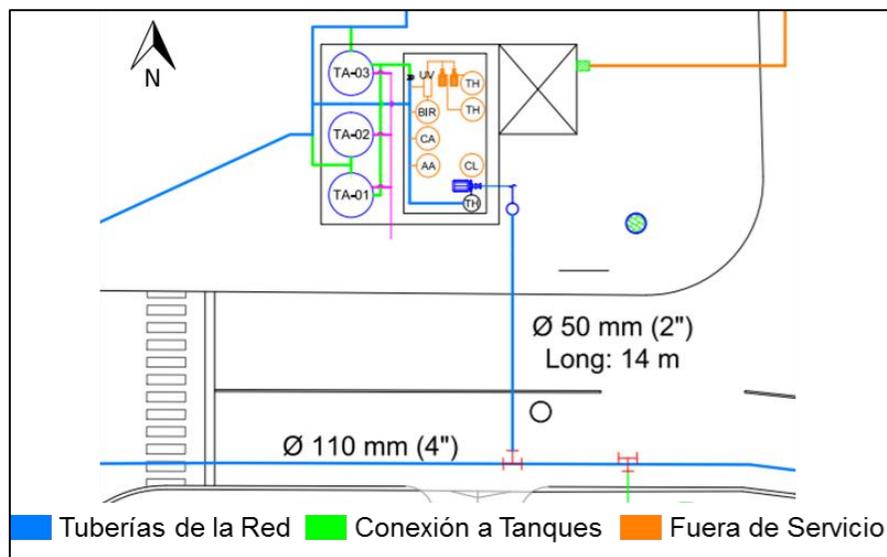


Figura 15. Conexión del Campamento Sinovensa a la Red Matriz del Campo Morichal. Fuente: Autor

En adición a estos en la red se halla un sistema de potabilización, pero este se encuentra actualmente fuera de servicio por lo tanto la calidad del agua que llega a los residentes del campamento dependerá de la que sea proporcionada por el campo. De acuerdo a las especificaciones de la empresa que realizó la instalación “Hidrocaven”, la Planta Potabilizadora poseía una capacidad de 60 m³/Día. En la Figura 16 se puede visualizar las condiciones actuales de esta.



Figura 16. Planta Potabilizadora del Campamento Sinovensa. Fuente: Autor

Este se encuentra conformado por 5 etapas de purificación que consisten en:

- Cloración: Mediante una bomba dosificadora de cloro se añade la solución de hipoclorito sódico que realiza una desinfección microbiana.
- Filtro de Arena y Antracita: se encarga de remover material que se encuentre suspendido, como el barro sarro o cualquier otro sólido presente en el agua.

- Filtro de Carbón Activado: se utiliza para filtrar químicos y microorganismos nocivos, elimina el exceso de metales pesados que se puedan encontrar y mejora el sabor y color del agua.
- Filtro de Birm: Remueve restos de hierro disuelto y manganeso en bruto presentes en el agua. Actúa como catalizador para mejorar la reacción entre el oxígeno disuelto y el hierro, produciendo hidróxido férrico que es fácilmente filtrado por las características físicas del Birm.
- Lámpara de luz ultravioleta: mediante la iluminación del flujo del agua con las lámparas de silicio y cuarzo, elimina los agentes patógenos restantes en el agua.

Este sistema era controlado por un tablero eléctrico que mostraba cuales son los niveles de los tanques, sistemas operativos y fallas que se podían presentar durante la operación del mismo. Al no encontrarse operativo el personal se vio obligado a realizar modificaciones a este para lograr la instalación de un *breaker* que permite la activación manual de una bomba hidroneumática de agua de 3 caballos de fuerza, de la marca Pedrollo. En la Figura 17 se puede observar cómo se realizó esta instalación, mientras que la Figura 18 nos muestra el estado actual del tablero eléctrico.



Figura 17. Breaker Instalado para la Bomba Hidráulica que surte al campamento. Fuente: Autor



Figura 18.. Estado actual de Tablero eléctrico de la Planta potabilizadora del Campamento Sinovensa. Fuente: Autor.

Esta bomba hidroneumática realiza la toma de agua de la matriz del campo mediante una abrazadera rápida o “ladrón” de 2 pulgada por 1 Pulgada, y tiene una potencia de 3 Caballos de fuerza, pero tal como se muestra en la Figura 19 esta presenta fugas en la conexión del equipo al hidroneumático.



Figura 19. Conexión de Bomba Hidroneumática con fuga. Fuente: Autor.

El caudal de que lograr capturar esta misma es almacenado en los tanques almacenamiento de 25000 litros, que luego distribuyen a través de las redes el vital líquido a todo el sistema. Es pertinente señalar que debido a las variaciones de caudales en la tubería matriz el personal de SSGG realizo la adaptación de una tubería de 4 pulgadas a los tanques, de donde se conecta una cisterna cuando sea requerido. Esta se puede observar en la Figura 20.



Figura 20. Conexión de 4 pulgadas para cisternas. Fuente: Autor

La conexión a su vez suele servir como parte de un plan de contingencia, en caso de presentarse una falla en el equipo de bombeo. Esta modificación de también toma en consideración el estado actual en que se encuentra el equipo de bombeo, y que una falla de tipo eléctrico en el mismo es probable. En la red también se encontró que hay un tanque subterráneo que se encuentra actualmente fuera de servicio, este posee una capacidad

de 25000 litros. No se encuentra operativo debido a la falta de trabajos de saneamiento En la figura 21 se puede observar la ubicación del mismo y el estado de sus alrededores.



Figura 21. Estado actual Tanque subterráneo del Campamento Sinovensa. Fuente: Autor

Para lograr la presión requerida en todos los puntos del campamento se realizó la instalación de 3 bombas hidroneumáticas, 2 de estas dirigen sus caudales a las parcelas mientras que la última apoyada con un tanque de almacenamiento de 2000 litros se encarga de suplir las instalaciones de la cocina, comedor y sanitarios. Tal y como lo muestra la Figura 22.



Figura 22. Bomba y Tanque de Almacenamiento para la Cocina, Comedor y Sanitarios. Fuente: Autor.

4.2 Trazado de la Red Actual.

Para la realización del análisis fue necesario recopilar toda la información necesaria de la zona de estudio mediante visitas de campo y reuniones con la Gerencia de Servicios Generales; estos proporcionaron varios planos generales del área del Campo Petrolero Morichal y del Campamento Sinovensa. Aunque parte de la información encontrada estaba desactualizada, esta fue usada como referencia para ubicar la red, sus nodos y la altura de los mismos.

Se observó que al diseño de la red de acueducto del Campamento Sinovensa se le han realizado una serie de modificaciones, que han logrado solventar problemas o fallas en el sistema garantizando la operatividad del mismo. El trazado de la red encontrado fue realizado utilizando el espacio central de las parcelas del campamento, para trasladar las tuberías a lo largo de estas. Quedando en perpendicular con los *tráilers*, tal y como se puede apreciar en la Figura 23, y con más detalle en el anexo AC-2

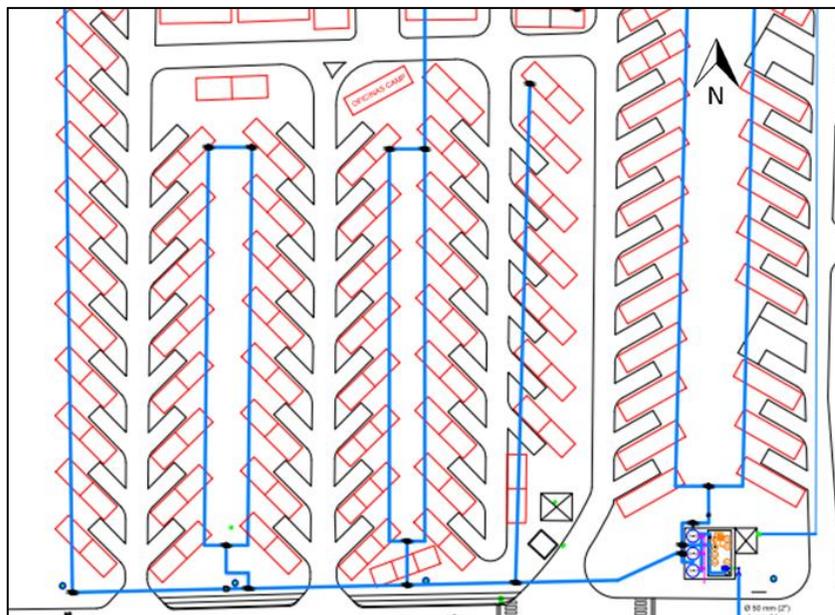


Figura 23. Trazado de la Red de Distribución del Campamento Sinovensa. Fuente: Autor

La red analizada cuenta con 33 Nodos y 44 tramos de tuberías, estos pueden ser apreciados con mayor detalle en el Anexo A donde se presentará el trazado, la simbología asignada y los accesorios en el sistema. Para el análisis de la misma se tomó como referencia los criterios establecidos por las gacetas 4004 y 4013 que son las normativas de diseño vigentes del país.

4.3 Determinación del Consumo Actual y Futuro del Campamento Sinovensa.

El Campamento cuenta con la cantidad de 98 *trailers* en uso, de los cuales 94 son de uso habitacional. Entre estos se hallan 70 *trailers* de 2 habitaciones y 24 de 3 habitaciones (módulos de soltero). En la figura 24 y 25 se pueden observar cómo están conformados cada uno de estos.



Figura 24. Trailer de 2 Habitaciones. Fuente: Autor

Para la realización del análisis se consideró que los todos los *tráileres* poseen sus habitaciones ocupadas, por lo tanto, se maneja que en el campamento se halla una población residente de 212 personas.



Figura 25. Trailer de 3 habitaciones. Fuente: Autor.

Adicionalmente dentro del campamento se encuentra un nuevo emplazamiento que se encuentra sin uso, debido a que no se ha realizado las conexiones eléctricas y la conexión a la red de agua del campo. Este nuevo emplazamiento cuenta con 45 *trailers* que cuentan con 3 habitaciones cada uno, en la Figura 26 se puede apreciar como son estos y las condiciones en que se encuentran los mismos.



Figura 26. Trailer del nuevo emplazamiento del campamento. Fuente: Autor.

La configuración de este emplazamiento a diferencia del anterior no utiliza el centro de las parcelas, pero logra mantener una forma de red mallada cerrada. En la Figura 27, se puede observar la configuración de este mismo y en el Anexo AC-2 se logrará apreciar con más detalle la ubicación de este dentro de las instalaciones del campamento.

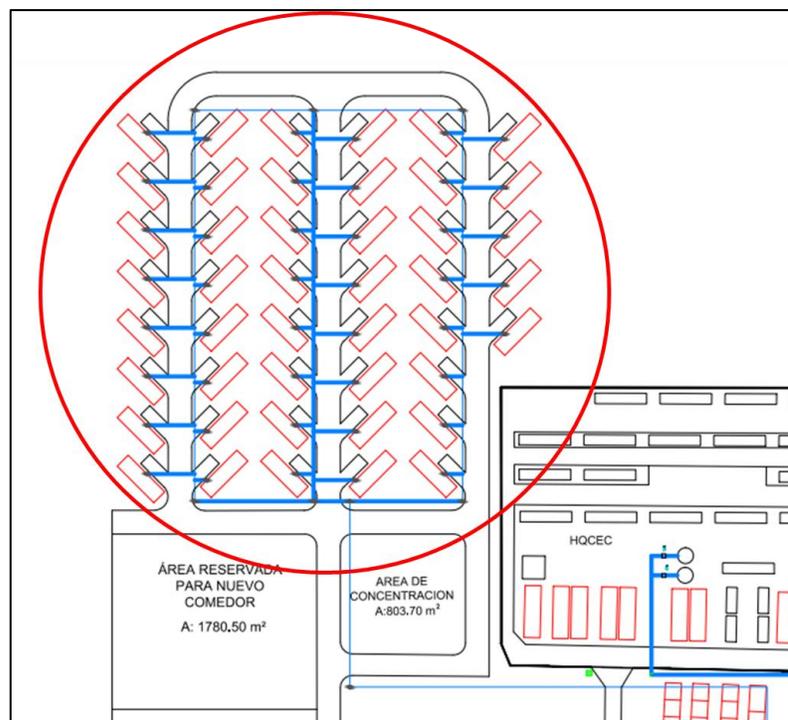


Figura 27. Ubicación del nuevo emplazamiento. Fuente: Autor

El nuevo emplazamiento daría albergue para 135 nuevos residentes, que representaría un aumento en la población del 63,67%.

Es importante señalar que dentro de las instalaciones del campamento hacen presencia las filiales petroleras CNPC y HQCEC. Estos poseen habitaciones tipos casas modulares y *trailers* respectivamente. Ver Figura 28 y 29



Figura 28. Trailer de habitaciones de HQCEC. Fuente: Autor.



Figura 29. Casas prefabricadas de CNPC. Fuente: Autor.

Al igual que en el caso de las habitaciones de Sinovensa estos se surten de agua mediante a una conexión a la tubería matriz del Campo Morichal. En la figura 30 podemos observar cómo se encuentran organizados y parte de las conexiones de la red de agua potable, esto se puede observar con más detalle en el Anexo AC-2

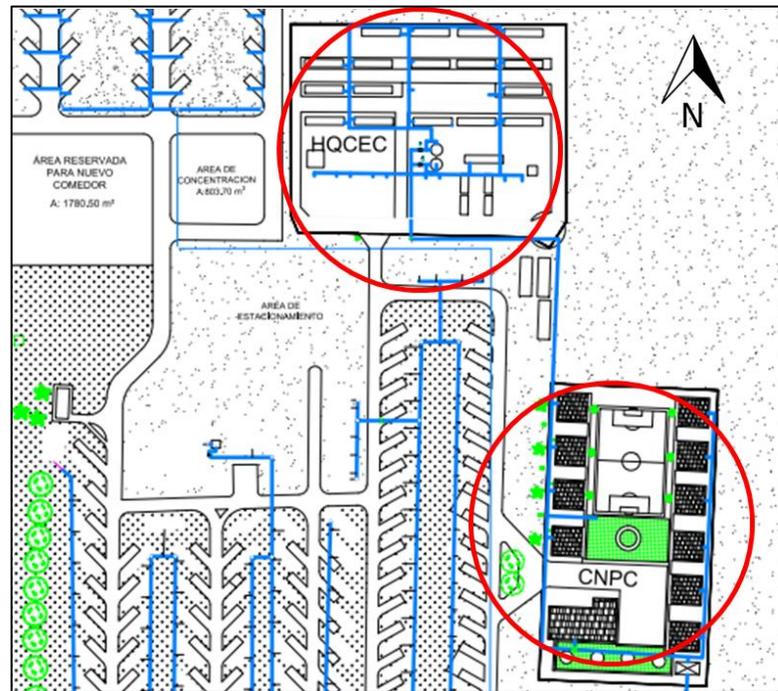


Figura 30. Ubicacion de Campamentos de CNPC y HQCEC. Fuente: Autor

Estos *trailers* y casas al igual que los de los primeros emplazamientos no poseen un área superior a los 200 m², por lo tanto, de acuerdo al Artículo 109 de la Gaceta 4044 a ambos se le asigna una dotación diaria de 1500 litros por día. Aunque es pertinente señalar que esta dotación se encuentra por encima de lo requerido para estas edificaciones, de acuerdo a los resultados de las mediciones de consumo realizados por Renny Andrade, en su trabajo de investigación mediante mediciones demostró que el gasto diario para un tráiler es de 429 lts/día. Esto asegura que si trabajamos con los valores de la gaceta se estará garantizando suplir los consumos reales del campamento.

En adición a estas edificaciones en el sitio se presentan oficinas, lavandería, cocina, comedor y sanitarios públicos; el consumo diario de estas de igual forma se puede determinar por lo señalado en la Gaceta 4044, pero esta vez nos dirigimos al Artículo 110 y 115, de donde obtenemos que para:

- a) 1 Oficina con 44 m², una dotación de 264 lts/día
- b) 1 Sala de Juegos con 10 m² de área útil una dotación de 60 lts/día.

- c) 1 Comedor con un área útil de 20 m² una dotación de 120 lts/día.
- d) 1 *Trailer* de Sanitarios de 48 m² en total, una dotación de 288 lts/día.
- e) 1 Cocina con 144 m² de área útil una dotación requerida de 7200 lts/día
- f) 1 lavandería con 5 lavadoras con capacidad de 12,5 kg por ciclo de lavado una dotación de 2500 lts/día

Recopilando toda la información se logró establecer cual él es consumo actual y cuál sería el consumo futuro considerando las edificaciones que se tienen planteadas en el campamento, tal y como se muestra en la Figura 31. En esta grafica de barras verticales son a su vez una representación del crecimiento planificado que se tiene en el campamento.

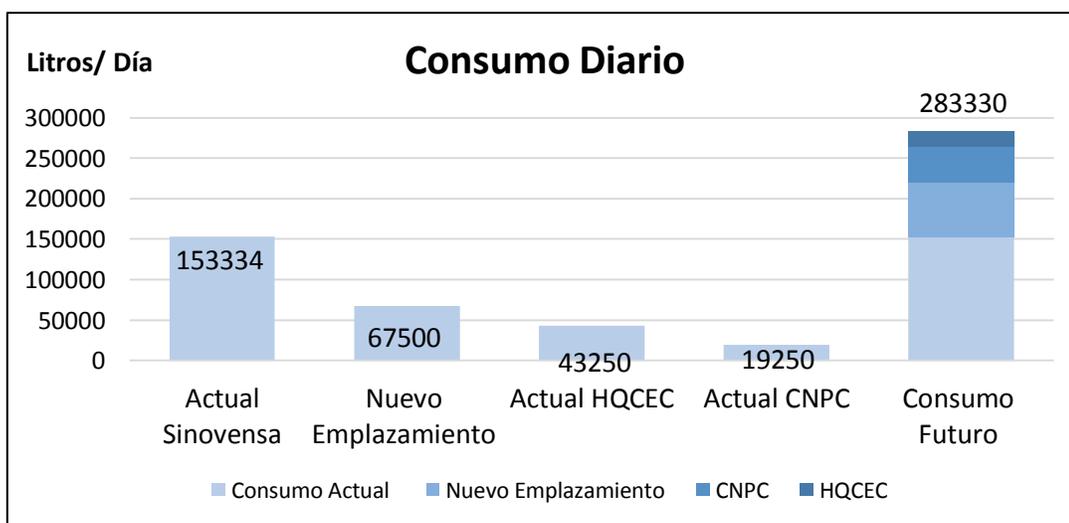


Figura 31. Consumo Actual y Futuro del Campamento Sinovensa (Litros/Día). Fuente: Autor.

Conocer estos consumos permitió realizar el cálculo de los gastos de diseño que luego fueron distribuidos en los nodos de la red para llevar a cabo el análisis de la misma.

4.3.1 Caudal Medio

Este formo la base del análisis de la red, se realizó para la población actual y futura. Tal como lo indica la ecuación 1 este viene dado de acuerdo

al tipo de edificación y la dotación indicada por la norma. En este caso la inserción de los consumos se realizará por puntos de gasto, esto significa que el cálculo que se realizó fue para cada tipo de edificación.

Datos:

Tipo de Edificación: *Trailer*

Nº de edificaciones: 1

Área a servir por edificación: 48 m²

Dotación por norma: 1500 lts/día

$$Q_m = \frac{N \text{ de edificaciones} \times \text{Dotaciones}}{86400 \text{ lts/seg}}$$

$$Q_m = \frac{1 \times 1500 \text{ lts/día}}{86400 \text{ lts/seg}} = 0,0174 \text{ lts/seg}$$

$$Q_m = 0,0174 \text{ lts/seg}$$

4.3.2 Caudal Medio Diario

De acuerdo a lo planteado en la ecuación 2 se establece incrementar el consumo medio por un factor K_1 , que está basado en estudios previos de variaciones de gasto. En este caso se asumió un $K_1=1,25$ como se muestra a continuación en el ejemplo de cálculo:

Datos:

Tipo de Edificación: *Trailer*

Nº de edificaciones: 1

Área a servir por edificación: 48 m²

$$Q_m = 0,0174 \text{ lts/seg}$$

$$K_1 = 1,25$$

$$Q_{md} = K_1 * Q_m$$

$$Q_{md} = 1,25 * 0,0174 \text{ lts/seg} = 0,0217 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{md} = 0,0217 \text{ lts/seg}$$

4.3.3 Caudal Máximo Horario

En este el Consumo Medio es incrementado por un factor K_2 , de acuerdo a lo que se menciona en la ecuación 3. En este estudio se asumió un valor de $K_2=2,5$ que fue tomado de acuerdo a lo que planteo Arocha (1979). En el ejemplo de cálculo se puede apreciar el procedimiento:

Datos:

Tipo de Edificación: *Trailer*

Nº de edificaciones: 1

Área a servir por edificación: 48 m²

$$Q_m = 0,0174 \text{ lts/seg}$$

$$K_2 = 2,5$$

$$Q_{mh} = K_2 * Q_m$$

$$Q_{mh} = 2,5 * 0,0174 \text{ lts/seg} = 0,0435 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{mh} = 0,0435 \text{ lts/seg}$$

4.3.4 Caudal de incendio

Tomando en cuenta la población que reside en el campamento y aplicando lo indicado en la fórmula 4, fue calculado el caudal de incendio.

Datos:

Tipo de Edificación: *Trailer*

Nº de edificaciones: 1

Área a servir por edificación: 48 m²

$$Q_m = 0,0174 \text{ lts/seg}$$

Población: 347 hab

Mijares (1983) señala que cuando una población de diseño es menor a 2000 habitantes, el índice "i" de gasto por incendio es igual a cero.

$$i = 0$$

$$Q_{inc} = 1,8 * Q_m * i$$

$$Q_{inc} = 1,8 * 0,0174 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{inc} = 0,0313 \text{ lts/seg}$$

4.4 Uso del Software AutoCAD 2014

Este fue utilizado para la generación del modelo digital de terreno (MDT), tomando como referencia las coordenadas y curvas de niveles que se encontraron en los planos suministrados por la Gerencia de Servicios Generales. Este permitió determinar las elevaciones de los nodos en el área de estudio, además de mostrarnos una apreciación más exacta del terreno en el área de estudio.

4.5 Uso del Software WaterCAD V10.00.00.50

El programa WaterCAD permitió realizar diseños, análisis y simulaciones hidráulicas. Haciendo uso de las metodologías de Hazen-Williams y Darcy-Weisbach, en conjunto con la ecuación de Colebrook-White y la ecuación de Manning. El mismo permite modelar la mayoría de los componentes hidráulicos que se pueden hallar en un sistema de distribución de agua potable.

De igual forma en este es posible manejar y simular diferentes escenarios con la finalidad de evaluar el comportamiento del sistema de distribución bajo diferentes demandas, calidades de agua y situaciones críticas.

4.5.1 Configuración del modelo

Al dar inicio a el programa se mostrará la ventana de bienvenida de WaterCAD V10, tal y como se muestra en la Figura 32. En esta se procede a seleccionar la opción de “*Create New Hydraulic Model*”, para así poder tener acceso a interfaz gráfica del programa.

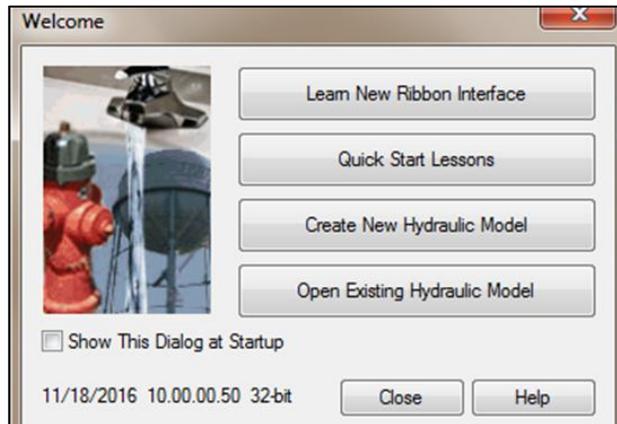


Figura 32. Ventana de bienvenida del Software WaterCAD. Fuente: Autor

Luego se procedemos a introducir los datos del proyecto, para esto entramos en la opción “*File*”, y luego en la opción “*Hydraulic Model Properties*”, en esta ventana podemos ingresar los datos de identificación del proyecto, nombre del ingeniero, fecha y algún comentario referente al proyecto que pueda ser de interés. Ver Figura 33.

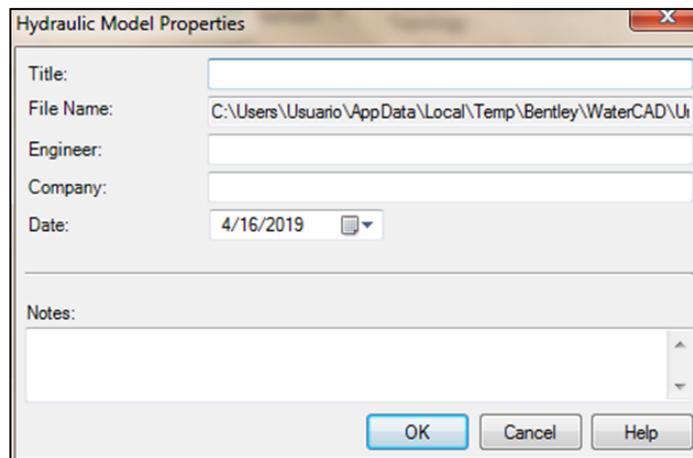


Figura 33. Ventana de propiedades del Modelo Hidráulico en WaterCAD. Fuente: Autor.

Seguido a esto se debe de configurar las unidades y etiquetas con las cuales se van a trabajar en el proyecto, para esto debemos de entrar en la opción “*Tools*” y hacer clic en la sección de “*More*”. Así obtendremos acceso a la ventana de “*Options*” donde se encuentran las pestañas de “*Units*” y “*Labeling*”. Como se muestra en la Figura 34 en estas se pueden

editar las unidades que se encuentren por defecto, como también el texto indicador de los componentes hidráulicos del sistema.

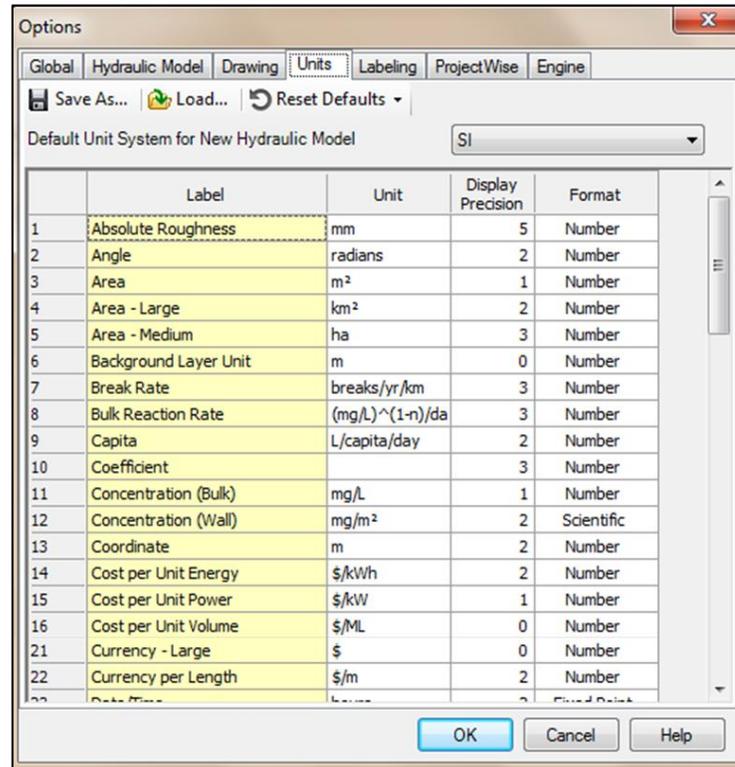


Figura 34. Ventana de Opciones de WaterCAD. Fuente: Autor.

Continuamos configurando ahora los datos necesarios para el análisis de la red, para esto nos dirigimos a la pestaña de “*Analysis*” y seleccionamos “*Options*”, esto nos dará acceso a las “*Calculation Options*” donde podremos seleccionar el método de cálculo de las presiones, el coeficiente de fricción de las tuberías, el tipo de líquido que es transportado en las tuberías y su temperatura.

Es conveniente señalar que, para la realización de este proyecto, se trabajó bajo un Análisis Hidráulico en periodo estático, utilizando el coeficiente de fricción de Hazen-Williams para tuberías de PVC de “*C=150*” con una temperatura del agua a 20°C. Todos estos parámetros fueron colocados añadidos en las opciones de cálculo, como se puede observar en la Figura 35.

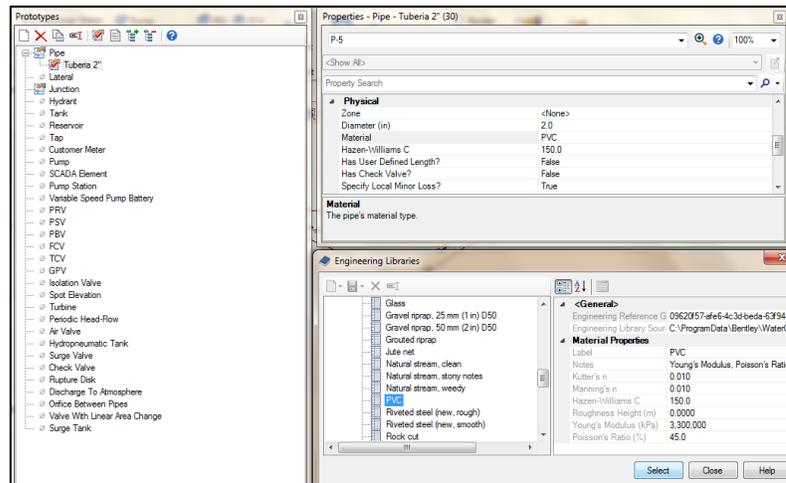


Figura 36. Creación de tubería prototipo o por defecto en WaterCAD. Fuente: Autor.

4.5.2 Trazado de la red de agua potable actual.

Para realizar el dibujo de la red WaterCAD posee la capacidad de leer archivos generados por AutoCAD siempre y cuando estos sean generados en la extensión “.dxf”. De tal modo que antes de dibujar en WaterCAD se realizó el dibujo y actualización de los planos en AutoCAD, para que el plano generado por este sirva como un fondo de guía para la introducción de los datos.

Para añadir este se entra en la ventana de “*Background Layers*” en la parte baja izquierda del área de dibujo y se selecciona la opción de “*New File*”, dentro de esta ventana podremos seleccionar el archivo del plano que se obtuvo de AutoCAD. Ver Figura 37.

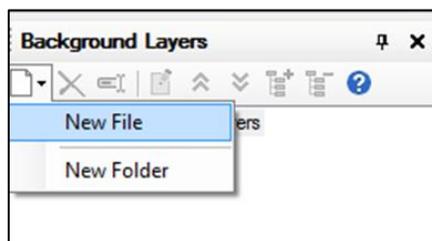


Figura 37. Ventana de gestión de Fondos WaterCAD. Fuente: Autor.

Después se procede a realizar el trazado de la red, utilizando las herramientas que se encuentran en la pestaña de “*Layout*”, se ubicaron los

elementos respectivos. Las características de cada uno de estos fueron ingresadas en la ventana de propiedades que se encuentra a la derecha de la interfaz gráfica de WaterCAD. En la Figura 38 se puede apreciar cómo fueron ingresados los datos de la elevación para el Nodo 1.

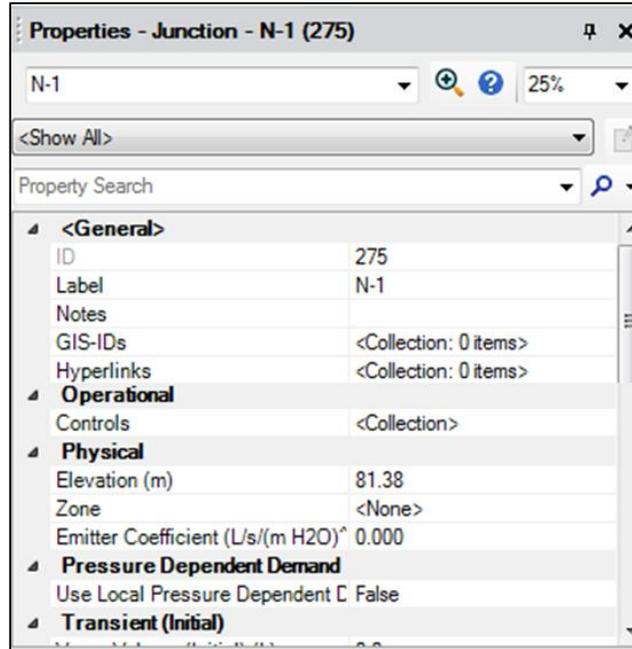


Figura 38. Ventana de propiedades para los Nodos. WaterCAD. Fuente: Autor.

Para definir las bombas presentes en el sistema nos dirigimos en la pestaña “Home” a la opción de “*Pump Definitions*”, en esta creamos dos nuevas definiciones una para un equipo de bombeo de 1 Hp y otra para uno de 3 Hp. Para esto debemos seleccionar en “*Pump Definition Type*” la opción de “*Constant Power*” y en esta colocar la capacidad de cada bomba. En la Figura 39, se muestra las dos definiciones ya creadas.

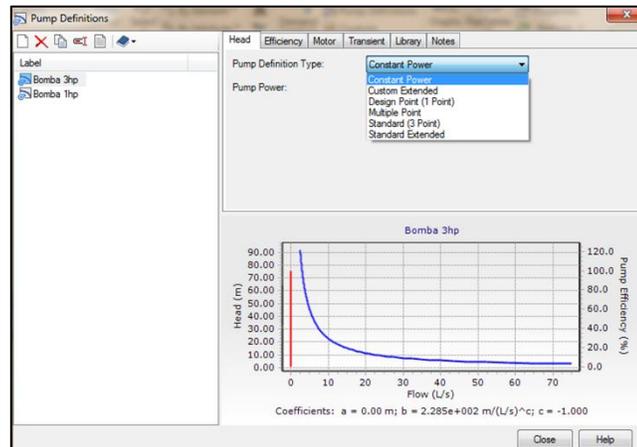


Figura 39. Venta de Definición de Bombas. WaterCAD. Fuente: Autor

Para Finalizar este paso debemos definir las características de los tanques de almacenamiento que se encuentran en la red. Para esto debemos hacer clic sobre el símbolo de mismo en el dibujo y luego modificamos los parámetros incluidos en la ventana de propiedades. La figura 40, nos muestra que la primera categoría cuyos parámetros debemos definir es la de Rangos Operativos (*Operating Range*). Estos fueron definidos de acuerdo a la información encontrada en los archivos de la Gerencia de Servicio Generales y el campo.

Properties - Tank - TANK-1 (223)	
TANK-1	
<Show All>	
<General>	
ID	223
Label	TANK-1
Notes	
GIS-IDs	<Collection: 0 items>
Hyperlinks	<Collection: 0 items>
<Geometry>	
Operating Range	
Operating Range Type	Elevation
Elevation (Base) (m)	81.38
Elevation (Minimum) (m)	81.40
Elevation (Initial) (m)	86.00
Elevation (Maximum) (m)	86.30
Use High Alarm?	False
Use Low Alarm?	False
Operational	
Physical	
Elevation (m)	81.38
Zone	<None>
Volume (Inactive) (m ³)	0.00
Installation Year	0
Section	Circular
Diameter (m)	2.55
Volume Full (Calculated) (m ³)	25.02
Has Separate Inlet?	False

Figura 40. Ventana de Propiedades del Tanque 01. WaterCAD. Fuente: Autor

4.5.3 Creación de Escenarios y Alternativas

WaterCAD nos permita evaluar diferentes tipos de requerimientos en un mismo archivo usando las herramientas de “*Scenarios*” y “*Alternatives*”. Las alternativas representan a un grupo de datos que pueden variar en una red tales como: configuraciones iniciales, demandas y condiciones físicas. Mientras que los Escenarios representaran simulaciones distintas para el modelo que usaran los datos ya aportados por las alternativas.

Hechas las consideraciones anteriores procedemos a crear las alternativas para las demandas de consumo medio, consumo medio diario y consumo máximo horario. Para ello nos dirigimos en la pestaña “Home”, a la opción “*Alternatives*”, en esta ventana hacemos clic derecho en la opción de “*Demand*” y seleccionamos en “*New Base Alternative*”. Como se puede ver en la Figura 41, este paso se realizó tres veces, una para cada tipo de consumo.

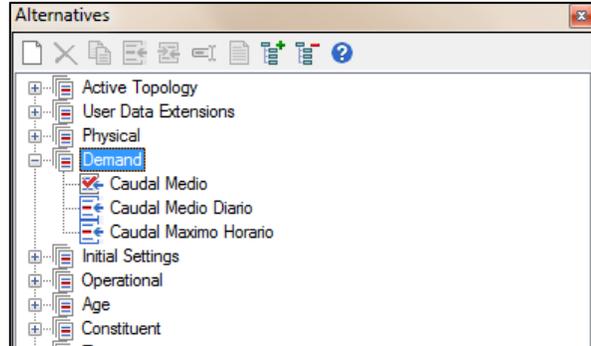


Figura 41. Ventana de Alternativas. WaterCAD. Fuente: Autor

Ahora creamos los escenarios de análisis para el proyecto, en este caso se presentan variables que resultan críticas para la red. Por lo tanto, cada una de ellas será un escenario diferente, estos son los expuestos a continuación:

- Escenario 1: En este la Bomba que surte al campamento “BOMB-1” se encuentra encendida y la llave de paso “TCV-1” se encuentra cerrada, por lo tanto, todo el caudal que se transporta a la red

proviene del obtenido por la bomba y parte del acumulado en los tanques de almacenamiento.

- Escenario 2: La bomba “BOMB-1” se encuentra encendida y la llave de paso “TCV-1” se encuentra abierta, por lo que parte del caudal captado por la “BOMB-1” es enviado a los tanques de almacenamiento.
- Escenario 3: El equipo “BOMB-1” estará apagado, la llave de paso “TCV-1” estará cerrada, así que el caudal que se envíe a la red será proporcionado por los tanques de almacenamiento y parte del obtenido por gravedad de la conexión a la red del Campo Morichal.

En la figura 42 se puede observar los tres escenarios ya creados cada uno de estos fueron evaluado bajo las alternativas ya mencionadas anteriormente. Es importante indicarle al programa en la barra de propiedades con cual alternativa de demanda va a trabajar cada escenario, esto también puede ser observado en la figura 42.

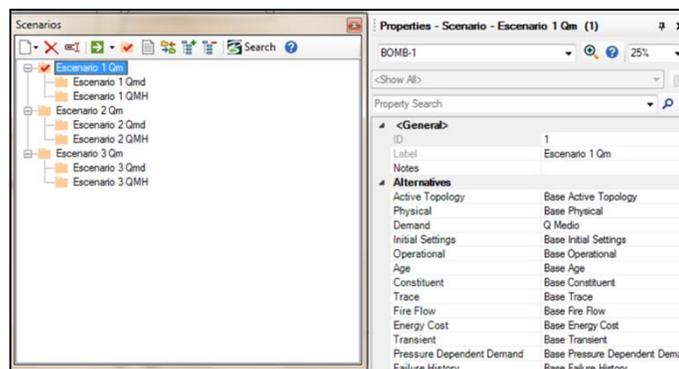


Figura 42. Ventana de Escenarios y sus propiedades. WaterCAD. Fuente: Auto

4.5.4 Introducción de Datos de Consumo ó Demandas

Para la distribución de los gastos en los nodos se hará uso del elemento “*Customer Meter*”, que nos permite representar los medidores individuales de cada una de las residencias presentes en la red de distribución, añadirle las demandas correspondientes y finalmente distribuir las cargas asociando estas a los nodos que se encuentran en la red.

Como se muestra en la figura 43, el elemento “*Customer Meter*” se identifica con el símbolo de una casa, se ubica de forma similar que los nodos solo que para estos no es necesario realizar las conexiones a la red. En la Figura 43 de igual se puede observar cómo fueron ingresados los medidores para una parte del campamento.

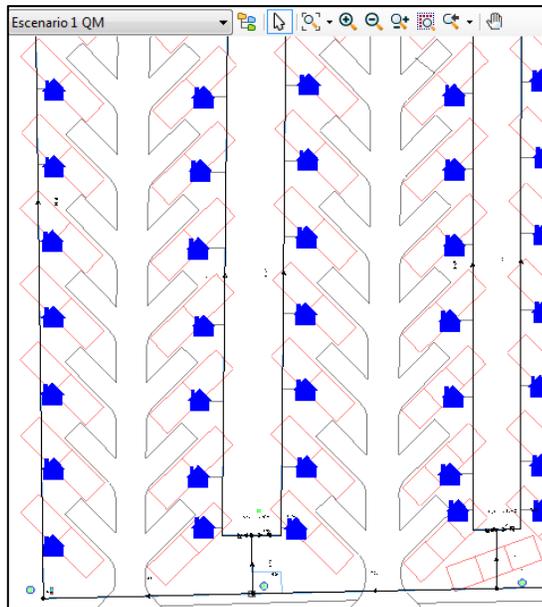


Figura 43. Medidores individuales ingresados usando el elemento “*Customer Meter*”, en WaterCAD Fuente: Autor.

Seguido a esto se continuó por agregar las demandas ya calculadas para cada uno de los medidores, para esto nos dirigimos en la tabla de propiedades de los “*Customer Meter*” dentro de la sección “*Demand*” en el campo de “*Demand (Base) (L/s)*” en este se ingresó el consumo correspondiente para ese cada tipo de edificación.

Para distribuir los gastos a través de la red de distribución se usó la herramienta de “*LoadBuilder*”, que se encuentra en la pestaña de “*Tools*”, en la Figura 44, se observa que la ventana de “*LoadBuilder Wizard*” dentro de esta seleccionamos el tipo de elemento que se está utilizando, y la metodología que se quiere usar para la distribuir la carga, en este caso se

usó “Nearest Node” que realizara las conexiones de los medidores a los nodos más cercanos.

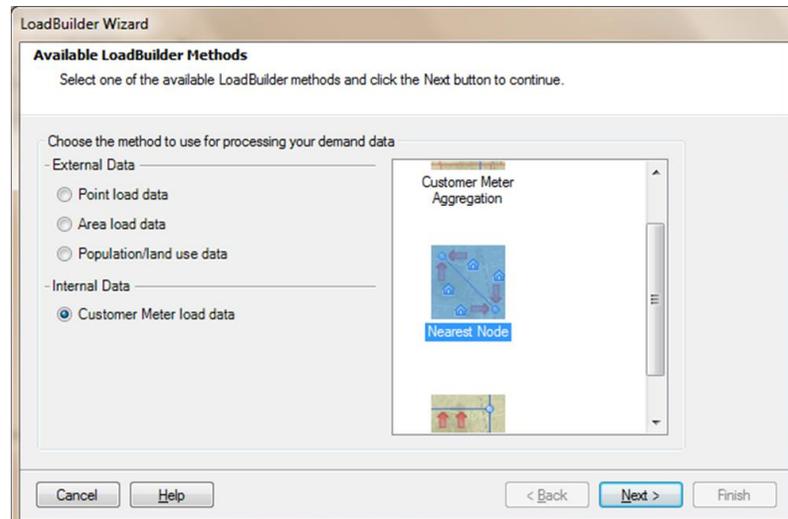


Figura 44. Ventana inicial de Herramienta "LoadBuilder Wizard". WaterCAD. Fuente: Autor.

Al presionar “Next”, en la siguiente ventana se seleccionaron en la parte de “Node Layer” y “Customer Meter Layer” la opción de “All Elements” de esta forma el programa reconocerá todos los elementos presentes en el sistema al momento de distribuir las cargas. Ver Figura 45.

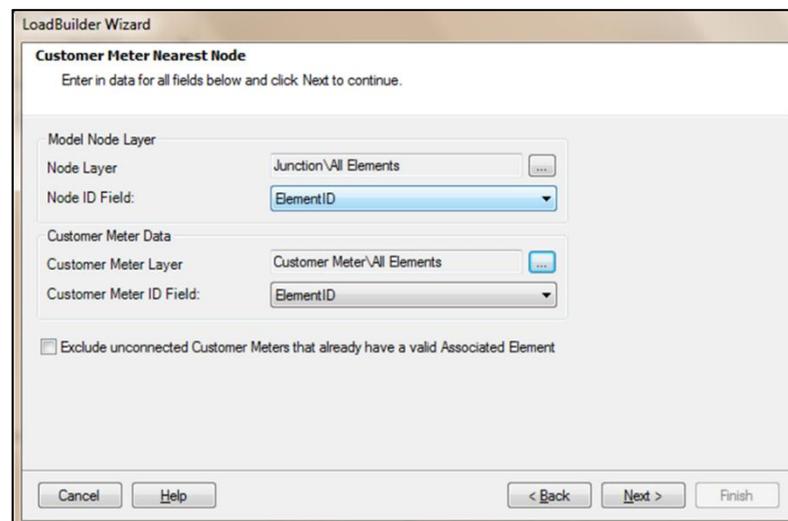


Figura 45. Ventana de selección de Capas a reconocer por el "LoadBuilder". WaterCAD. Fuente: Autor.

Para completar el proceso en la siguiente ventana se seleccionó el nombre de la capa de y se procedió a asignar a que alternativa corresponde, para este caso se usó la de “QM” que representa el Caudal medio, debido a que este fue la base para las demás demandas. Ver Figura 46.

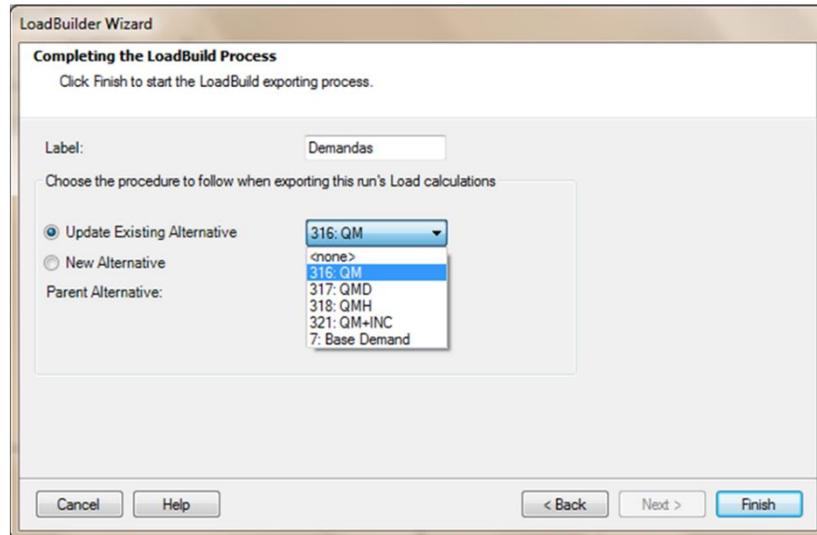


Figura 46. Ventana de selección de alternativa de demanda del “LoadBuilder”. WaterCAD. Fuente: Autor

Al finalizar el programa nos muestra la ventana de la Figura 47 donde se indican cuantos elementos fueron asignados a los nodos de la red de distribución. Para el caso inicial de estudio se asignaron 97 medidores que son los que se encontraron en el campo de estudio.

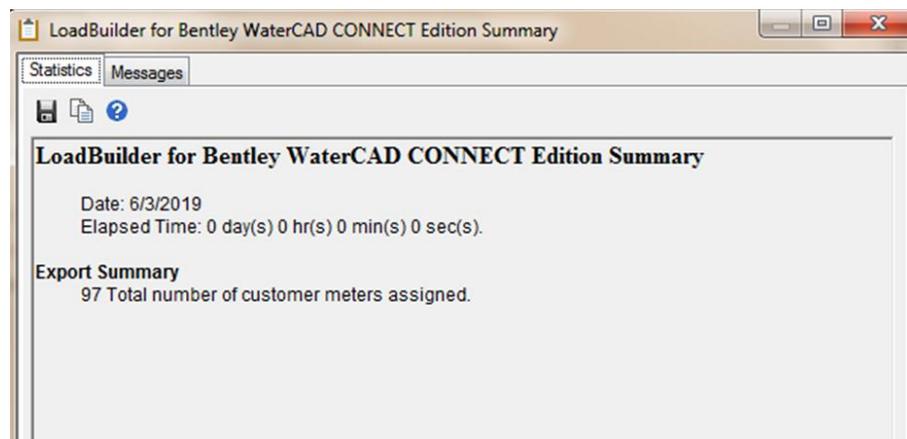


Figura 47. Ventana de Resumen de operaciones del "LoadBuilder". WaterCAD. Fuente: Autor.

Para finalizar la distribución se realizó una revisión de las cargas asignadas a los nodos, verificando que cada medidor este asociado al nodo que le corresponde. En la Figura 48 se muestra una parte del resultado de la distribución en la red de abastecimiento de agua potable que se encuentra en el Campamento Sinovensa,

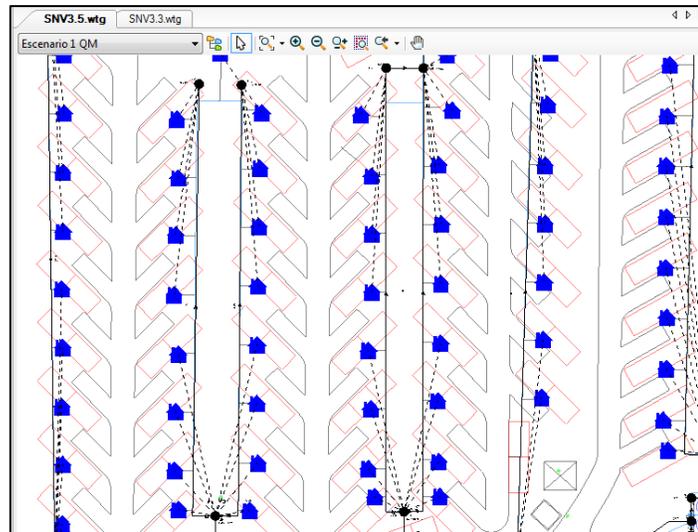


Figura 48. Medidores ya asignados a los nodos de la red. WaterCAD. Fuente: Autor

4.5.5 Corrida del programa.

Para iniciar la corrida se debe elegir escenario con el que se quiere analizar la red. En la ventana de escenarios se selecciona el indicado y se hace clic derecho y en el menú emergente se selecciona “*Make current*”. Se puede observar que a la izquierda del escenario elegido aparece una marca roja que indica que con este se trabajara.

Una vez elegido el escenario, hacemos clic en “*Validate*” y el programa revisara si la red presenta algún error que impidan realizar los cálculos. De no existir ningún inconveniente o error de dibujo ya se puede realizar la corrida del programa, para esto se selecciona “*Compute*” y el programa comienza a realizar los cálculos.

Después de que el programa que realice los cálculos se mostrara en la pantalla la ventana de resumen de resultados generales referente a la corrida. En la parte izquierda de los mensajes se encuentra un icono que de acuerdo al color que posea indica el estado de la corrida. El color verde indica que la corrida fue exitosa, el color amarillo indica alguna advertencia y el color rojo indica un error o una alarma.

Para el análisis se procederá a verificar los resultados de acuerdo a los criterios de presión indicados por la Norma INOS 1965 que recomiendan que las presiones estáticas permisibles en las tuberías sea de (70m) y Mijares (1983) que en zonas rurales con población hasta 5000 habitantes se recomienda una presión máxima de 40 metros de columna de agua (mH₂O) y una presión mínima de 10 metros de columna de agua (mH₂O).

Para la realización de los análisis se consideró que el caudal que proviene de la conexión de la red de agua potable del Campo Morichal se mantiene constante. No se tomaron en cuenta interrupciones en el servicio.

4.5.5.1 Primera Corrida del Programa: Escenario 1

En este caso es importante señalar que los tanques de almacenamiento "TANK-1", "TANK-2" y "TANK-3", para este escenario no reciben caudal de la "BOMB1" porque la válvula "TCV-1" se encuentra cerrada, por lo tanto, los valores de no serán considerados como críticos para el análisis de este Escenario.

Aclarado lo anterior, en los resultados presentados en la Tabla 9 se observa que la red bajo la alternativa de Consumo Medio cumple con los criterios de presión en todos los nodos. Mientras que para la alternativa de Caudal Medio Diario no cumplen con la condición mínima de presión en el Nodo 19. Y finalmente en la alternativa de Consumo Máximo Horario y Consumo por Incendio se presentan múltiples violaciones a la condición de presión mínima.

Tabla 9. Cuadro de Presiones en los Nodos del Escenario 1

Escenario		Consumo Medio	Consumo Medio Diario	Consumo Máximo Horario	Consumo de Incendio
Id Nodo	Elevación (m)	Presión (m H ₂ O)			
N-5	81.18	49.2	34.46	16.16	26.1
N-6	80.22	50.08	34.96	15.49	26.17
N-7	80.36	49.76	33.6	10.93	23.62
N-8	79.98	50.09	33.71	10.32	23.47
N-9	80.01	50.06	33.67	10.27	23.42
N-10	79.97	50.08	33.65	10.09	23.34
N-11	80.18	49.93	33.74	10.93	23.71
N-12	80.08	50.01	33.73	10.66	23.6
N-13	80	50.08	33.76	10.57	23.59
N-14	81	46.63	31.36	12.31	22.72
N-15	79.95	47.62	32.13	12.35	23.22
N-17	81	39.68	23.5	2.49	14.27
N-18	80.29	26.36	10.38	-10.39	1.73
N-19	79.95	14.07	0.42	-17.41	-7.05
N-21	79.9	23.59	17.77	10.27	14.52
N-22	79.9	23.59	17.77	10.26	14.52
N-23	80.2	26.55	10.56	-10.23	1.9
N-25	81	44.86	28.91	7.95	19.57
N-26	80.23	45.58	29.44	7.85	19.87
N-27	80.3	45.52	29.42	7.96	19.9
N-28	80.45	45.44	29.59	8.95	20.37
N-29	79.93	45.84	29.93	8.83	20.54

Fuente. Recuperado de las “Flex tables” generadas en WaterCAD para la Escenario 1 en las tres alternativas de análisis. Fuente: Autor

Este escenario refleja el comportamiento que se presenta en el campamento, cuando la Bomba de Agua “BOMB-1” se encuentra encendida se logra apreciar un buen servicio de agua en la red con presiones dentro de los parámetros establecidos por la norma, siendo los nodos del Tramo de 18-19 la sección más desfavorable del sistema. .

En este tramo durante los Consumos Máximos horarios se observa un descenso de las presiones que afecta el servicio de agua en los *trailers* que se encuentran conectados; esto se debe a que dentro del mismo se encuentra el tráiler de lavandería que es una conexión que tiene un consumo elevado, por lo tanto, es evidente que su demanda acumulada con la de los *trailers* generaran bajas presiones

4.5.5.2 Segunda Corrida del Programa: Escenario 2

Los resultados obtenidos en esta ocasión, nos muestran múltiples infracciones a la condición mínima de presión, con incluso resultados en rangos negativos dentro de las tres alternativas. Ver en Tabla 10. Parte del caudal pasa a ser recolectado por los tanques de almacenamiento y el suministro de agua solo es apreciado con deficiencias entre los Tramos 5 y 13, mientras que en los demás tramos es prácticamente inexistente.

Se puede observar que el uso de los Tanques de Almacenamiento, no es eficiente. Esto se debe a que, en la configuración inicial del sistema de potabilización de agua, se contaba con dos sistemas de bombeo separados (captación y distribución). Por lo tanto, el caudal que logra ser recolectado por los tanques al ser distribuido a la red sin la ayuda de un equipo de bombeo no logra cumplir con las presiones mínimas al ser distribuido entre los nodos de la misma.

Es importante señalar que, de acuerdo a lo observado en el lugar de estudio, las condiciones físicas en las que se encuentran las conexiones del equipo de bombeo “Bomb-1” no son las más favorables, por lo tanto, es de esperar que este no funcione a la capacidad con la cual fue diseñada. De tal modo que causa que se generen mayores pérdidas de presión en la red

Tabla 10. Cuadro de Presiones en los Nodos del Escenario 2.

Escenario		Consumo Medio		Consumo Medio Diario		Consumo Máximo Horario	Consumo de Incendio
Id Nodo	Elevación (m)	Presión (m H ₂ O)	(m	Presión (m H ₂ O)	(m	Presión (m H ₂ O)	Presión (m H ₂ O)
N-5	81.18	7.85		5.93		2.85	4.36
N-6	80.22	8.72		6.43		2.18	4.43
N-7	80.36	8.4		5.07		-2.38	1.88
N-8	79.98	8.73		5.18		-2.98	1.73
N-9	80.01	8.7		5.14		-3.04	1.69
N-10	79.97	8.73		5.12		-3.22	1.61
N-11	80.18	8.58		5.21		-2.38	1.97
N-12	80.08	8.65		5.2		-2.65	1.87
N-13	80	8.73		5.23		-2.74	1.85
N-14	81	6.24		3.67		-0.65	1.72
N-15	79.95	7.23		4.44		-0.61	2.22
N-17	81	1.9		-2.13		-9.25	-5.02
N-18	80.29	-5.85		-11.11		-19.93	-14.31
N-19	79.95	-12.93		-17.56		-25.34	-20.43
N-21	79.9	14.07		11.64		7.76	10.08
N-22	79.9	14.07		11.64		7.75	10.08
N-23	80.2	-5.7		-10.96		-19.78	-14.17
N-25	81	5.04		1.71		-4.7	-1.01
N-26	80.23	5.77		2.23		-4.8	-0.71
N-27	80.3	5.71		2.22		-4.68	-0.68
N-28	80.45	5.63		2.38		-3.7	-0.21
N-29	79.93	6.03		2.72		-3.82	-0.04

Fuente. Recuperado de las "Flex tables" generadas en WaterCAD para la Escenario 2 en las tres alternativas de análisis. Fuente: Autor

4.5.5.3 Tercera Corrida del Programa: Escenario 3.

Es importante señalar que para este Escenario también se consideró que los tanques se encontraban en su máxima capacidad antes de iniciar el análisis. El resultado del mismo presento violaciones a la condición de presión en todos los nodos del sistema, tal y como nos muestra la Tabla 11.

Tabla 11. Cuadro de presiones en los Nodos del Escenario 3

Escenario		Consumo Medio	Consumo Medio Diario	Consumo Máximo Horario	Consumo de Incendio
Id Nodo	Elevación (m)	Presión (m H ₂ O)			
N-5	81.18	4.41	4.32	3.74	4.1
N-6	80.22	5.28	5.16	4.25	4.82
N-7	80.36	4.96	4.75	3.13	4.14
N-8	79.98	5.29	5.05	3.24	4.37
N-9	80.01	5.26	5.02	3.2	4.34
N-10	79.97	5.29	5.04	3.17	4.34
N-11	80.18	5.14	4.92	3.26	4.3
N-12	80.08	5.21	4.98	3.23	4.32
N-13	80	5.28	5.05	3.28	4.39
N-14	81	2.41	2.1	0.34	1.37
N-15	79.95	3.4	3.07	1.1	2.26
N-17	81	-1.69	-2.23	-5.25	-3.5
N-18	80.29	-8.9	-9.6	-13.35	-11.2
N-19	79.95	-15.49	-16.13	-19.57	-17.61
N-21	79.9	13.17	12.81	10.96	12.01
N-22	79.9	13.17	12.81	10.96	12.01
N-23	80.2	-8.75	-9.45	-13.2	-11.05
N-25	81	1.27	0.8	-1.96	-0.32
N-26	80.23	1.99	1.5	-1.44	0.3
N-27	80.3	1.94	1.45	-1.43	0.28
N-28	80.45	1.85	1.41	-1.21	0.33
N-29	79.93	2.26	1.75	-1.33	0.5

Nota. Recuperado de las "Flex Tables" generadas en WaterCAD para la Escenario 3 en las tres alternativas de análisis. Fuente: Autor

La tabla de presiones nos muestra que el caudal que se encuentra almacenado en los tanques al no poseer un sistema de rebombeo activo, no logra cumplir con las presiones mínimas al ser distribuido entre los nodos de la red. Este escenario es el más desfavorable de los 3 que fueron evaluados.

4.6 Análisis de la Solución Propuesta

Luego de conocer las deficiencias actuales que presenta la red, se plantea realizar modificaciones para mejorar las condiciones del servicio. La modificación propuesta consiste en desconectarse de la red de abastecimiento del Campo Morichal y realizar una conexión al pozo de agua que se encuentra a 151 metros de distancia del Campamento. En la figura 49, se puede observar una imagen referencial de la ubicación del mismo.

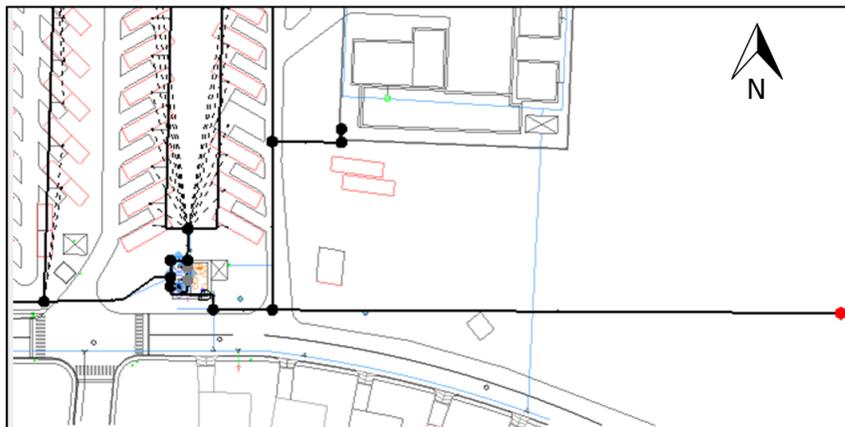


Figura 49. Ubicación referencial del pozo de Agua. Fuente: Autor.

El pozo ya se encuentra perforado y encamisado con una tubería de 8 pulgadas de diámetro, de igual forma posee sus acometidas que permitirán realizar las conexiones eléctricas para los equipos de bombeo y control. Es pertinente recordar que en la propuesta el pozo se encargara de suministrar el agua a todas las instalaciones que se encuentran en el Campamento Sinovensa, incluyendo los asentamientos de las Filiales CNPC y HQCEC.

4.6.1 Uso del Software WaterCAD V10.00.00.50.

Siguiendo los pasos utilizados para la realización del análisis de la red de agua potable actual del Campamento Sinovensa, se procedió a ingresar y evaluar la información y datos de la mejora propuesta en el programa de simulación hidráulica WaterCAD. Esta información será sometida a los mismos criterios de diseño que fueron mencionados anteriormente.

4.6.1.1 Trazado de la propuesta.

Usando como referencia los datos obtenidos en el campo, el plano que se obtuvo de AutoCAD, y la red que ya se encuentra trazada en el programa; se realizaron las modificaciones al sistema obteniendo como resultado la configuración que se muestra en la Figura 50, en esta se puede observar que se aprovechó la tubería de 3 pulgadas que se encuentra ya instalada para el nuevo emplazamiento de *trailers* de Sinovensa y se realizaron las conexiones a las residencias de las filiales.

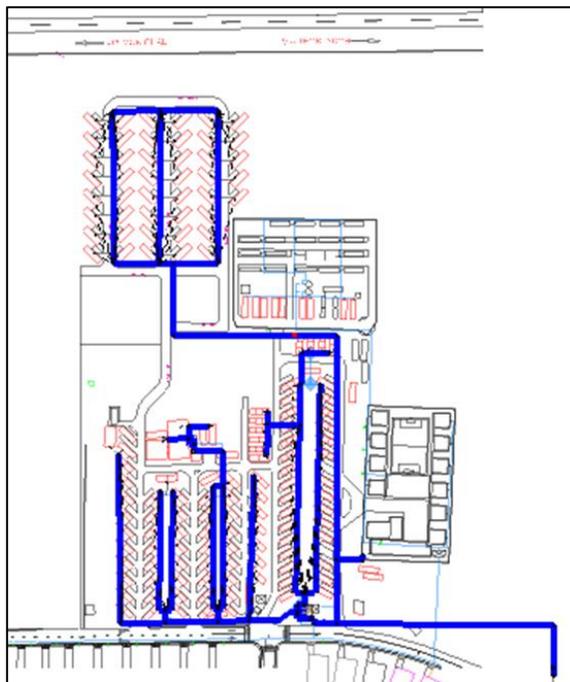


Figura 50. Trazado de la red de agua Propuesta.

Es importante destacar que la conexión de la Lavandería se trasladó al tramo perteneciente a la cocina mediante una tubería de 1 pulgada, esto con la intención de aligerar la carga que se encuentra en el tramo desde “N-18” hasta “N19”.

El trazado para la conexión del pozo se realizó usando la metodología planteada por Haestad Methods, Inc (2003), que nos indica que “En un modelo, un pozo se representa como un depósito que está conectado

a una bomba por una pieza muy corta de tubería de succión.” pag.319. Es necesario señalar que, en el pozo real, la bomba está sumergida, por lo que no hay tubería de succión; sin embargo, las bombas deben estar conectadas a una tubería para fines de modelado. Ver Figura 51.

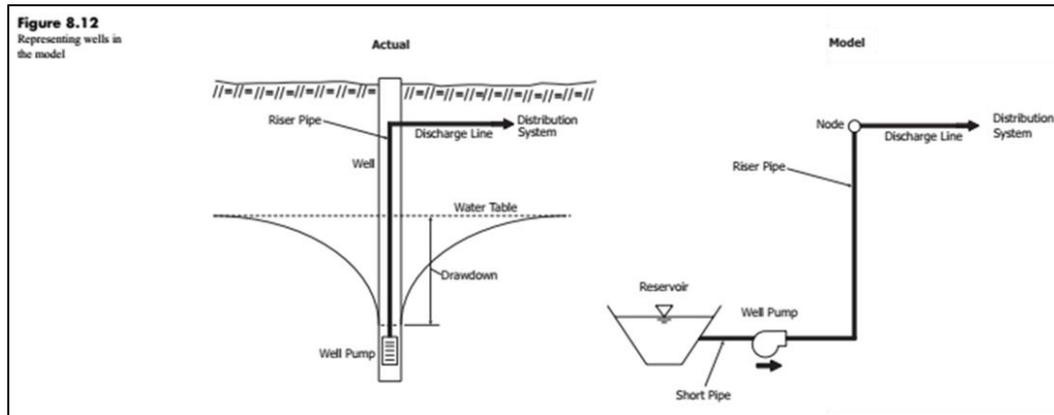


Figura 51. Representación de un pozo, para modelar en WaterCAD. Fuente: Haestad Methods, Inc

Se usaron los datos proporcionados por la empresa que realizó la perforación del pozo, Inversiones Cladoca, C.A. La información recolectada fue la siguiente:

Nivel Estático: 18 metros.

Nivel Dinámico: 21 metros.

Caudal: 16 lts/seg.

Recomendación para colocación de equipo BES @63 metros.

Estos niveles representarán las elevaciones de los elementos del pozo. En la Figura 52, se puede observar cómo se realizó el trazado del pozo además de cómo se agregó la información de las elevaciones recolectadas a los datos del reservorio.

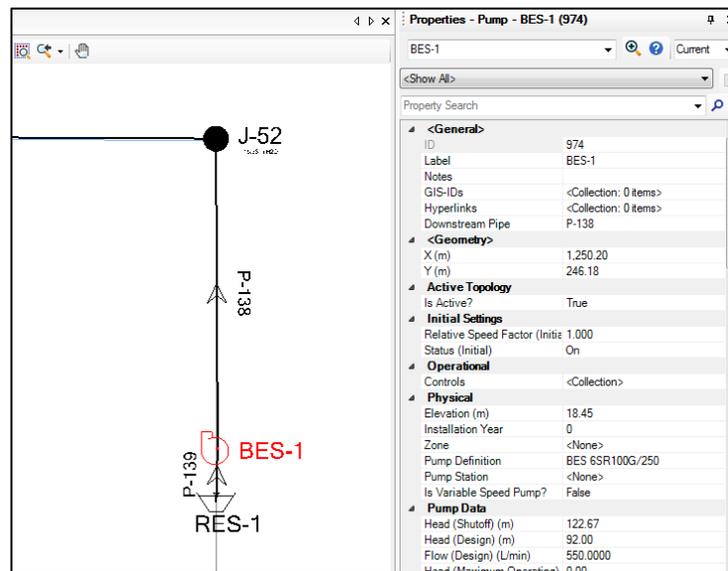


Figura 52. Trazado del Pozo de agua en WaterCAD. Fuente: Autor

Para la elevación de la bomba y el reservorio es importante recordar que la elevación del nodo que representara la línea de descarga es de 81,45 metros, por lo tanto, para obtener el valor de esta se usó la siguiente formula:

$$\text{Elevacion de la Bomba} = \text{Elev. del nodo descarga} - \text{Long. de tubería} \text{ (Ec. 9)}$$

$$\text{Elevacion de Bomba} = 81.45 \text{ metros} - 63 \text{ metros} = 18,45 \text{ metros}$$

4.6.1.2 Selección de Diámetros

Para la instalación de la tubería descarga de la bomba electro sumergible se adoptó un diámetro de 3 pulgadas, debido a que de acuerdo al catálogo de la empresa Franklin Electric este es el que utilizan los equipos capaces de suplir la demanda de diseño.

Mientras que para la selección del diámetro de la línea de conducción se realizó un predimensionamiento con las medidas comerciales, donde se optó por usar el mismo diámetro de 3 pulgadas para de esta forma hacer uso de las tuberías que ya se encuentran instaladas para el nuevo emplazamiento de los *trailers* del Campamento Sinovensa. Esto permitió realizar una propuesta de diseño más económica y a su vez eficiente.

4.6.1.3 Selección de la Bomba Electro Sumergible

Luego de incorporar los elementos que conforman la red de distribución se procede a realizar una simulación, para obtener cual será el caudal de diseño requerido y de esta forma proceder a seleccionar un equipo de bombeo que logre cumplir con las especificaciones indicadas anteriormente.

Esta simulación se realizó asignándole a la bomba electro sumergible “BES-1” una definición genérica con los mismos valores de “*Constant Power*” de “3 Hp”, esto dio como resultado la tabla de resumen que se muestra en la Figura 53. De esta se tomó el valor obtenido en la columna de “*Flow Demanded (L/s)*” como el valor de Caudal de diseño, es necesario recordar que este valor es para la simulación de la Alternativa de Caudal Máximo Horario debido a que esta es la más desfavorable para la red.

Time (hours)	Balanced?	Trials	Relative Flow Change	Flow Supplied (L/s)	Flow Demanded (L/s)
All Time Steps(1)	True	22	0.0005859	9.8773	8.1253
0.00	True	22	0.0005859	9.8773	8.1253

Figura 53. Tabla de Resumen de Calculo. 1era Iteración. WaterCAD. Fuente: Autor.

Para la selección del equipo nos dirigimos a los catálogos de los equipos de Bombeo electro sumergible de la compañía “Franklin Electric” para proceder a seleccionar el equipo, dentro de estos notamos que las unidades de gastos de diseño se encuentran en Galones/minuto y Litros/minuto por lo tanto se realizó la conversión de los datos obtenidos en el programa, como se puede apreciar en la siguiente ecuación:

$$\frac{1 \text{ lts/min}}{x \text{ lts/min}} = \frac{0,0167 \text{ lts/seg}}{8,1253 \text{ lts/seg}} = \frac{8,1253 \text{ lts/seg} * 1 \text{ lts/min}}{0,0167 \text{ lts/seg}} = 486,5449 \frac{\text{lts}}{\text{min}} \text{ (Ec.10)}$$

Ya con los datos de diseño en las unidades correspondientes, ubicamos en el catálogo, dentro la serie Sumergible que los equipos que pueden suplir esta demanda son aquellos con un diámetro de 6". Para el proceso de selección se comenzaron las iteraciones con la bomba electro sumergible modelo 100FA7S6-PE, que de acuerdo a la información mostrada en la tabla sería capaz de lograr un Caudal máximo de 494 lts/min. Ver Figura 54.

HP	ETAPAS	DIAM. MOTOR	LPM	40	80	120	160	200	240	280	320	360	380	418	456	494	532	570	MODELO
			GPM	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	
			CARGA EN METROS																
2	3	4"	-	50	45	44	38	30	24	15	-	-	-	-	-	-	-	-	50FA15S6-PE
2	4	4"	-	61	61	54	48	42	33	22	-	-	-	-	-	-	-	-	50FA2S6-PE
3	5	4"	-	79	76	71	64	53	45	30	-	-	-	-	-	-	-	-	50FA3S6-PE
5	8	4"	-	123	121	108	99	83	67	48	-	-	-	-	-	-	-	-	50FAS6-PE
8	11	4" & 6"	-	170	165	153	140	120	97	68	-	-	-	-	-	-	-	-	50FA7S6-PE
10	15	4" & 6"	-	232	227	210	191	165	136	98	-	-	-	-	-	-	-	-	50FA10S6-PE
5	3	4" & 6"	-	-	-	-	53	50	47	47	46	44	38	34	30	26	-	-	100FAS6-PE
8	5	4" & 6"	-	-	-	-	90	88	84	78	76	70	64	59	52	45	-	-	100FA7S6-PE
10	6	4" & 6"	-	-	-	-	108	105	104	96	91	79	76	72	61	53	-	-	100FA10S6-PE
15	9	6"	-	-	-	-	75	160	152	146	137	128	120	107	64	79	-	-	100FA15S6-PE
20	13	6"	-	-	-	-	238	230	221	212	198	184	169	154	136	116	-	-	100FA20S6-PE
25	16	6"	-	-	-	-	289	276	267	258	242	219	206	184	162	137	-	-	100FA25S6-PE

Figura 54. Tablas de Rendimiento de Bombas de Alta Capacidad. Fuente: Franklin Electric Latino América.

De esta misma tabla se obtuvo la información necesaria para poder crear las curvas características de las bombas que serán ingresadas en el programa para realizar el análisis. Creadas las definiciones de bombas para cada modelo de con capacidad suficiente de satisfacer el caudal de diseño procedemos a correr el programa para seleccionar el equipo más eficiente.

4.6.1.3.1 Primera Corrida.

En este primer análisis se utilizó la bomba sumergible modelo 100FA7S6-PE de diámetro de 6 pulgadas, que trabaja con un motor de 8 Hp. Este análisis dio como resultados presiones por debajo de la condición mínima de 10 mH₂O en la mayor parte de la red, por lo tanto, queda descarta su selección. El resumen de cálculo generado por el programa puede ser visto en la Figura 55, mientras que en la figura 56 se puede observar la curva característica de este equipo.

FlexTable: Junction Table			
Licensed for Academic Use Only			
Label	Elevation (m)	Pressure (m H2O)	Demand (L/s)
J-39	79.90	15.77	0.2083
J-40	79.90	15.76	0.0722
J-42	80.23	-0.04	1.2990
J-43	79.82	0.17	0.0000
J-44	79.81	-0.12	0.0000
J-45	79.86	-0.19	0.2165
J-46	81.02	-1.39	0.3464
J-47	80.44	-0.81	0.3464
J-48	79.66	-0.02	0.3464
J-49	79.95	-0.29	0.3464
J-50	80.66	-1.03	0.3464
J-52	81.45	9.02	0.0000
J-55	80.85	0.50	0.0000
J-56	80.85	0.47	0.0000
J-57	80.85	0.47	0.4763
J-58	80.90	-0.52	0.0000
J-59	81.40	-0.12	0.0000
J-60	81.38	0.32	0.0000
N-1	81.38	28.37	0.0000
N-2	81.38	27.90	0.0000
N-3	81.38	27.84	0.0000
N-4	81.38	27.77	0.0000
N-5	81.18	27.45	0.7353
N-6	80.22	27.97	0.3460
N-7	80.36	26.84	0.2162
N-8	79.98	26.95	0.0865
N-9	80.01	26.92	0.0433
N-10	79.97	26.89	0.1298
N-11	80.18	26.98	0.0865
N-12	80.08	26.95	0.0865
N-13	80.00	27.00	0.0865
N-14	81.00	24.30	0.0865
N-15	79.95	25.05	0.2162
N-16	80.94	22.17	0.0000
N-17	81.00	17.02	0.3460
N-18	80.29	5.59	0.2162
N-19	79.95	-3.53	0.0000
N-20	79.90	16.01	0.0000
N-21	79.90	15.90	0.0000
N-22	79.90	15.90	0.0122
N-23	80.20	5.76	0.1730
N-24	80.69	22.14	0.0000
N-25	81.00	21.58	0.3460
N-26	80.23	22.10	0.2162
N-27	80.30	22.11	0.1730
N-28	80.45	22.33	0.2162
N-29	79.93	22.21	0.3028

SNV3.7 prop.wtg
 6/17/2019

Bentley Systems, Inc. Haestad Methods Solution
 Center
 27 Siemon Company Drive Suite 200 W
 Watertown, CT 06795 USA +1-203-755-1666
 Licensed for Academic Use Only

Bentley WaterCAD CONNECT Edition
 [10.00.00.50]
 Page 1 of 2

Figura 55. Tabla de Resultados de las Presiones en los Nodos de la 1era Corrida para la propuesta. WaterCAD. Fuente: Autor

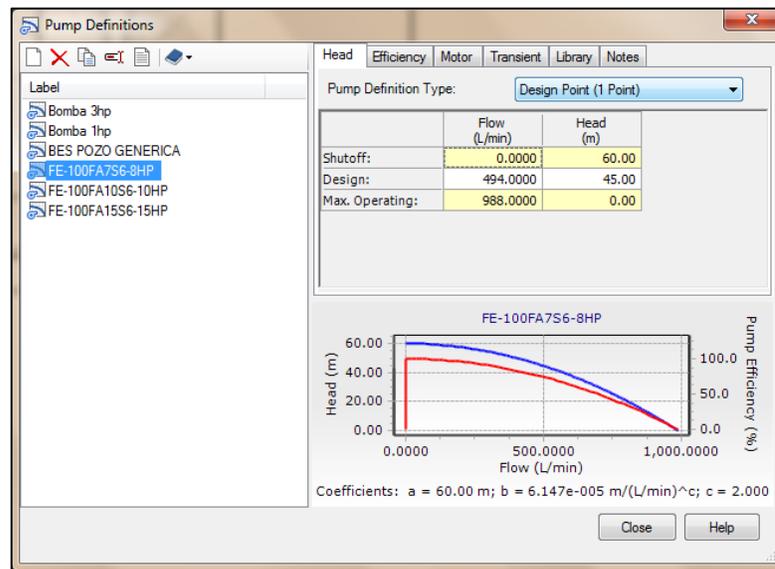


Figura 56. Curva de la Bomba Sumergible Franklin Electric 100FA7S6-PE. Fuente: Autor.

4.6.1.3.2 Segunda Corrida.

Para esta ocasión se procedió a ingresar los datos del equipo de bombeo 100FA10S6-PE que al igual que el anterior posee un diámetro de 6 pulgadas, pero este trabaja con un motor sumergible de 10 Hp. Los resultados obtenidos en esta ocasión muestran presiones por encima de la condición mínima de presión de 10 mH₂O en los primeros tramos del sistema, aunque al ingresar a los nodos donde se encuentran el usuario no acumula la suficiente presión y presenta valores entre los 1 mH₂O y 3 mH₂O, tal y como nos muestra la figura 57. Por lo tanto, no puede ser seleccionado para surtir a red. Los datos obtenidos del catálogo de Franklin Electric para este equipo, generan la curva característica que se muestra en la Figura 58.

FlexTable: Junction Table			
Licensed for Academic Use Only			
Label	Elevation (m)	Pressure (m H2O)	Demand (L/s)
J-39	79.90	16.78	0.2083
J-40	79.90	16.76	0.0722
J-42	80.23	5.18	1.2990
J-43	79.82	5.39	0.0000
J-44	79.81	5.10	0.0000
J-45	79.86	5.03	0.2165
J-46	81.02	3.84	0.3464
J-47	80.44	4.41	0.3464
J-48	79.66	5.21	0.3464
J-49	79.95	4.94	0.3464
J-50	80.66	4.20	0.3464
J-52	81.45	14.40	0.0000
J-55	80.85	5.72	0.0000
J-56	80.85	5.69	0.0000
J-57	80.85	5.69	0.4763
J-58	80.90	4.70	0.0000
J-59	81.40	5.09	0.0000
J-60	81.38	5.55	0.0000
N-1	81.38	33.06	0.0000
N-2	81.38	32.58	0.0000
N-3	81.38	32.51	0.0000
N-4	81.38	32.44	0.0000
N-5	81.18	32.13	0.7353
N-6	80.22	32.64	0.3460
N-7	80.36	31.52	0.2162
N-8	79.98	31.63	0.0865
N-9	80.01	31.59	0.0433
N-10	79.97	31.56	0.1298
N-11	80.18	31.65	0.0865
N-12	80.08	31.62	0.0865
N-13	80.00	31.67	0.0865
N-14	81.00	28.84	0.0865
N-15	79.95	29.59	0.2162
N-16	80.94	26.62	0.0000
N-17	81.00	21.22	0.3460
N-18	80.29	9.14	0.2162
N-19	79.95	-0.57	0.0000
N-20	79.90	17.02	0.0000
N-21	79.90	16.90	0.0000
N-22	79.90	16.90	0.0122
N-23	80.20	9.31	0.1730
N-24	80.69	26.59	0.0000
N-25	81.00	26.04	0.3460
N-26	80.23	26.55	0.2162
N-27	80.30	26.57	0.1730
N-28	80.45	26.79	0.2162
N-29	79.93	26.66	0.3028

SNV3.7 prop.wtg
 6/26/2019

Bentley Systems, Inc. Haestad Methods Solution
 Center
 27 Siemon Company Drive Suite 200 W
 Watertown, CT 06795 USA +1-203-755-1666
 Licensed for Academic Use Only

Bentley WaterCAD CONNECT Edition
 [10.00.00.50]
 Page 1 of 2

Figura 57. Tabla de Resultados de las Presiones en los Nodos de la 1era Corrida para la propuesta. WaterCAD. Fuente: Autor

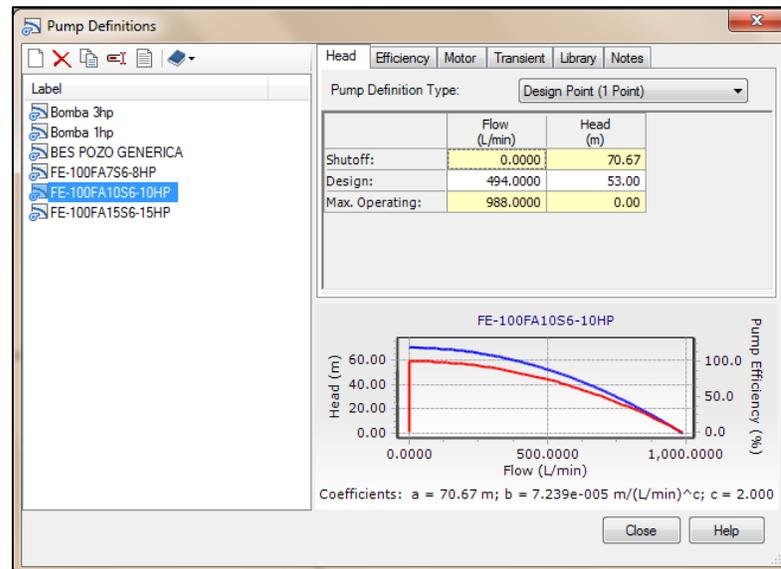


Figura 58. Curva de la Bomba Sumergible Franklin Electric 100FA10S6-PE. Fuente: Autor.

4.6.1.3.3 Tercera Corrida.

En este análisis se procedió a realizar el ingreso de la Bomba sumergible modelo 100FA15S6-PE a la red, este equipo trabaja con un motor de 15 Hp y una conexión de descarga de 3 pulgadas de diámetro. Los resultados arrojados fueron satisfactorios, presentando presiones en un rango entre los 20 mH₂O, y 30mH₂O. En la Figura 59 se muestran los resultados obtenidos en todos los nodos del sistema. Mientras que en la Figura 60 se aprecia la curva características de la bomba planteada.

FlexTable: Junction Table			
Licensed for Academic Use Only			
Label	Elevation (m)	Pressure (m H2O)	Demand (L/s)
J-39	79.90	19.92	0.2083
J-40	79.90	19.91	0.0722
J-42	80.23	21.24	1.2990
J-43	79.82	21.45	0.0000
J-44	79.81	21.16	0.0000
J-45	79.86	21.09	0.2165
J-46	81.02	19.89	0.3464
J-47	80.44	20.47	0.3464
J-48	79.66	21.26	0.3464
J-49	79.95	20.99	0.3464
J-50	80.66	20.25	0.3464
J-52	81.45	30.90	0.0000
J-55	80.85	21.78	0.0000
J-56	80.85	21.75	0.0000
J-57	80.85	21.75	0.4763
J-58	80.90	20.75	0.0000
J-59	81.40	21.12	0.0000
J-60	81.38	21.60	0.0000
N-1	81.38	47.59	0.0000
N-2	81.38	47.08	0.0000
N-3	81.38	47.01	0.0000
N-4	81.38	46.94	0.0000
N-5	81.18	46.63	0.7353
N-6	80.22	47.14	0.3460
N-7	80.36	46.02	0.2162
N-8	79.98	46.13	0.0865
N-9	80.01	46.09	0.0433
N-10	79.97	46.06	0.1298
N-11	80.18	46.15	0.0865
N-12	80.08	46.12	0.0865
N-13	80.00	46.17	0.0865
N-14	81.00	42.92	0.0865
N-15	79.95	43.67	0.2162
N-16	80.94	40.45	0.0000
N-17	81.00	34.28	0.3460
N-18	80.29	20.16	0.2162
N-19	79.95	8.65	0.0000
N-20	79.90	20.16	0.0000
N-21	79.90	20.05	0.0000
N-22	79.90	20.05	0.0122
N-23	80.20	20.35	0.1730
N-24	80.69	40.42	0.0000
N-25	81.00	39.87	0.3460
N-26	80.23	40.38	0.2162
N-27	80.30	40.40	0.1730
N-28	80.45	40.62	0.2162
N-29	79.93	40.49	0.3028

SNV3.7 prop.wtg
 6/17/2019

Bentley Systems, Inc. Haestad Methods Solution
 Center
 27 Siemon Company Drive Suite 200 W
 Watertown, CT 06795 USA +1-203-755-1666
 Licensed for Academic Use Only

Bentley WaterCAD CONNECT Edition
 [10.00.00.50]
 Page 1 of 2

Figura 59. Tabla de Resultados de las Presiones en los Nodos para la propuesta.
 WaterCAD. Fuente: Autor

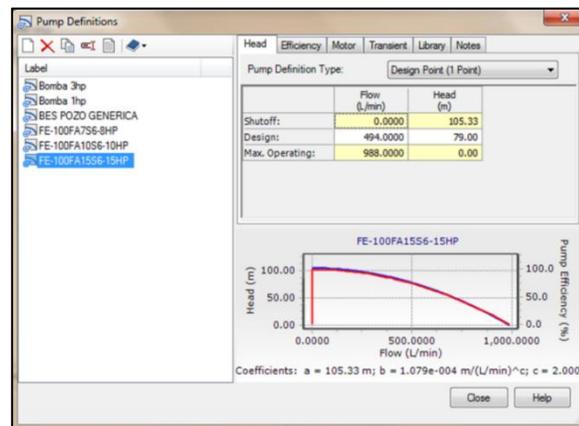


Figura 60. Curva de la Bomba Sumergible Franklin Electric 100FA15S6-PE. Fuente: Autor.

4.6.2 Verificación de los resultados

Una vez finalizado el proceso de introducción de datos, selección de equipos y elementos que integran el sistema de distribución, se procedió a verificar que se cumplan con los criterios de diseño establecidos en las Gacetas Oficiales 4044 y 4103. El resultado de esta confirmo que la propuesta realizada, lograr satisfacer las demandas del vital líquido generadas en el Campamento Sinovensa. En consecuencia, la separación de la conexión de la red captación del Campo Morichal se considera una solución factible.

En la figura 57 se puede observar los resultados de las presiones en cada nodo del acueducto, donde se obtuvo como la presión más desfavorable la ubicada en “J-40” con unos 20,56 mH₂O, y la más elevada en “N-1” con 50,58 mH₂O.

4.7 Presentación de planos de ingeniería y detalles.

Se realizaron los planos de la propuesta para las instalaciones y conexiones de la estación de bombeo para el pozo de agua. Fueron elaborados tomando en cuenta los estándares establecidos por norma COVENIN para la presentación de planos de ingeniería. Dentro de estos se agregaron las piezas necesarias para su correcto funcionamiento y

disposición, entre estos se encuentra elementos como válvulas, juntas y reducciones. A estos se les designaron los siguientes códigos:

- Plano AC-1 Distribución general del Campo Residencial Morichal y ubicación del Campamento Sinovensa. (Ver Figura 61)

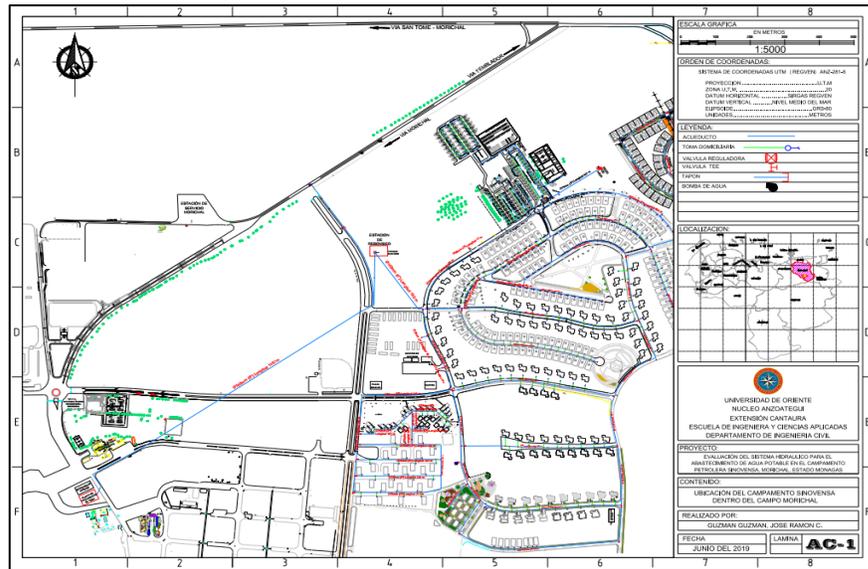


Figura 61. Previsualización del plano AC-1. Fuente: Autor

- Plano AC-2 Planta del sistema de acueducto actual del Campamento Sinovensa. (Ver Figura 62)



Figura 62. Previsualización del Plano AC-2. Fuente: Autor

- Plano AC-3 Planta del sistema de acueducto del Campamento Sinovensa, con diseño mejorado incluida. (Ver Figura 63).

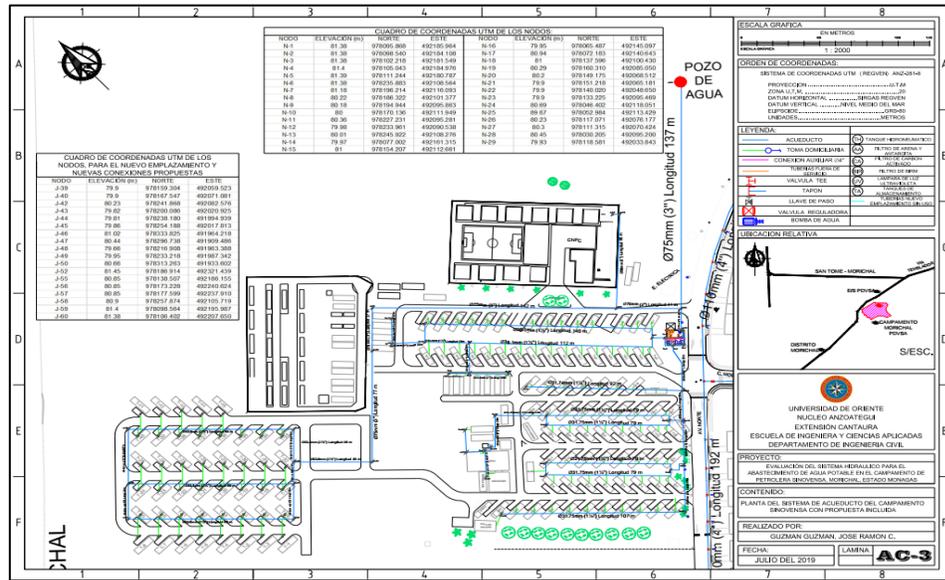


Figura 63. Previsualización del plano AC-3. Fuente: Autor.

- Plano SB-1 Planta general de instalaciones para el pozo de agua. (Ver Figura 64).

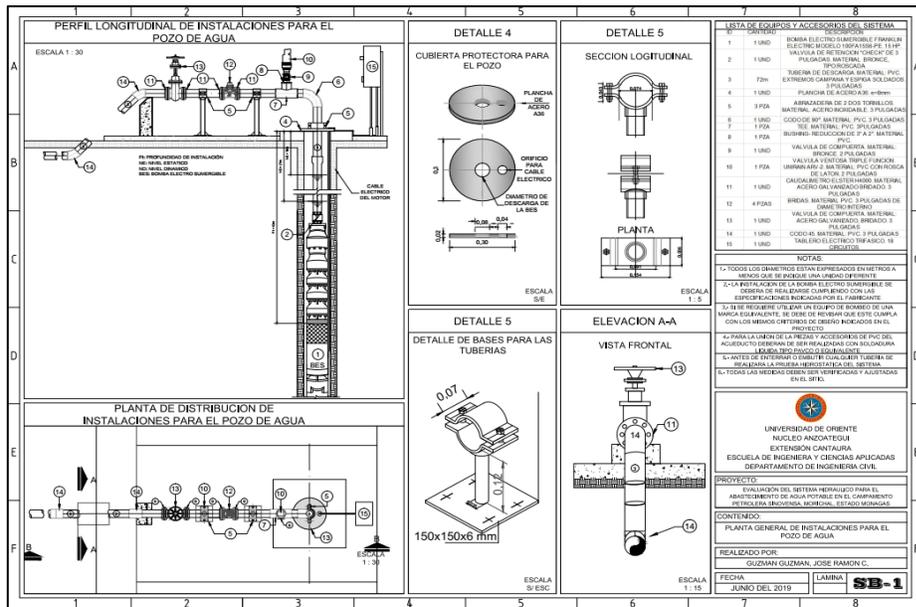


Figura 64. Previsualización del Plano SB-1. Fuente: Autor.

4.7.1 Cómputos métricos

En base a los planos dibujados se realizaron los cómputos métricos, mediante estos se obtuvieron las cantidades de obras que se ejecutarán para el desarrollo de la propuesta planteada. En esta etapa se calculan longitudes, áreas, volúmenes y cantidades. Los cómputos realizados de la red de distribución se pueden apreciar en las siguientes muestras de cálculo.

4.7.1.1 Replanteo

La partida utilizada para este caso es la de “Replanteo Auxiliar de Acueductos”, esta abarca aquellas reparaciones o modificaciones a redes donde se deba de embutir nuevas tuberías o retirar antiguas.

La unidad requerida es la de metros lineales (ML), los cuales fueron obtenidos mediante el uso del plano “AC-3” realizado en AutoCAD.

Para la medida se tomaron en cuenta los siguientes tramos a replantear.

- Tramo de N-2, N-40: 21 metros lineales
- Tramo de J-52, J-59: 151 metros lineales
- Tramo de J-55, J-57: 68 metros lineales
- Total, de Metros Lineales a replantear: 247 ML

4.7.1.2 Excavación de Zanjas y Fosas para tuberías.

De acuerdo a lo reflejado en la Tabla 7 la profundidad mínima establecida por la Gaceta 40103 para una tubería es de 70 centímetros. Usando la información recolectada se determinó que las tuberías de 3 pulgadas existente en el campamento se encuentran a 60 centímetros de profundidad, por lo tanto, las secciones de la excavación quedaran de la siguiente forma. (Ver Figura 65).

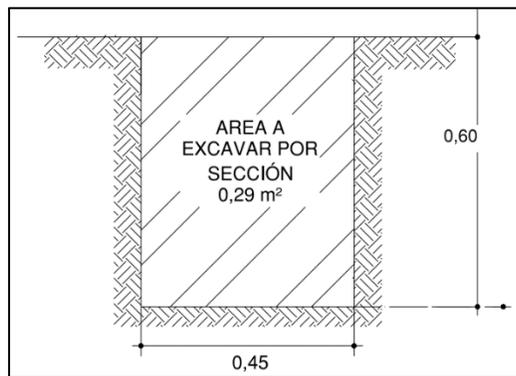


Figura 65. Sección típica del área a excavar por sección. Fuente: Autor.

Por lo tanto, el volumen total a excavar será el siguiente:

$$0,29\text{m}^2 * 247\text{m} = 71.63 \text{ m}^3 (\text{Ec. 11})$$

- Total de Metros Cúbicos a excavar: 71.63 m³

4.7.1.3 Demolición de Pavimento de Concreto

Para la realización de la conexión de la línea de aducción nueva con la ya existente en el campo se deberá de demoler parte del pavimento, ya que las secciones del tramo desde J-60 hasta J-59 de la tubería se encontrarían ubicados bajo el mismo. De acuerdo a lo obtenido en las mediciones de campo corroborado con los datos de los planos “AC-2” y “AC-3”, se obtuvo lo siguiente:

$$8\text{m} * 0,45\text{m} = 3,6 \text{ m}^2 (\text{Ec. 12})$$

- Total de Metros Cuadrados a Demoler: 3,6 m²

4.8 Elaboración de presupuesto y estimación de costo del proyecto

La estimación del costo del proyecto, se realizó de acuerdo a las diferentes obras necesarias para la ejecución del mismo. Para ello se seleccionaron las partidas pertinentes utilizando las Especificaciones de Construcción de Obras de Acueductos y Alcantarillados (1976) del INOS. Posteriormente a cada partida se le analizó el precio por unitario respectivo, los cuales fueron multiplicados por sus cantidades correspondiente, obteniendo así el presupuesto de la obra.

4.8.1 Análisis de precios unitarios y presupuesto.

Como culminación del proyecto se elaboró el presupuesto utilizando el programa "Maprex V.7.2.7", de la empresa "Datalaing". Para esto se definieron las partidas con sus respectivos códigos, descripción y unidad de medida, donde luego se analizaron las cantidades de materiales, equipos, herramientas y mano de obra que se necesita para la ejecución de la obra.

Es importante señalar que para la entrada de datos generales del presupuesto se emplearon los siguientes porcentajes

- Gastos administrativos 18%
- Utilidad de 12%
- I.V.A de 16%.
- FCAS con Bono: 5000.68 %
- Horas laborables: 8 horas.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- El suministro de agua proporcionado por la red de conducción del Campo Morichal ha visto comprometido su correcto funcionamiento, debido a que el crecimiento poblacional de la zona fue superior al que se tenía estimado.
- El sistema de potabilización que se encuentra dentro del campamento podría lograr satisfacer las demandas de agua, pero al encontrarse fuera de servicio la sección de rebombeo, solo posee activa la bomba de captación.
- El equipo de bombeo que se encarga de realizar la captación de agua para el Campamento Sinovensa presenta un deterioro físico que reduce su eficiencia y rendimiento.
- El encendido manual de la bomba de captación, solo se realiza bajo los periodos de mayor consumo en la red. Esto evita que se logre almacenar suficiente agua en los tanques durante los periodos de bajo consumo en la red, así como también evita el accionar automático del equipo hidroneumático.
- La urgencia por resolver la situación que se presentó al momento de la falla del sistema automatizado de potabilización, ocasiono que se realizaran modificaciones al trazado de la red, dando como resultado la configuración actual.
- Las maniobras realizadas en el sistema por parte del personal obrero logran solventar momentáneamente los requerimientos de agua por parte de los residentes del campamento.
- El Campamento Sinovensa actualmente consume 153.334 Lts/día, de acuerdo con las análisis hidráulicos realizados se demostró que el equipo actual solo logra satisfacer el consumo actual del campo en los

periodos de uso menos críticos; sin embargo al incorporarse la ampliación del nuevo urbanismo y los campamentos de la filiales, que posee un caudal estimado en 67.500 Lts/día, y 62500 Lts/día respectivamente, se espera que la capacidad de consumo total es de 283.330 Lts/día, superando la capacidad actual de captación del sistema.

- La falta de capacitación del personal obrero en lo que respecta al uso y función del sistema de potabilización evita que se realicen las reparaciones necesarias al mismo
- La propuesta se presento es técnicamente factible, ya que por medio de la modelación Hidráulica con el Software WaterCAD, se logró comprobar que la producción del pozo de agua puede satisfacer la demanda de agua de todo el Campamento Sinovensa incluyendo a sus filiales petroleras.
- La modificación de la red de distribución de agua potable diseñada para la propuesta está integrada por tuberías de PVC, con las siguientes dimensiones:
 - Tuberías de 3" (76.2 mm) con una longitud de 214 metros
 - Tubería de 2" (50,8 mm) con una longitud de 68 metros
 - Tuberías de 1" (25,4 mm) con una longitud de 21 metros
- El modelo de la bomba sumergible utilizada para el sistema de acueducto propuesto es una Franklin Electric 100FA15S6-PE de 15 caballos de fuerza

5.2 Recomendaciones

Se sugiere antes de la realización de la puesta en marcha del proyecto que se tenga presente lo siguiente:

- Diseñar una caseta de bombeo para proteger las conexiones del sistema de captación del pozo de agua.
- Rehabilitar el Sistema de potabilización, esto permitirá garantizar un flujo más estable en la red actual del campamento, mas no para las nuevas conexiones.
- Realizar los análisis microbiológicos y físico-químicos para conocer la calidad de agua producida por el pozo.
- Establecer estrategias para que, al momento de realizar las conexiones de la red actual a la nueva fuente de aducción, se eviten molestias por cortes del servicio de agua a los usuarios
- Capacitar al personal sobre el funcionamiento de los equipos que serán instalados e indicar el cómo se debe de proceder en el momento que se presente una contingencia
- Diseñar una segunda red de potabilización ubicada en el área de concentración, debido a que, si se sigue la planificación de ubicar un nuevo comedor en el área reservada, será conveniente tenerlo listo para suministrar de agua tratada al comedor y áreas comunes.
- Colocar tanques de almacenamiento verticales u otra estación de rebombeo dentro de la red permitirá reducir las horas de operación de la bomba sumergible, lo que extenderá su periodo de vida.
- Evaluar el estado físico de las tuberías instaladas a las cuales se realizarán las conexiones principales al sistema de distribución del campamento.
- Realizar periódicamente aforos en el pozo con la finalidad de tener una idea de la magnitud de la explotación de las aguas subterráneas en la zona.

BIBLIOGRAFÍA.

- Ander, E. (1993). *Técnicas de Investigación Social*. 23a Edición. Buenos Aires, Argentina: Editorial Humanista
- Andrade Renny (2012). *Diseño de las Redes de Tuberías de Agua Potable para el Nuevo Urbanismo del Campo Residencial Morichal, Distrito Morichal*. Tesis de pregrado. Universidad Nacional Experimental Politécnica “Antonio José de Sucre”. Puerto Ordaz, Venezuela
- Arias, F. (2012). *El Proyecto de Investigación*. 6ta Edición. Caracas, Venezuela: Editorial Episteme
- Arocha, S (1979). *Abastecimiento de Agua. Teoría y Diseño*. Primera Edición. Caracas, Venezuela: Ediciones Vega S.R.L.
- Fernández, Natasja y Di Domenico, Paolino (2010). *Propuesta para Mejorar el Sistema de Abastecimiento de Agua Potable de la Población de Santa Clara, Municipio José Gregorio Monagas, Estado Anzoátegui*. Universidad de Oriente. Barcelona Estado Anzoátegui.
- Franklin Electric Latino América. “Catálogo de Productos Sumergibles”. [Documento en línea]. Disponible: <https://franklinagua.com/productos/ii-sumergible>. [Consulta: 2019, junio 1]
- Gaceta Oficial de la República Bolivariana de Venezuela número 4.044 Normas Sanitarias. De Fecha 08/09/1988.
- Gaceta Oficial de la República Bolivariana de Venezuela número 4103 Normas Sanitarias para el proyecto, construcción, ampliación reforma y mantenimiento de las instalaciones sanitarias para desarrollos urbanísticos. De Fecha 02/06/1998.
- Gómez, Guillen, Jáuregui y López (1997). *Cartilla de Urbanismo*. Primera Edición. Ediciones Betanzos. Caracas, Venezuela
- Haestad Methods Inc. (2003) *Advanced Water Distribution Modeling And Management*. Connecticut, Estados Unidos de América. Editorial: Haestad Press.
- Instituto Nacional de Obras Sanitarias (I.N.O.S) (1965) *Normas para el Diseño de los Abastecimiento de Agua*. Caracas, Venezuela.
- Instituto Nacional de Obras Sanitarias (I.N.O.S) (1976) *Especificación de Construcción de Obras de Acueducto y Alcantarillado*. Caracas, Venezuela.
- López, Ricardo (2003). *Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados*. Segunda Edición 2004. Escuela de Ingeniería. Bogotá,

- Colombia Mijares, Gustavo (1983). Abastecimientos de aguas y alcantarillados. Tercera edición. Ediciones vega. Caracas, Venezuela.
- Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (M.S.A.S) (1989). “*Normas Sanitarias para el proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de las Instalaciones Sanitarias para el desarrollo Urbanísticos*”, Instituto Nacional de Obras Sanitarias, Gaceta Oficial de la República Bolivariana. N° 4103
- Mijares, Gustavo (1983). Abastecimientos de aguas y alcantarillados. Tercera edición. Ediciones vega. Caracas, Venezuela
- Niño, F (2010). *Evaluación del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable del Municipio Península de Macanao, Estado Nueva Esparta*. Trabajo de Grado. Departamento de Ingeniería Civil. Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas. Universidad de Oriente. Barcelona Estado Anzoátegui.
- Organización Mundial de la Salud (OMS) (2006). “Guías para la Calidad del Agua Potable“. [Documento en línea]. Disponible: https://www.who.int/water_sanitation_health/dwq/gdwq3_es_full_lowres.pdf
- Ricardo, John (2017). *Propuesta de Red de Recolección de Aguas Servidas en el Sector Vista Al Sol II, Cantaura, Municipio Pedro María Freites, Estado Anzoátegui*. Trabajo de Grado. Departamento de Ingeniería Civil. Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplacadas. Universidad de Oriente. Cantaura Estado Anzoátegui
- Rodríguez, P. (2001). *Abastecimiento de Agua*. [Documento en línea]. Instituto tecnológico de Oaxaca. México. Disponible: https://www.academia.edu/7341842/Abastecimiento_de_Agua_-_Pedro_Rodr%C3%ADguez_Completo [Consulta: 2019, junio 1]
- Rodríguez, Edgar (2016). *Calculo de los Sistemas de Acueducto y Recolección de Aguas Servidas para el Complejo Habitacional Paseo Aurora Ubicado en Cantaura M.P.M.F*. Trabajo de Grado. Departamento de Ingeniería Civil. Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplacadas. Universidad de Oriente. Cantaura Estado Anzoátegui.
- Sabino, C (1997). *Metodología de la Investigación*. Caracas, Venezuela: Editorial Panapo
- Twyman J., Twyman C. (2009), “*Golpe de Ariete en Redes de Tuberías*”, Twyman Ingenieros Consultores Ltda., en sitio Web www.twyman.cl

ANEXOS.

HOJAS DE METADATOS

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/6

TÍTULO	“Evaluación del Sistema Hidráulico para el Abastecimiento de Agua Potable en el Campamento Petrolera Sinovensa, Morichal, Estado Monagas.”
Subtítulo	

Autor(es)

Apellidos y Nombres	Código CVLAC / e-mail	
Guzman Guzman, Jose Ramon Candelario	CVLAC	22.820.818
	e-mail	joserquzzman@gmail.com
	e-mail	
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	

Palabras o frases claves:

sistema
agua
potable
análisis
revisión
PDVSA
Sinovensa
WaterCAD
presupuesto
AutoCAD
Maprex

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 2/6

Líneas y sublíneas de investigación:

Área	Subárea
Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas	Ingeniería Civil

Resumen (abstract):

Resumen

El Campo Residencial Morichal, ubicado en el Distrito Morichal al sur del estado Monagas, asigno a la filial petrolera PDVSA Sinovensa un Campamento con un área de 9,50 hectáreas. El sistema de abastecimiento de agua desarrollado en esta área dota del vital líquido a los obreros que realizan sus labores en el área. Pero el aumento de la población en el área causo un incremento en la demanda de todos los servicios, que requirió la perforación de un pozo de agua en las cercanías del campamento de PDVSA Sinovensa. Para realizar la conexión de este pozo a la red de agua del campamento fue necesario la evaluación del sistema hidráulico para el abastecimiento de agua potable que permitió determinar el estado actual de la red, y mostrar donde se encuentra las fallas. De esta misma forma se evaluó si la producción del pozo podrá solucionar los problemas de abastecimiento en el campamento. Para el cálculo de los gastos de diseño para el proyecto se siguieron los criterios establecidos por el I.N.O.S. y las Gacetas N°4044 y 4103. Para la evaluación y diseño de la red se realizó con el Software WaterCAD V10. Se logro demostrar que la propuesta es técnicamente factible, ya que la modelación Hidráulica con el Software, comprobó que la producción del pozo de agua puede satisfacer la demanda de agua de todo el Campamento Sinovensa incluyendo a sus filiales petroleras.

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/6

Contribuidores:

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail										
Loaiza, Ramon	ROL										
		CA		AS	X	TU		JU			
	CVLAC	4.510.362									
	e-mail	loizaramon@hotmail.com									
e-mail											
Cermeño Carlos	ROL										
		CA		AS		TU		JU	X		
	CVLAC	8.494.906									
	e-mail	carloscermeno@hotmail.com									
e-mail											
Rojas Laurimar	ROL										
		CA		AS		TU		JU	X		
	CVLAC	15.563.371									
	e-mail	laurimarrojas@hotmail.com									
e-mail											

Fecha de discusión y aprobación:

Año Mes Día

2020	12	13
------	----	----

Lenguaje: SPA

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/6

Archivo(s):

Nombre de archivo	Tipo MIME
TesisJoseguzman.docx	Application/word

Alcance:

Espacial: UNIVERSAL

Temporal: TEMPORALES

Título o Grado asociado con el trabajo:

Ingeniero Civil

Nivel Asociado con el Trabajo:

Pregrado

Área de Estudio:

Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas

Institución(es) que garantiza(n) el Título o grado:

**Universidad De Oriente – Núcleo De Anzoátegui / Extensión Centro - Sur
Cantaura**

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 5/6



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO

CU N° 0975

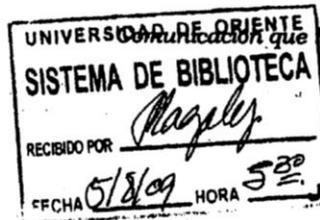
Cumaná, 04 AGO 2009

Ciudadano
Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ
Vicerrector Académico
Universidad de Oriente
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:

Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda **"SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC N° 696/2009"**.

Leído el oficio SIBI – 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.



Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

Cordialmente,

JUAN A. BOLANOS CUNPEL
Secretario



C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Teleinformática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/maruja

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 6/6

Artículo 41 del REGLAMENTO DE TRABAJO DE PREGRADO (vigente a partir del II Semestre 2009, según comunicación CU-034-2009): “Los trabajos de grados son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y solo podrá ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Concejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Concejo Universitario, para su autorización”.

Guzmán, José Ramon

AUTOR

Prof. Loaiza Ramon

TUTOR