



6. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO





CONTENIDO

6.1 Datos generales del proyecto	1
6.1.1 Antecedentes	1
6.1.2 Objetivos del proyecto	2
6.1.3 Localización y acceso	6
6.1.4 Ciclo de vida	10
6.1.5 Costos	11
6.2 Descripción técnica del proyecto	14
6.2.1 Esquema general del proyecto	14
6.2.2 Resumen de los componentes del proyecto	36
6.3 Infraestructura de apoyo	36
6.3.1 Campamentos	36
6.3.2 Diseño hidrosanitario de campamentos	76
6.3.3 Diseño del sistema de saneamiento	125
6.3.3.1 Diseño de las redes de alcantarillado sanitario	126
6.3.3.2 Diseño de las plantas de tratamiento de aguas residuales	129
6.3.3.3 Diseño de la red interna de alcantarillado sanitario	162
6.3.4 Diseño del sistema de drenaje pluvial	164
6.3.4.1 Criterios y parámetros de diseño	164
6.3.4.2 Dimensionamiento del sistema de drenaje	166
6.3.5 Diseños eléctricos	170
6.3.5.1 Consideraciones de diseño	171
6.3.6 Sistema de infraestructura de datos	212
6.3.6.1 Cuarto de telecomunicaciones.	212
6.3.6.2 Enlaces de backbone	213
6.3.6.3 Vías y espacios	213
6.3.6.4 Cableado horizontal	214
6.3.6.5 Sistema de identificación y etiquetación	214
6.3.6.6 Clases de los componentes.	214
6.3.6.7 Garantía	215
6.3.6.8 Pruebas y documentación	215
6.3.7 Subsistema de video vigilancia	216
6.3.7.1 Criterios de Diseño	217
6.3.8 Climatización	218
6.3.8.1 Sistemas de extracción y de aire acondicionado	218
6.3.8.2 Cálculo de presión en ductos y chimeneas. Presión estática	221
6.3.8.3 Selección de Ventiladores Extractores	224
6.3.8.4 Sistema de Aire Acondicionado, Unidad exterior, sistema de frío, tipo VRF	238
6.3.9 Vías de acceso	249





6.3.10	Fuentes de abastecimiento de agua potable	253
6.3.11	Relleno sanitario	262
6.3.12	Escombreras	268
6.3.13	Fuentes de materiales	294
	13.1 Bancos de material impermeable para uso en el núcleo impermeable uías.	
6.4	Estudio hidroenergético	317
6.4.1	Información básica	317
6.4.2	Simulación del funcionamiento analítico de vasos	325





INDICE DE TABLAS

Tabla 6- 1: Cantidades de obra, P.H. Santiago	11
Tabla 6- 2: Conceptos añadidos	12
Tabla 6- 3: Presupuesto	13
Tabla 6- 4: Agrupación de alternativas por duración e importe	16
Tabla 6- 5: Resumen del análisis para la selección del esquema, en la Etapa 3	18
Tabla 6- 6: Matriz comparativa entre alternativas 03 actualizada y la alternativa 15	18
Tabla 6- 7: Resumen de componentes del PHS	36
Tabla 6- 8: Ubicación de lotes para campamentos de construcción y operación	37
Tabla 6- 9: Características de los lotes para emplazamiento de campamentos	42
Tabla 6- 10: Áreas Bloques arquitectónicos campamento de operación	51
Tabla 6- 11: Áreas Bloques arquitectónicos campamento de construcción	52
Tabla 6- 12: Radios de Giro	54
Tabla 6- 13: Dimensiones de parqueaderos	55
Tabla 6- 14: Resumen de parámetros de diseño para sistemas de agua potable	76
Tabla 6- 15: Demanda de Caudales de los campamentos	77
Tabla 6- 16: Demanda de caudales	77
Tabla 6- 17: Resumen de parámetros de diseño para sistemas alcantarillado	77
Tabla 6- 18: Cálculo de la altura de carga de agua en los cajones de carga	79
Tabla 6- 19: Diseño de la mezcla rápida	89
Tabla 6- 20: Cuadro de cálculo del floculador mecánico	91
Tabla 6- 21: Cálculo de Sedimentación Acelerada Seditubos	93
Tabla 6- 22: Cálculo de las unidades de filtración	97
Tabla 6- 23: Perdida de carga durante el lavado	98
Tabla 6- 24: Perdida de carga durante el filtrado	99
Tabla 6- 25: Altura de filtros	99
Tabla 6- 26: Cálculo de Volúmenes de Reserva	102
Tabla 6- 27: Velocidades máximas recomendadas	103
Tabla 6- 28: Caudal máximo recomendable en las VRP para una v=4m/s	105
Tabla 6- 29: Demanda de caudales del Campamento Operación	107
Tabla 6- 30: Demanda de caudales del Campamento Construcción	109
Tabla 6- 31: Resultados del Modelo Hidráulico del Campamento Operación	113
Tabla 6- 32: Resultados del Modelo Hidráulico del Campamento Construcción	114





Tabla 6- 33: Correlación entre Valor de Corrección y Coeficiente de Simultaneidad	. 119
Tabla 6- 34: Valores de Corrección asumidos para las edificaciones	. 120
Tabla 6- 35: Demanda de caudales, presiones y diámetros en aparatos de consumo	. 121
Tabla 6- 36: Valores de Rugosidad Absoluta	. 122
Tabla 6- 37: Diseño de Fosa Séptica: Campamento Operación	. 133
Tabla 6- 38: Diseño de Filtro Anaerobio Campamento Operación	. 134
Tabla 6- 39: Fases de Sedimentabilidad del lodo activado	. 148
Tabla 6- 40: Fases de sedimentabilidad del lodo activado	. 149
Tabla 6- 41: Variables de Comparación entre Sistemas de Secado de Lodos	. 152
Tabla 6- 42: Parámetros para el dimensionamiento del Deshidratador	. 154
Tabla 6- 43: Costos de Operación y Mantenimiento	. 160
Tabla 6- 44: Unidades de Descarga de aparatos sanitarios	. 163
Tabla 6- 45: Canales Tipo	. 168
Tabla 6- 46: Características de las cuencas hidrográficas de los cauces	. 169
Tabla 6- 47: Caudal de los cauces	. 170
Tabla 6- 48: Distribución de alimentadores para el campamento Operación (A)	. 179
Tabla 6- 49: Demandas de campamento de construcción Terreno I T1	. 181
Tabla 6- 50: Demandas campamento de construcción I T2	. 181
Tabla 6- 51: Demanda del campamento de construcción, area de talleres T3	. 182
Tabla 6- 52: Demandas campamento de construcción, terreno H T4	. 182
Tabla 6- 53: Demandas campamento de construcción, terreno H T5	. 183
Tabla 6- 54: Requerimiento lumínico por el tipo de vía	. 199
Tabla 6- 55: Flujo de lámparas vs. Altura de mástil	. 200
Tabla 6- 56: Depreciación de lámparas tipo	. 201
Tabla 6- 57: Coeficientes de reflexión y utilización	. 208
Tabla 6- 58: Sistemas de Extracción y de Aire Acondicionado, Campamento A	. 219
Tabla 6- 59: Sistemas de Extracción y de Aire Acondicionado, Campamento B	. 219
Tabla 6- 60: Sistemas de Extracción de aire, Campamento Operación A	. 220
Tabla 6- 61: Sistemas de Extracción de aire, Campamento Construcción B	. 220
Tabla 6- 62: Condiciones de diseño al interior de ambientes.	. 221
Tabla 6- 63: Coeficiente de pérdidas en accesorios	. 222
Tabla 6- 64: Caudal de extracción mínimo por ambientes. Campamento Operación A	. 222
Tabla 6- 65: Caudal de extracción mínimo por ambientes. Campamento Construcción B	. 223





Tabla 6- 66: Caudal extracción mínimo por ambientes. Casino Campamento Construcción B
Tabla 6- 67: Resumen general de equipos de Extracción. Campamento Operación A 225
Tabla 6- 68: Resumen general de equipos de Extracción. Campamento Construcción B. 225
Tabla 6- 69: Sistemas de Aire Acondicionado, campamento Operación A
Tabla 6- 70: Sistemas de Aire Acondicionado, campamento Construcción B
Tabla 6- 71: Aire Acondicionado, campamento Operación A
Tabla 6- 72: Aire Acondicionado, campamento B
Tabla 6- 73: Potencias caloríficas, Alojamientos, campamento Operación A, Planta Baja y Planta Alta
Tabla 6- 74: Potencia calorífica, Suites, campamento Operación A, planta única 231
Tabla 6- 75: Potencias caloríficas, Villas, campamentos Operación A y Construcción B; planta única
Tabla 6- 76: Potencias caloríficas, Oficinas, campamentos Operación A y Construcción B; planta única
Tabla 6- 77: Potencias caloríficas, Centro de Convenciones, campamento Operación A, planta única
Tabla 6- 78: Potencias caloríficas, Centro de Salud, campamento Operación A, Construcción B, planta única
Tabla 6- 79: Potencias caloríficas, Casino, campamento Operación A
Tabla 6- 80: Resumen general de equipos de Aire Acondicionado, campamento Operación A
Tabla 6- 81: Resumen general de equipos de Aire Acondicionado, campamento Construcción B
Tabla 6- 82: Características geométricas acceso a corona de presa
Tabla 6-83: Características geométricas acceso a casa de máquinas Subterránea 252
Tabla 6- 84: Calidad física del agua
Tabla 6- 85: Calidad química del agua
Tabla 6- 86: Calidad bacteriológica del agua
Tabla 6- 87: Comparación de Costos por Alternativa
Tabla 6- 88: Presupuesto para el abastecimiento de agua potable para el Campamento Operación
Tabla 6- 89: Presupuesto para drenaje de aguas lluvias y saneamiento para el Campamento Operación
Tabla 6- 90: Presupuesto para el abastecimiento de agua potable para el Campamento Construcción Etapa de Construcción ALTERNATIVA 1





Tabla 6- 91: Presupuesto para drenaje de aguas lluvias y saneamiento para el Campamento de Construcción Etapa de Construcción ALTERNATIVA 1
Tabla 6- 92: Presupuesto para el abastecimiento de agua potable para el Campamento de Etapa de Construcción ALTERNATIVA 2
Tabla 6- 93: Presupuesto para drenaje de aguas lluvias y saneamiento para el Campamento de Etapa de Construcción ALTERNATIVA 2
Tabla 6- 94: Generación de desechos sólidos
Tabla 6- 95: Residuos generados en bloques de vivienda campamento Construcción 265
Tabla 6- 96: Residuos generados en comedor campamento Construcción
Tabla 6- 97: Volumen de la trinchera
Tabla 6- 98: Criterios ambientales para la ubicación de escombreras
Tabla 6- 99: Alternativas para escombreras
Tabla 6- 100: Caracterización de los sitios para escombreras
Tabla 6- 101: Evaluación ambiental de las alternativas de sitios para escombreras 279
Tabla 6- 102: Volumen de almacenamiento estimado
Tabla 6- 103: Volumen de escombro estimado a la fecha para las alternativas de presa. 291
Tabla 6- 104: Volúmenes aprovechables y de descapote en la zona de estudio del banco Calcáreo
Tabla 6- 105: Volúmenes aprovechables y de descapote en la zona de estudio del banco Yuquianza
Tabla 6- 106: Evaluación de espesores aprovechables en excavación superficial de mayor volumen
Tabla 6- 107: Volumen de materiales aprovechables en excavaciones de mayor tamaño 314
Tabla 6- 108: Bancos de roca estudiados
Tabla 6- 109: Escurrimientos medios mensuales al sitio del P.H. Santiago
Tabla 6- 110: Evaporación neta mensual en el sitio para el P.H. Santiago
Tabla 6- 111: Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades
Tabla 6- 112: Curva Elevaciones- Caudales en el desfogue
Tabla 6- 113: Eficiencias en el sitio del P.H. Santiago
Tabla 6- 114: Análisis comparativo NAMO Variable – NAMINO 433 msnm 328
Tabla 6- 115: Análisis comparativo NAMO Variable – NAMINO 434 msnm 329
Tabla 6- 116: Análisis comparativo NAMO Variable – NAMINO 435 msnm 329
Tabla 6- 117: Selección del NAMINO óptimo
Tabla 6- 118: Resultados del funcionamiento del vaso del P.H. Santiago para el análisis PI –





Tabla 6- 119: Resultados del funcionamiento del vaso del P.H. Santiago para una P.I. o 600 MW (Déficit 5%)	
Tabla 6- 120: Resultados del funcionamiento del vaso del P.H. Santiago para una P.I. o	
Tabla 6- 121: Parámetros de diseño P.H. Santiago	341
Tabla 6- 122: Escurrimientos medios mensuales (Caudal ecológico, Déficit 5%)	342
Tabla 6- 123: Escurrimientos medios mensuales (Caudal ecológico, Déficit 10%)	343
Tabla 6- 124: Resultados del funcionamiento del vaso del P.H. Santiago para una P.I. o	
Tabla 6- 125: Resultados del funcionamiento del vaso del P.H. Santiago para una P.I. o	
Tabla 6- 126: Parámetros de diseño P.H. Santiago	351
Tabla 6- 127: Resumen de resultados	352
Tabla 6- 128: Comportamiento en un año medio en el embalse	352
Tabla 6- 129: Demandas para diferentes escenarios	354





INDICE DE GRAFICOS

Gráfico 6- 1: Evolución PIB 2003-2022	3
Gráfico 6- 2: Evolución de la población de Ecuador 1990-2022	3
Gráfico 6- 3: Evolución de la demanda de potencia en bornes de generación	4
Gráfico 6- 4: Plan de expansión de generación 2013-2022	6
Gráfico 6- 5: Variación de las pérdidas unitarias en función de la velocidad	104
Gráfico 6- 6: Turbiedad y dosis del sulfato	258
Gráfico 6- 7: Evaporaciones netas	320
Gráfico 6- 8: Curva Elevaciones-Áreas-Capacidades	321
Gráfico 6- 9: Curva elevaciones- caudales en el desfogue	323
Gráfico 6- 10: Topografía de detalle y batimetría en el cauce del río	324
Gráfico 6- 11: Representación gráfica de los resultados del análisis PI – FP	333
Gráfico 6- 12: Volumen aportado vs volumen turbinado (Déficit 5%)	336
Gráfico 6- 13: Generación media mensual (Déficit 5%)	336
Gráfico 6- 14: Generación media anual (Déficit 5%)	337
Gráfico 6- 15: Volumen aportado vs volumen turbinado (Déficit 10%)	339
Gráfico 6- 16: Generación media mensual (Déficit 10%)	339
Gráfico 6- 17: Generación media anual (Déficit 10%)	340
Gráfico 6- 18: Volumen aportado vs volumen turbinado (Déficit 5%-Qe)	346
Gráfico 6- 19: Generación media mensual (Déficit 5%-Qe)	346
Gráfico 6- 20: Generación media anual (Déficit 5%-Qe)	347
Gráfico 6- 21: Volumen aportado vs volumen turbinado (Déficit 10%-Qe)	349
Gráfico 6- 22: Generación media mensual (Déficit 10%-Qe)	349
Gráfico 6- 23: Generación media anual (Déficit 10%-Qe)	350





INDICE DE FIGURAS

Figura 6- 1: Localización de la zona de estudio (tomada del informe de Estudio Prefactibilidad del Sistema Hidroeléctrico Zamora, en la Republica de Ecuador)	
Figura 6- 2: Ruta de acceso a partir de la ciudad de Cuenca a la zona de Proye Hidroeléctrico Santiago	
Figura 6- 3: Ubicación del Proyecto Hidroeléctrico Santiago en relación a la cuenca del Santiago	
Figura 6- 4: Ciclo de vida del PHS	. 10
Figura 6- 5: Diagrama de alternativas de esquemas evaluados en la etapa de estudios factibilidad para el P.H. Santiago	
Figura 6- 6: Planta general P.H. Santiago (ALT-15-HCR CM Subterránea MI con curvilíneo)	
Figura 6- 7: Planta general P.H. Santiago (ALT 03-CAG CM Cauce actualizada)	. 17
Figura 6- 8: Obra de desvío en planta	. 22
Figura 6- 9: Perfil de la obra de desvío.	. 23
Figura 6- 10: Sección transversal tipo de túnel de desvío	. 23
Figura 6- 11: Corte longitudinal presa y ataguías	. 24
Figura 6- 12: Planta Ataguías	. 24
Figura 6- 13: Perfil de la ataguía aguas arriba	. 25
Figura 6- 14: Perfil de la ataguía aguas abajo	. 25
Figura 6- 15: Planta general de la presa	. 27
Figura 6- 16: Perfil longitudinal por el eje de la presa	. 28
Figura 6- 17: Detalles tipo de la presa	. 28
Figura 6- 18: Ubicación de la galería de drenaje	. 29
Figura 6- 19: Obra de Toma	. 30
Figura 6- 20: Arreglo general grupo turbogenerador P.H. Santiago	. 31
Figura 6- 21: Corte Longitudinal Obra de Generación	. 31
Figura 6- 22: Planta Obra de Generación	. 32
Figura 6- 23: Perfil Vista aguas arriba Vertedor	. 33
Figura 6- 24: Perfil Vista aguas abajo Vertedor	. 34
Figura 6- 25: Perfil de la obra de Excedencias, y canal de Descarga	. 34
Figura 6- 26: Geometría de la Cubeta.	. 35
Figura 6- 27: Localización de sitios para campamentos	. 37
Figura 6- 28: Campamento de Operación – Terreno A	. 38
Figura 6- 29: Campamento de construcción – Terreno H	. 38





Figura 6- 30: Campamento de construcción – Terreno I	39
Figura 6- 31: Planificación para el Campamento de Operación	40
Figura 6- 32: Planificación para el Campamento de Construcción	41
Figura 6- 33: Modelo de arquitectura bioclimática	46
Figura 6- 34: Propuesta para el aterrazamiento de los campamentos	48
Figura 6- 35: Perspectiva bloque de alojamiento campamento de operación	57
Figura 6- 36: Perspectiva bloque de alojamiento campamento de Construcción	58
Figura 6- 37: Perspectiva Suites Campamento de operación	59
Figura 6- 38: Perspectiva Suites Campamento de Construcción	59
Figura 6- 39: Perspectiva de Villas Campamento de operación y construcción	60
Figura 6- 40: Perspectiva Bloque de oficinas de campamentos de operación y construc	
Figura 6- 41: Perspectiva de bloque – Centro de Convenciones campamento de opera	
Figura 6- 42: Perspectiva Bloque Cocina-Comedor campamento de operación	63
Figura 6- 43: Perspectiva Bloque centro de salud campamento de operación	64
Figura 6- 44: Perspectiva Bloque centro de salud campamento de construcción	65
Figura 6- 45: Perspectiva bloque de bomberos campamento de operación	65
Figura 6- 46: Perspectiva bloque de guardianía campamento de operación	66
Figura 6- 47: Perspectiva bloque de guardianía campamento de construcción	66
Figura 6- 48: Perspectiva Coliseo Campamento de operación	67
Figura 6- 49: Perspectiva Coliseo Campamento de construcción	68
Figura 6- 50: Perspectiva piscina campamento de operación	69
Figura 6- 51: Perspectiva Gimnasio campamento construcción	69
Figura 6- 52: Perspectiva sala de uso recreacional campamento de operación	70
Figura 6- 53: Perspectiva sala de uso recreacional campamento de construcción	71
Figura 6- 54: Perspectiva bloque de alojamiento personal de cocina y limpieza campam de Operación	
Figura 6- 55: Perspectiva comisariato y lavandería campamento A	72
Figura 6- 56: Perspectiva comisariato y lavandería campamento de construcción	73
Figura 6- 57: Cancha de Uso Múltiple campamento de operación	73
Figura 6- 58: Perspectiva Mirador Campamento de operación	74
Figura 6- 59: Perspectiva casino campamento A	75
Figura 6- 60: Perspectiva bloque de talleres y bodegas campamento de construcción	75





Figura 6- 61: Esquema de captación propuesta para los campamentos 80
Figura 6- 62: Planta de tratamiento de agua potable para 1 l/s
Figura 6- 63: Planimetría planta de agua potable 15 l/s
Figura 6- 64: Corte de la planta de tratamiento de agua potable
Figura 6- 65: Planta y corte de los Floculadores Mecánicos
Figura 6- 66: Planta y corte de los Sedimentadores
Figura 6- 67: Corte Transversal de los Sedimentadores
Figura 6- 68: Planta y corte de las unidades de filtración
Figura 6- 69: Planta de Tratamiento de Agua Potable para el campamento Permanente . 10
Figura 6- 70: Modelo de cálculo de una edificación en el CYPE
Figura 6- 71: Trazado de la red de alcantarillado del campamento operación 12
Figura 6- 72: Trazado de la red de alcantarillado del campamento de la etapa de construcción
Figura 6- 73: Planta de tratamiento de aguas residuales Campamento Permanente 13
Figura 6- 74: Planta de Tratamiento de aguas residuales para Campamento Temporal 15
Figura 6- 75: Diseño de la red de alcantarillado interna de una edificación 16-
Figura 6- 76: Zonificación del país
rigura 0- 70. Zoriii cadori dei pais.
Figura 6- 77: Zonificación del país
Figura 6- 77: Zonificación del país





Figura 6- 90: Distribución de tableros de distribución para el campamento Operación (A)	180
Figura 6- 91 Interruptor termo magnético de caja moldeada	. 185
Figura 6- 92: Gabinete de distribución ARTU-K IP65 de ABB	. 185
Figura 6- 93: Gabinete de distribución tipo PROTECA de ABB	. 186
Figura 6- 94: Plantillas separadoras para ductos eléctricos	. 187
Figura 6- 95: Cinta de advertencia para ducto eléctrico	. 189
Figura 6- 96: Pozos para ductos eléctricos	. 190
Figura 6- 97: Pozos para ductos eléctricos marco de tapa	. 191
Figura 6- 98: Tapa de Pozos disposición de anclajes	. 191
Figura 6- 99: Tapa de Pozos disposición de armadura	. 192
Figura 6- 100: Tapa de pozos de metal antideslizante	. 193
Figura 6- 101: Soportes para cables en pozos	. 194
Figura 6- 102: Pozo de revisión eléctrico tipo B para 8 vias+2 iluminación	. 195
Figura 6- 103: Pozo de revisión eléctrico tipo C para 2 vías iluminación y acometidas	. 196
Figura 6- 104: Cálculo por método de flujo total	. 198
Figura 6- 105: Cálculo de alumbrado exterior	. 199
Figura 6- 106: Disposiciones de luminarias en vias.	. 202
Figura 6- 107: DIALUX disposición de luminarias	. 203
Figura 6- 108: DIALUX exposición lumínica simulada 3D	. 203
Figura 6- 109: DIALUX niveles de flujo lumínico	. 204
Figura 6- 110: DIALUX exposición lumínica simulada 3D campamento Operación A	. 204
Figura 6- 111: DIALUX exposición lumínica simulada 3D campamentos Construcción H-	·1205
Figura 6- 112: DIALUX niveles de flujo lumínico cancha básquet	. 206
Figura 6- 113: Altura de ubicación de luminarias vs. Plano de trabajo	. 207
Figura 6- 114: Distancia entre luminarias vs. altura de trabajo	. 208
Figura 6- 115: DIALUX niveles de flujo lumínico comedor H-I	. 209
Figura 6- 116: DIALUX exposición lumínica simulada 3D comedor general H-I	. 210
Figura 6- 117: Esquema de un Sistema de Aire Acondicionado VRF	. 239
Figura 6- 118: Cubierta deslizante para acceso a la PCB inverter	. 240
Figura 6- 119: Juntas de derivación en forma de Y	. 240
Figura 6- 120: Curva senoidal suave.	. 242
Figura 6- 121: Placa electrónica.	. 242
Figura 6- 122: Control de la velocidad de giro del compresor.	. 242
Figura 6- 123: Unidades interiores, tipo CASSETTE	. 246





Figura 6- 124: Tipo de oscilaciones: A oscilación estándar. B oscilación opuesta en diagonal. C oscilación giratoria
Figura 6- 125: Unidades interiores, tipo conducto
Figura 6- 126: Unidades interiores, A de techo. B de pared
Figura 6- 127: Unidades interiores, tipo consolas de suelo
Figura 6- 128: Combinación de unidades interiores
Figura 6- 129: Caminos de acceso a casa de máquinas
Figura 6- 130: Esquema de un relleno tipo zanja
Figura 6- 131: Esquema de un relleno tipo área
Figura 6- 132: Esquema de un relleno tipo rampa
Figura 6- 133: Ubicación de los posibles sitios para escombreras
Figura 6- 134: Morfología del sitio de escombrera 1_EF en donde se ilustra con una línea azul el NAME a la cota 453 y con la línea roja muestra un curvilineamineto aparentemente de la zona deslizada
Figura 6- 135: Sección transversal representativa de la Escombrera EC 287
Figura 6- 136: Sección transversal representativa de la Escombrera ED
Figura 6- 137: Sección transversal representativa de la Escombrera EE 288
Figura 6- 138: Sección transversal representativa de la Escombrera EF
Figura 6- 139: Criterio para definir la capacidad portante de la cimentación (Fuente: Mecánica de Suelos Tomo II, Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos, Juárez Badillo y Rico Rodríguez)
Figura 6- 140: Localización del sitio BMI-S1, respecto a los sitios de escombrera respecto a los sitios de escombrera analizados geológica y geotécnicamente
Figura 6- 141: Ubicación del banco Santiago (área delimitada en línea magenta) 295
Figura 6- 142: Localización del banco calcáreo
Figura 6- 143: Plano geológico estructural del banco de roca calcáreo
Figura 6- 144: Panorámica en 3D del banco de roca calcáreo que cubrió el estudio geofísico
Figura 6- 145: Sección E a W del banco de roca Calcáreo, donde se representan tentativamente los espesores promedio de materiales no consolidados y la roca potencialmente explotable
Figura 6- 146: Localización del banco Yuquianza
Figura 6- 147: Plano geológico estructural del banco de roca Yuquianza
Figura 6- 148: Panorámica en modelo 3D del banco de roca Yuquianza, vista de este a oeste





Figura 6	- 149:	Secció	n N a	S del	banco	o de	roca	Yuqu	ianza	, donde	se	rep	rese	ntan
tentativar	nente	los es	spesores	pron	nedio	de	materia	ales	no d	consolidad	dos	у	la	roca
potencial	mente (explota	ble											309
Figura 6-	150: C	omport	amiento	en un	año m	edio	en el e	mbals	se					353





INDICE DE FOTOGRAFIAS

Fotografía 6- 1: Vista del Lote A
Fotografía 6- 2: Vista Lote H
Fotografía 6- 3: Vista Lote I
Fotografía 6- 4: Tamiz estático
Fotografía 6- 5: Reactor biológico
Fotografía 6- 6: Clarificador
Fotografía 6- 7: Digestor de lodos
Fotografía 6- 8: Deshidratador de lodos
Fotografía 6- 9: Filtro de grava
Fotografía 6- 10: Dosificador dispensador de cloro
Fotografía 6- 11: Subestación #22 sector Bella Unión
Fotografía 6- 12: Depósitos de talud y grandes bloques tabulares cubriendo a los aglomerados andesíticos de la Formación Mera
Fotografía 6- 13: Grandes bloques depositados sobre el cauce del río Yuquianza 283
Fotografía 6- 14: Curvilineamiento al NE del río Yuquianza
Fotografía 6- 15: Areniscas-limolitas en estratificación delgada, con oquedades formadas entre los planos de estratificación
Fotografía 6- 16: Dique de composición andesítica emplazado en la zona de falla 286
Fotografía 6- 17: Estratos laminares de arenisca-limolita, evidenciando el sistema de fracturamiento NW que se encuentra interrumpido verticalmente por los planos de estratificación
Fotografía 6- 18: En estas fotos se observan los espesores de los estratos de 40 a 80 cm, alternados de la arenisca calcárea y la brecha, así como el aspecto compacto que normalmente presenta esta unidad calcárea
Fotografía 6- 19: En la imagen izquierda se observa un lente de arenisca calcárea de grano grueso, a la derecha se observa una intercalación de capas delgadas de brecha y arenisca calcáreas casi horizontales
Fotografía 6- 20: Contacto concordante y ondulado entre el paquete calcáreo y vulcanosedimentario (línea roja punteada) en el interior de una caverna ubicada a 160 m al SSW del barreno SI-13
Fotografía 6- 21: Se observa el contacto entre el paquete calcáreo y vulcanosedimentario, cortado por los barrenos SI-12, SI-13 y SI-14
Fotografía 6- 22: Vista aérea hacia el norte, se observa el banco de roca Yuquianza en la poligonal de color amarillo
Fotografía 6- 23: Bloques de roca diorítica de hasta 2,00 m que fueron cortados mediante el barreno BD-1, los cuales pueden ser aprovechables









6.1 Datos generales del proyecto

6.1.1 Antecedentes

La demanda de energía eléctrica que Ecuador requiere a mediano y largo plazo se atiende a través del Ministerio de Electricidad y Energía Renovable, que promueve e impulsa el desarrollo de fuentes renovables de generación de energía eléctrica. En este sentido la Comisión Federal de Electricidad de México (CFE) ha realizado estudios de prefactibilidad en el sistema Hidroeléctrico Zamora, donde identificó sitios con potencial de aprovechamiento hidroeléctrico destacando el G8, nombrado como Proyecto Hidroeléctrico Santiago (PHS).

El 1 de marzo de 2012 la Empresa Pública Estratégica Corporación Eléctrica del Ecuador (CELEC EP) y la Comisión Federal de Electricidad de México (CFE), suscribieron el contrato de consultoría, para la realización de trabajos a nivel de prefactibilidad del Sistema Hidroeléctrico Río Zamora, cuyo objetivo fue analizar en forma integral, el potencial hidroenergético de la cuenca baja del río Zamora, comprendido entre su confluencia con los ríos Bomboiza y Namangoza, con la finalidad de seleccionar los aprovechamientos que debían de ser estudiados a nivel de factibilidad.

La CFE realizó los estudios de prefactibilidad entre los años 2012 a 2013, en los cuales se identificaron cuatro sitios, que se denominaron: G9, G10 y G11, localizados sobre el río Zamora y el G8 sobre el río Santiago, aguas abajo de la confluencia de los ríos Zamora y Namangoza. Las condiciones geológicas, topográficas e hidrológicas de este sitio se evaluaron como favorables para establecer un aprovechamiento hidroenergético. Con base en lo anterior, el 9 de octubre de 2012, CELEC EP y CFE suscribieron un contrato complementario al primero, con la finalidad de analizar de manera integral, a nivel de prefactibilidad, el tramo inicial del río Santiago, comprendido entre la confluencia de los ríos Zamora y Namangoza y la unión de los ríos Santiago y Coangos.

Estos cuatro sitios potenciales para aprovechamiento hidroenergético, fueron analizados y evaluados en el estudio de Prefactibilidad bajo 4 alternativas de aprovechamiento:

- Alternativa de aprovechamiento 1. G9 (NAMO 725 msnm)—G8 (NAMO 448 msnm)
- Alternativa de aprovechamiento 2. G10 (NAMO 725 msnm)–G9 (NAMO 578 msnm)-G8 (NAMO 448 msnm)
- Alternativa de aprovechamiento 3. G9 (NAMO 653 msnm) G8 (NAMO 448 msnm)
- Alternativa de aprovechamiento 4. G11 (NAMO 685 msnm) con conducción por margen izquierda – G8 (NAMO 448 msnm)

El análisis de evaluación técnica, económica, social y ambiental de la Prefactibilidad determinó que la alternativa del sistema hidroeléctrico más factible, desde la perspectiva de esquema de aprovechamiento integral, es la **Alternativa 3**, considerándose primeramente la construcción del aprovechamiento G8, denominado **Proyecto Hidroeléctrico Santiago (PHS)**.

De esta manera, la Empresa Pública Estratégica Corporación Eléctrica del Ecuador (CELEC EP), decide llevar a cabo las etapas de factibilidad y diseño definitivo el Proyecto Hidroeléctrico Santiago (PHS), que por sus condiciones geológicas, geotécnicas, topográficas, hidrológicas y sedimentológicas ofrece la posibilidad de albergar una cortina





de aproximadamente 178,00 m de altura, para aprovechar el caudal del río Santiago estimado en 1.385 m³/s, con el cual se asume una potencia instalada de entre 3.000 a 3.600 MW, para obtener una generación anual de 16.000 GWh.

6.1.2 Objetivos del proyecto

Para el desarrollo del Estudio Hidroenergético se han considerado las estipulaciones del "Plan Maestro de Electrificación 2013 - 2022" (PME), documento del Ministerio de Electricidad y Energía Renovable de la República Ecuador (MEER). El Proyecto Hidroeléctrico Río Zamora – Santiago, se enmarca completamente dentro de estas directrices nacionales.

Para los fines del Estudio Hidroenergético, el punto de partida lo constituye la proyección de la demanda eléctrica, cuya planificación busca garantizar para el Estado el suministro de energía a sus habitantes. Su determinación, considera los requerimientos actuales y futuros tanto de potencia como de energía que demandan los sectores de consumo (residencial, comercial, industrial, alumbrado público y otros), y han sido obtenidos de las distribuidoras de energía eléctrica y de clientes especiales de los sectores del acero, cemento, transporte y petróleo) y que se alinean con las políticas de gobierno del Ecuador, encaminadas principalmente al cambio de matriz energética.

El desarrollo de los grandes proyectos de generación hidroeléctrica como el PH Zamora-Santiago, traerá como consecuencia la disminución de la tarifa eléctrica, lo que se reflejará en un mayor consumo de energía, fundamentalmente por la disminución o traslado del uso de gas domiciliario (cocinas, calefones, entre otros) hacia el uso de electricidad. Es precisamente este potencial crecimiento de la demanda, la razón del cambio de la matriz energética que impulsa el Gobierno del Ecuador. La planificación prevista, tiene como meta reducir las pérdidas del 12,10% al 7.59% al final del período de proyección. De igual forma, se proyecta una mejora del factor de carga del 70% al 72% para el año 2022.

Es claro que para que el Ecuador logre estas metas, los proyectos de generación hidroeléctrica deben asociarse a estudios, diseños y posterior financiamiento de los sistemas de Transmisión necesarios. Dentro de este Plan de Expansión de Transmisión que se propone, se prevé que la operación del sistema de transmisión de 230 kV hacia Sucumbíos, el cual, inicialmente utilizaría las dos líneas de 500 kV entre El Inga y Coca Codo Sinclair energizadas a 230 kV, comenzando a operar en el cuarto trimestre del año 2014, lo que implica un mejoramiento de las condiciones de suministro de energía eléctrica a la zona nororiental del país y, se podrá abastecer la demanda del sector petrolero estatal.

Así mismo, se requiere prever el tratamiento y consideración de las cargas especiales o grandes cargas que demandará el Ecuador en el mediano plazo.

- La Refinería del Pacífico, que el Ecuador emprende conjuntamente con Venezuela en la zona de Manta
- El crecimiento en la demanda de la ciudad de Guayaquil originada por la sustitución de la termoelectricidad por hidroelectricidad proveniente de los nuevos proyectos
- La demanda que se prevé de la explotación minera, también sector estratégico del estado, está recibiendo el apoyo al tenor de lo que indica la nueva Ley del Sector.





Análisis de la demanda eléctrica

Los determinantes o variables exógenas analizadas en este caso fueron de tipo macroeconómico (PIB nacional) y demográfico (población, cantidad de viviendas totales y con servicio eléctrico a nivel país) y las fuentes consultadas fueron organismos oficiales nacionales (CONELEC, INEC, BCE).



Gráfico 6- 1: Evolución PIB 2003-2022

(Fuente: PME 2013-2022 Vol. 2. FIG. No. 2.6)

Los valores de PIB (Gráfico 6- 1) están expresados en millones de dólares americanos a valores constantes del 2000, de modo de aislar las perturbaciones nominales causadas por los precios.

Se contó con información de población, viviendas y viviendas con servicio eléctrico de los censos nacionales de población y vivienda de los años 1990, 2001 y 2010 a nivel de la mínima unidad geográfica disponible: parroquia.

Los años 1990 y 2001 fueron relevados del Sistema Nacional de Información (www.sni.gob.ec) y el 2010 fue tomado de información entregada oficialmente por el INEC.

A partir del 2011 y hasta el 2020, la serie de población fue proyectada por el INEC, para los años 2021 y 2022 se mantuvieron constante la tasa de crecimiento intercensal 2010 – 2020 (Gráfico 6- 2).

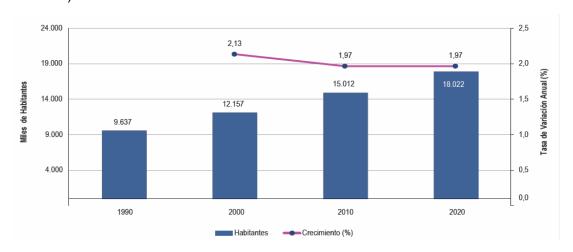


Gráfico 6- 2: Evolución de la población de Ecuador 1990-2022 (Fuente: PME 2013-2022 Vol. 2. FIG. No. 4.2)





La proyección de la demanda eléctrica, es una herramienta indispensable para orientar las decisiones de inversión, así como para la formulación y desarrollo de proyectos que permitan asegurar la oferta de electricidad en condiciones de seguridad y confiabilidad.

El PME plantea cinco hipótesis a partir de seguimiento del modelo metodológico para la estimación y proyección de la demanda, mismas que son:

- Primera Hipótesis. Línea base de proyección, en la cual se emplearon métodos econométricos, análisis de períodos anteriores y esquemas analíticos, tomando en consideración el plan previsto de reducción de pérdidas de energía.
- 2. Segunda Hipótesis. A la hipótesis 1 se le incorporan las demandas industriales vinculadas con la actividad minera, cemento, siderúrgica, transporte, petrolera (excluida la Refinería del Pacífico y su asentamiento), proyectos de eficiencia energética y la Ciudad del Conocimiento (Yachay).
- 3. Tercera Hipótesis. A la hipótesis 2 se le incorpora la demanda del Programa Nacional de Cocción Eficiente (3,5 millones de cocinas eléctricas)
- Cuarta Hipótesis. A la hipótesis 2 se le incorpora la demanda de la Refinería del Pacífico, RDP, tanto la de la industria como los procesos productivos de la zona de desarrollo.
- Quinta hipótesis. A la hipótesis 2 se le incorporan las demandas de la RDP y la demanda del Programa Nacional de Cocción Eficiente (3,5 millones de cocinas eléctricas.

El estudio de proyección de demanda está conformado por 5 hipótesis modeladas en escenarios de crecimiento económico (menor, medio y mayor), lo que da un total de 15 casos de modelación de la demanda eléctrica.

De acuerdo a la alta probabilidad de ocurrencia, y al ser el caso con más exigencias al sistema, se optó por elegir como escenario base para los planes de expansión de generación, transmisión y distribución, la hipótesis 5 en escenario de crecimiento económico medio.

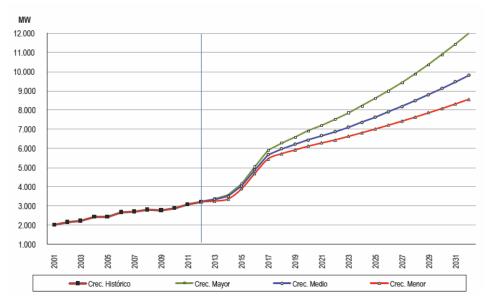


Gráfico 6- 3: Evolución de la demanda de potencia en bornes de generación. (Fuente: PME 2013-2022. FIG. No. 2.6)





La proyección de demanda global a nivel país se obtuvo como resultado de agregar las proyecciones de demanda, clientes y energía, de las distintas categorías analizadas, como resultado de la proyección se estima un crecimiento promedio anual 2013 - 2022 del 5% alcanzando 26 542 GWh en el 2022.

Componente hidroeléctrica de la Matriz Energética de la República del Ecuador

Las especiales condiciones geomorfológicas del Ecuador, debidas a la presencia de la cordillera de Los Andes que divide al territorio continental en dos redes fluviales que desembocan una hacia el Océano Pacífico y otra hacia la llanura Amazónica, establecen un alto potencial hidroeléctrico que debe ser desarrollado de forma coordinada en función de la complementariedad hidrológica que presentan dichas vertientes hidrológicas.

El desarrollo de la hidroelectricidad en el Ecuador ha tenido una gran importancia y actualmente el país cuenta con una potencia hidráulica instalada (embalse y pasada) de 2 256 MW.

Las centrales hidroeléctricas más grandes del Sistema Nacional Interconectado (SIN) se encuentran en la vertiente Amazónica, donde la época lluviosa ocurre, generalmente, entre abril y septiembre, mientras que la época de sequía se presenta de octubre a marzo. Por esta razón, los mantenimientos de las plantas térmicas se programan preferentemente para la estación lluviosa y los de las unidades hidráulicas para la estación seca. El 83% de la capacidad existente en centrales hidroeléctricas está constituida principalmente por seis grandes centrales: Paute Molino (1 100 MW), Mazar (160 MW), San Francisco (230 MW), Marcel Laniado de Wind (213 MW), Agoyán (156 MW) y Pucará (73 MW). De las anteriores, únicamente la central Marcel Laniado de Wind pertenece a la vertiente del Pacífico, y conjuntamente con Mazar, que pertenece a la vertiente del Amazonas, son las centrales que poseen los embalses más representativos del sistema eléctrico nacional.

La cuenca del río Santiago forma parte de uno de los 11 sistemas hidrológicos identificados con mayor potencial hidroeléctrico, luego de estudios de factibilidad económica, se estimó una potencia aprovechable de 21 520 MW, 90% en la vertiente Amazónica y 10% en la vertiente del Pacífico. El mayor potencial se establece entre las cotas 300 y 1 200 msnm.

La Región Amazónica, por su parte, tiene la temporada de lluvias entre marzo y octubre, con la particularidad de presentar lluvias casi permanentes durante gran parte del año. Esta región presenta zonas de transición entre las lluvias de la Sierra y las del Oriente, generalmente en áreas localizadas entre las cordilleras Central y Oriental.

Plan de Expansión de Generación

El Plan de Expansión de Generación 2013 - 2022, está concebido para solucionar el problema estructural de abastecimiento de energía eléctrica que tiene el Sistema Nacional Interconectado, SNI., y que lo vuelve vulnerable en los períodos de estiaje, se determina además la generación y las reservas para cubrir la demanda de cargas especiales, así como mantener al Ecuador con generación suficiente para satisfacer las necesidades internas de demanda bajo independencia de interconexiones eléctricas internacionales.

En el Gráfico 6- 4 se presenta el resumen del Plan de Expansión de Generación 2013 - 2022 que corresponde al abastecimiento de la demanda considerada en la Hipótesis 5, en donde se presentan las centrales de generación que son necesarias para cubrir la proyección de la demanda eléctrica, misma que ha considerado elementos de desarrollo como proyectos industriales y mineros, de refinación de combustibles, transporte,





explotación petrolera y otros elementos relacionados con el cambio en la matriz energética del Ecuador y el uso eficiente de la energía.

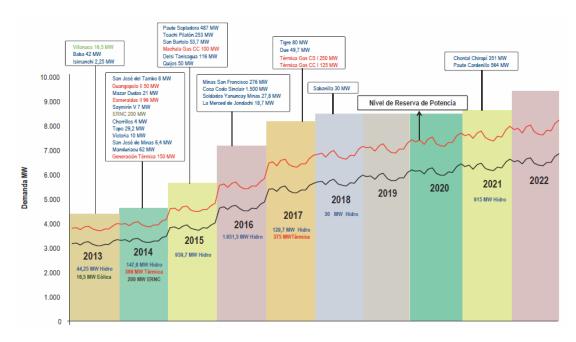


Gráfico 6- 4: Plan de expansión de generación 2013-2022. (Fuente: PME 2013-2022. FIG. No. 3.1)

6.1.3 Localización y acceso

El Proyecto Hidroeléctrico Santiago se localiza en el sureste de la república de Ecuador, dentro de la Región Hidrográfica Amazonas. Hidrológicamente el área de estudio involucra las cuencas de los ríos Zamora, Namangoza y Santiago (Figura 6- 1); geopolíticamente la cuenca se ubica principalmente dentro de las provincias de Morona Santiago y Zamora Chinchipe y en menor proporción en las provincias de Azuay, Cañar, Loja y Chimborazo. Las principales zonas urbanas dentro de la cuenca son Loja, Cuenca, Gualaceo, Paute, Gualaquiza, Méndez, Sucúa y Macas.

El proyecto se encuentra en la provincia de Morona Santiago en los cantones de Tiwintza y Limón Indanza; su eje de presa se encuentra en el río Santiago entre la confluencia de los ríos Zamora y Namangoza y la confluencia del río Santiago con el río Coangos, en las coordenadas cartesianas UTM (X=809.384 Y= 9.665.728), Datum WGS84, Zona 17 Sur; el embalse involucra a los cantones de Tiwintza, Limón Indanza y Santiago de Méndez y los ríos Santiago, Zamora, Namangoza, Upano Paute y Negro.

El acceso partiendo de la ciudad de Cuenca se hace a través de la autopista Cuenca-Azogues y después de recorrer una distancia de 11,0 km, posteriormente se continúa hacia la población de Gualaceo, de este último poblado, se toma un camino de terracería de 95,0 km, que conduce a la comunidad de Plan de Milagro y el entronque con la carretera E-45 Macas—Zamora (Figura 6- 2). A partir de este punto se toma hacia la izquierda con dirección hacia las comunidades de Limón y Bella Unión; 3,0 km después de pasar esta última comunidad, se transita por la desviación hacia la Parroquia de Patuca, continuando con dirección hacia las poblaciones de San Simón y Piankas hasta llegar a





Yuquianza recorriendo así una distancia de 40,0 km aproximadamente. A partir de esta localidad se llega a pie a un embarcadero localizado en la margen izquierda del río Namangoza, en donde se transita a través del río en embarcación, recorriéndose una distancia aproximada de 4,3 km hasta llegar al sitio del proyecto.

Otro acceso partiendo de la ciudad de Cuenca, se hace de igual manera, a través de la autopista Cuenca- Azogues y después se continúa por la vía pavimentada Cuenca-Paute-Guarumales-Méndez, recorriéndose una distancia de 123,5 km (Figura 6- 2), posteriormente se continúa hasta la comunidad de Bella Unión, de aquí en adelante el acceso se hace de igual manera que la descrita anteriormente.

También se puede acceder al área de estudio, a partir de la parroquia de Sucúa, transitando por la carretera E45 con dirección a Santiago de Méndez (Figura 6-2), recorriendo una distancia de 48,0 km aproximadamente hasta llegar a la desviación que comunica con la parroquia de Patuca, de aquí en adelante el recorrido se hace de igual manera que la descrita en el párrafo segundo.

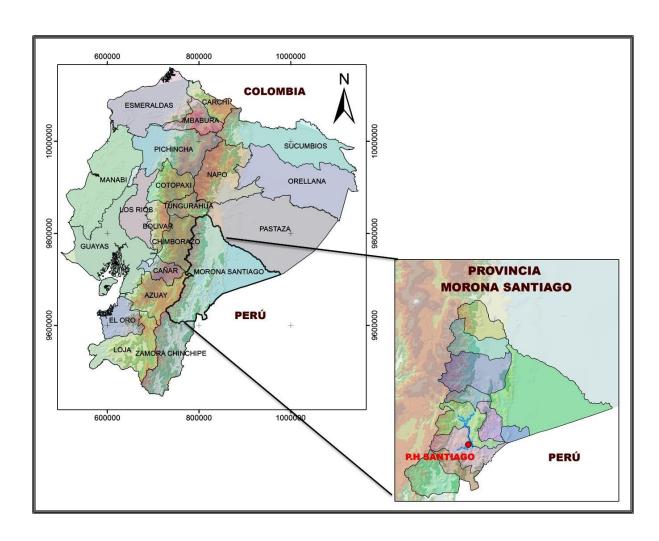


Figura 6- 1: Localización de la zona de estudio (tomada del informe de Estudio de Prefactibilidad del Sistema Hidroeléctrico Zamora, en la Republica de Ecuador)

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.





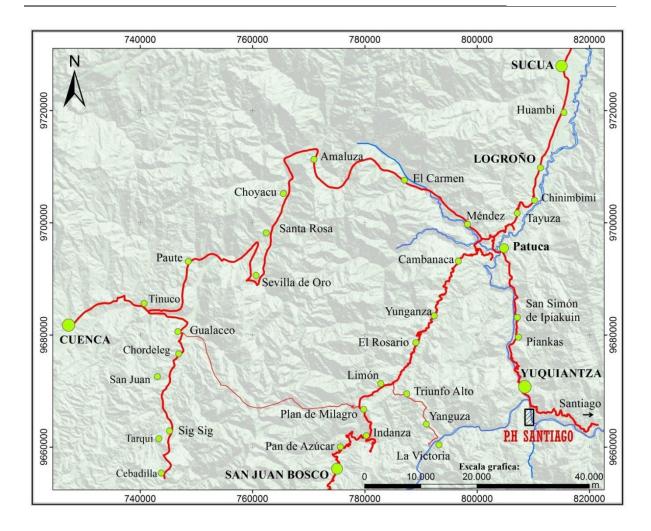


Figura 6- 2: Ruta de acceso a partir de la ciudad de Cuenca a la zona de Proyecto Hidroeléctrico Santiago

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

Para ingresar al sitio del eje de presa en estudio, a partir de la vía interoceánica Méndez – Puerto Morona, a la altura del poblado de Yuquianza, el ingreso a la zona de obras se puede realizar por tierra o por el curso del río en lancha de motor. Si se ingresa por tierra, el recorrido es de aproximadamente 5 km por una trocha en la margen izquierda del río Santiago; por lancha se recorren aproximadamente 2,4 km hacia aguas abajo por el río Namangoza hasta su confluencia con el río Zamora, punto donde el río toma el nombre de Santiago, continuando aproximadamente 2 km más hasta el eje de la cortina del proyecto.







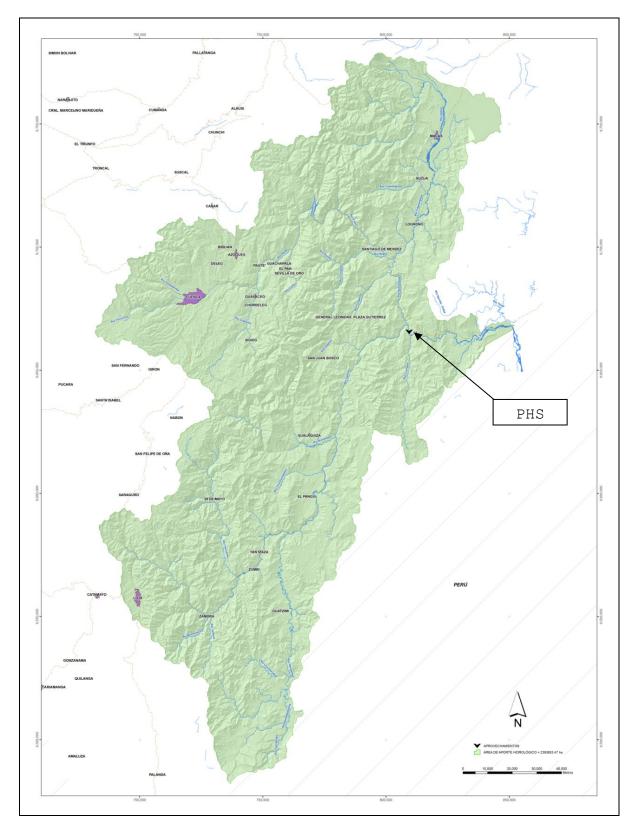


Figura 6- 3: Ubicación del Proyecto Hidroeléctrico Santiago en relación a la cuenca del río Santiago

Elaborado por: ACOTECNIC Cía. Ltda.

CAPITULO 6 DESCRIPCION DEL PROYECTO





6.1.4 Ciclo de vida

El ciclo de vida del PHS contempla 4 etapas:

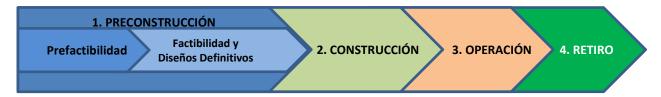


Figura 6-4: Ciclo de vida del PHS

1. Pre construcción

Constituida por la fase de estudios: prefactibilidad, factibilidad y diseños definitivos.

Prefactibilidad

- En esta etapa se realizó la evaluación más completa y profunda de las alternativas identificadas en la etapa de perfil y de las posibles soluciones.
- Como resultado de la etapa se puede descartar las alternativas no factibles, seleccionar aquella alternativa que es técnica y económicamente mejor y pasar a la etapa de factibilidad y diseño definitivo, esperando que se adopte la decisión por la autoridad de continuar con la siguiente fase de los estudios.

Para el caso del PHS, esta etapa se inició en enero de 2012 y se terminó en octubre del 2013, recibiendo la autorización de continuar con la etapa de Factibilidad y Diseños Definitivos.

Factibilidad y Diseños Definitivos

- En esta etapa se perfecciona y precisa la mejor alternativa identificada en la etapa de pre-factibilidad, sobre la base de información primaria recolectada especialmente para este fin.
- Como resultado de la etapa se puede pasar a la etapa de construcción del proyecto y esperar que la autoridad tome la decisión de continuar con la siguiente fase, que sería la de construcción del proyecto.

El PHS se encuentra en esta etapa, esta se inició en mayo de 2014 y se terminará en diciembre de 2016.

2. Construcción

Referida a la etapa en que se dan lugar todos los trabajos físicos que requiere la obra hidroeléctrica así como las obras conexas necesarias para su ejecución. Estas son:

Obras temporales o infraestructura de apoyo: incluyen todas aquellas obras, facilidades y equipamientos provisionales básicos que son necesarios para la ejecución de la obra civil y que tienen el carácter de servicio temporal.

Obras permanentes: son aquellas obras e instalaciones que forman parte de la infraestructura civil que serán emplazadas de manera permanente para la operación del





PHS.

Esta etapa se prevé que inicie a inicios del 2016 tendrá una duración aproximada de 5 años.

3. Operación

La operación del proyecto hidroeléctrico consiste básicamente en el servicio que la central de generación eléctrica prestará durante su vida útil, de acuerdo a los objetivos planteados en la concepción de su propuesta.

Incluye además el mantenimiento de las facilidades del PH Santiago y que comprende todas aquellas actividades que se realizan de manera periódica o rutinaria en la infraestructura, equipamiento e instalaciones del complejo hidroeléctrico, tendientes a mantener la óptima operación del mismo.

El PHS se ha diseñado para tener una vida útil de 50 años.

4. Retiro y abandono

Esta etapa se presenta cuando el proyecto culmina su vida útil o no cumple con los fines para los cuales fue construido y debe ser retirado de operación; contempla todos los trabajos a ser realizados para que los lugares en donde se ubicaron las instalaciones del PH Santiago, puedan recuperar una condición similar a la inicial previa a la intervención.

Etapa de desmantelamiento de las infraestructuras del proyecto y que se ha previsto que dure 2 años.

6.1.5 Costos

Para la determinación del presupuesto del proyecto y sus parámetros económicos - financieros, se elaboró primeramente un Catálogo General de Conceptos de Obra Civil y Electromecánica con la finalidad de definir los conceptos requeridos en la construcción del Proyecto; a continuación se elaboró el Programa de Obras para conocer la distribución de los recursos en el tiempo y; finalmente se realizaron las evaluaciones económico-financieras correspondientes.

Para la determinación del presupuesto de Obra Civil, primeramente se hizo la cuantificación de volúmenes de cada uno de los componentes de proyecto.

En la Tabla 6- 1, se muestran como referencia los conceptos más importantes con sus cantidades correspondientes.

Tabla 6- 1: Cantidades de obra, P.H. Santiago

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavaciones (exteriores)	m³	4 329 216
Excavaciones (subterráneas)	m³	2 415 262
Terracerías	m³	673 674
Hormigón (Hidráulico)	m³	504 385
Hormigón en Presa (HCR)	m³	2 827 066

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.





El catálogo de conceptos es el resultado de la cuantificación de Obra Civil y las características del Equipamiento Electromecánico, respectivamente, con las siguientes consideraciones:

- Los precios unitarios de Obra Civil y Equipo Electromecánico aquí presentados consideran 10 y 2% de imprevistos respectivamente.
- La actualización de las bases de datos se realizó en la moneda de origen, para que posteriormente se convirtiera a dólares americanos al tipo de cambio vigente, y ésta a su vez se adaptara al mercado Ecuatoriano; para lo cual se contó con información de la Cámara de la Industria de la Construcción de Ecuador y la Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción.
- Los precios unitarios de obra civil obtenidos incluyen un factor del 56% correspondiente al costo indirecto, el cual se obtuvo como un valor referenciado de trabajos anteriores, siendo dicho porcentaje relativo a actividades de campo y oficina central, así como a la utilidad del contratista.
- Con las bases de datos de obra civil valorizadas en dólares ecuatorianos y las cantidades de obra cuantificadas, se realizó el presupuesto de cada obra civil.
- La mayoría de los precios que integran los presupuestos son precios unitarios por concepto de trabajo definido, sin embargo, algunos de ellos son precios globalizados, es decir, se componen de un conjunto de conceptos y precios que no se pueden establecer con precisión, ya que a la fecha y para el nivel de estudio actual, no se ha generado información específica, por lo que no se puede hacer un análisis a detalle de los tratamientos de roca, tapetes de consolidación, pantallas impermeables, entre otros.
- Los tratamientos geotécnicos, por el momento, se asociaron al volumen de excavación de cada estructura, mismos que se afinarán para la etapa del Diseño Definitivo, en función de los resultados provenientes de las exploraciones geológicas y geotécnicas.

A estos dos catálogos conformados (obra civil y equipamiento electromecánico), se incorporaron los siguientes costos:

Tabla 6- 2: Conceptos añadidos

CONCEPTO	MONTO EN USD
Campamentos de Operación	14 500 000,00
Vías de Operación	15 000 000,00
Vías y puentes por concepto de reposición de infraestructura afectada por el embalse	30 000 000,00
Manejo de Planes Sociales	50 000 000,00
Manejo de Planes Ambientales	40 000 000,00
Desarrollo de Ingeniería	30 000 000,00
Desarrollo de Administración	30 000 000,00
Desarrollo de Gerenciamiento y Fiscalización	80 000 000,00
Desarrollo de Línea de Abastecimiento	10 000 000,00

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

Como resultado de la suma de todos los conceptos anteriores, se conformó el presupuesto del proyecto, el cual dio un monto total de USD 2.498.208.004,00 (Dos mil cuatrocientos noventa y ocho millones doscientos ocho mil cuatro 00/100 Dólares de los Estados unidos). El resumen del presupuesto se presenta en la siguiente tabla.





Tabla 6-3: Presupuesto

OBRA DE DESVÍO Excavaciones a cielo abierto Excavaciones subterráneas Terracerías Concretos Tratamientos Total OBRA DE CONTENCIÓN Excavaciones a cielo abierto Excavaciones subterráneas Terracerías Concretos	824 674 775 392 673 674 79 772	8 993 116 44 993 010 6 736 740 69 126 554 39 410 482 169 259 902	9 892 427 49 492 311 7 410 414 76 039 209 43 351 530 186 185 892	12.0 63.8 11.0 953.2	5% 27% 4% 41%
Excavaciones a cielo abierto Excavaciones subterráneas Concretos Tratamientos Total DBRA DE CONTENCIÓN Excavaciones a cielo abierto Excavaciones subterráneas Ferracerías Concretos	775 392 673 674 79 772	44 993 010 6 736 740 69 126 554 39 410 482 169 259 902	49 492 311 7 410 414 76 039 209 43 351 530	63.8 11.0	27% 4%
Excavaciones subterráneas Terracerías Concretos Tratamientos Total DBRA DE CONTENCIÓN Excavaciones a cielo abierto Excavaciones subterráneas Terracerías Concretos	775 392 673 674 79 772	44 993 010 6 736 740 69 126 554 39 410 482 169 259 902	49 492 311 7 410 414 76 039 209 43 351 530	63.8 11.0	27% 4%
Terracerías Concretos Tratamientos Total OBRA DE CONTENCIÓN Excavaciones a cielo abierto Excavaciones subterráneas Terracerías Concretos	673 674 79 772	6 736 740 69 126 554 39 410 482 169 259 902	7 410 414 76 039 209 43 351 530	11.0	4%
Concretos Tratamientos Total OBRA DE CONTENCIÓN Excavaciones a cielo abierto Excavaciones subterráneas Terracerías Concretos	79 772 1 280 365	69 126 554 39 410 482 169 259 902	76 039 209 43 351 530		
Tratamientos Total OBRA DE CONTENCIÓN Excavaciones a cielo abierto Excavaciones subterráneas Terracerías Concretos	1 280 365	39 410 482 169 259 902	43 351 530	953.2	41%
Total OBRA DE CONTENCIÓN Excavaciones a cielo abierto Excavaciones subterráneas Terracerías Concretos		169 259 902			
OBRA DE CONTENCIÓN Excavaciones a cielo abierto Excavaciones subterráneas Terracerías Concretos			186 185 892		23%
Excavaciones a cielo abierto Excavaciones subterráneas Terracerías Concretos		6.050.040			100%
Excavaciones subterráneas Terracerías Concretos		6.050.040			
Terracerías Concretos	300	0 950 048	7 653 853	6.0	2%
Concretos		1 831 092	2 014 201		0%
	0	0	0		0%
	2 862 436	408 111 773	448 922 950	156.8	97%
Tratamientos		2 785 881	3 064 469		1%
Total		419 686 794	461 655 473		100%
OBRA DE GENERACIÓN	T	T			
Excavaciones a cielo abierto	2 224 177	25 238 426	27 762 269	12.5	6%
Excavaciones a cielo ableito Excavaciones subterráneas	1 639 571	94 923 095	104 415 404	63.7	24%
Terracerías	0	0	0		0%
Concretos	303 749	178 925 015	196 817 516	648.0	45%
Acero	1	44 732 692	49 205 961		11%
Tratamientos		56 831 400	62 514 540		14%
Total		400 650 628	440 715 691		100%
OBDA DE EVCEDENCIAS	1	T	I	ı	
OBRA DE EXCEDENCIAS Excavaciones a cielo abierto	0	0	0		0%
Excavaciones a cielo abierto Excavaciones subterráneas	0	0	0		0%
Excavaciones subterraneas Terracerías	0	0	0		0%
Concretos	85 495	41 069 043	45 175 948	528.4	100%
Tratamientos	03 433	0	0	320.4	0%
Total	•	41 069 043	45 175 948	1	100%
RESUMEN					
Excavaciones a cielo abierto	4 329 216	41 189 590	45 308 549	10.5	4%
Excavaciones subterráneas	2 415 262	141 747 197	155 921 917	64.6	14%
Terracerías Concretos	673 674 3 331 452	6 736 740 697 232 384	7 410 414 766 955 623	11.0 230.2	1% 68%
Acero	3 331 452	44 732 692	49 205 961	230.2	4%
Tratamientos		99 027 764	108 930 540		10%
TOTAL OBRA CIVIL		1 030 666 367	1 133 733 004		100%
	Presupuesto E	quipo Electrome	cánico		
EQUIPO ELECTROMECÁNICO			T	I	
Equipos y Sistemas Mecánicos		474 249 412	483 734 400		46%
Equipos y Sistemas Necamos Equipos y Sistemas Eléctricos		555 162 352	566 265 600		54%
TOTAL EQUIPO ELECTROMECÁ	NICO	1 029 411 765	1 050 000 000		100%
		Campamentos y			
CAMPAMENTOS Y VÍAS		T -	I	I	Г
Campamentos 1 VIAS	1	14 500 000	15 225 000		24%
Vías .		45 000 000	47 250 000		76%
TOTAL CAMPAMENTOS Y VÍAS		59 500 000	62 475 000		100%
	Presupuest	o Social y Ambie	ntal		
SOCIAL Y AMBIENTAL	T				
Manejo Planes Sociales	1	50 000 000	52 500 000		56%
		40 000 000	42 000 000		44%
Manejo Planes Ambientales		90 000 000	94 500 000		100%
Manejo Planes Ambientales				lización	
Manejo Planes Ambientales TOTAL SOCIAL Y AMBIENTAL	geniería, Adminis	tración, y Gerend	iamiento y Fisca		
Manejo Planes Ambientales TOTAL SOCIAL Y AMBIENTAL Presupuesto In					
Manejo Planes Ambientales TOTAL SOCIAL Y AMBIENTAL Presupuesto In		ITO Y FISCALIZAC	IÓN		21%
Manejo Planes Ambientales TOTAL SOCIAL Y AMBIENTAL Presupuesto In: INGENIERÍA, ADMINISTRACIÓN, Desarrollo de Ingeniería					21% 21%
Manejo Planes Ambientales TOTAL SOCIAL Y AMBIENTAL Presupuesto In: INGENIERÍA, ADMINISTRACIÓN, Desarrollo de Ingeniería Desarrollo de Administración	Y GERENCIAMIEN	ITO Y FISCALIZAC	IÓN 31 500 000		
Manejo Planes Ambientales TOTAL SOCIAL Y AMBIENTAL Presupuesto In INGENIERÍA, ADMINISTRACIÓN, Desarrollo de Ingeniería Desarrollo de Administración Desarrollo de Gerenciamiento y Fist TOTAL INGENIERÍA, ADMINISTR	Y GERENCIAMIEN 	30 000 000 30 000 000	IÓN 31 500 000 31 500 000		21%
Manejo Planes Ambientales TOTAL SOCIAL Y AMBIENTAL Presupuesto In INGENIERÍA, ADMINISTRACIÓN, Desarrollo de Ingeniería Desarrollo de Administración Desarrollo de Gerenciamiento y Fist TOTAL INGENIERÍA, ADMINISTR	Y GERENCIAMIEN calización (ACIÓN, Y CIÓN	30 000 000 30 000 000 30 000 000 80 000 000	1ÓN 31 500 000 31 500 000 84 000 000 147 000 000		21% 57%
Manejo Planes Ambientales TOTAL SOCIAL Y AMBIENTAL Presupuesto In INGENIERÍA, ADMINI STRACIÓN, Desarrollo de Ingeniería Desarrollo de Administración Desarrollo de Gerenciamiento y Fist TOTAL INGENIERÍA, ADMINISTR GERENCIAMIENTO Y FISCALIZA	Y GERENCIAMIEN calización (ACIÓN, Y CIÓN	30 000 000 30 000 000 30 000 000 80 000 000 140 000 000	1ÓN 31 500 000 31 500 000 84 000 000 147 000 000		21% 57%
Manejo Planes Ambientales TOTAL SOCIAL Y AMBIENTAL Presupuesto In INGENIERÍA, ADMINISTRACIÓN, Desarrollo de Ingeniería Desarrollo de Administración Desarrollo de Gerenciamiento y Fist TOTAL INGENIERÍA, ADMINISTR	Y GERENCIAMIEN calización ACIÓN, Y CIÓN Presupuesto L	30 000 000 30 000 000 30 000 000 80 000 000 140 000 000	1ÓN 31 500 000 31 500 000 84 000 000 147 000 000		21% 57%
Manejo Planes Ambientales TOTAL SOCIAL Y AMBIENTAL Presupuesto In: INGENIERÍA, ADMINISTRACIÓN, Desarrollo de Ingeniería Desarrollo de Administración Desarrollo de Gerenciamiento y Fis- TOTAL INGENIERÍA, ADMINISTR GERENCIAMIENTO Y FISCALIZA LÍNEA DE ABASTECIMIENTO	Y GERENCIAMIEN calización cación, y colón Presupuesto L	1TO Y FISCALIZACI 30 000 000 30 000 000 80 000 000 140 000 000	1ÓN 31 500 000 31 500 000 84 000 000 147 000 000 miento		21% 57% 100%

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

El valor del proyecto es 2.498.208.004 USD (Dos mil cuatrocientos noventa y ocho millones doscientos ocho mil cuatro dólares de los Estados Unidos).



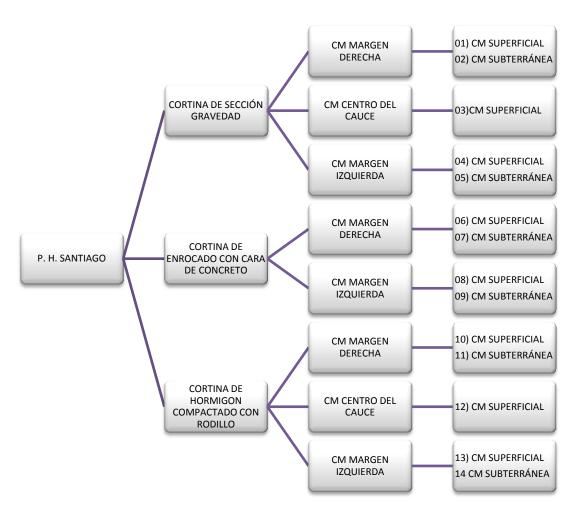


6.2 Descripción técnica del proyecto

6.2.1 Esquema general del proyecto

Para los estudios de diseño del PHS, fueron evaluados diferentes esquemas de obra a implantarse en el sitio de presa PHS sobre el río Santiago, habiéndose establecido inicialmente tres tipos de cortina: sección gravedad ya sea de hormigón convencional o de hormigón compactado con rodillo, enrocamiento con chapa de hormigón y cortina de arco gravedad.

La combinación de estas cortinas con las distintas alternativas de casas de máquinas dieron lugar a una amplia gama de alternativas que fueron evaluadas técnica y económicamente para el desarrollo de ingeniería básica.



CM: Casa de Máquinas

Figura 6- 5: Diagrama de alternativas de esquemas evaluados en la etapa de estudios de factibilidad para el P.H. Santiago.

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

Los datos que se utilizaron como parámetros para el prediseño de las alternativas de esquemas de obra son los siguientes:





Elevación de la corona	455.00	msnm
Elevación del NAME	453.00	msnm
Elevación del NAMO	448.00	msnm
Elevación del NAMINO	434.00	msnm
Nivel máximo en el desfogue (N _{desfmax})	305.30	msnm
Nivel medio en el desfogue (N _{desfmed})	304,86	msnm
Nivel mínimo en el desfogue (N _{desfmin})	288.04	msnm
Nivel de diseño (N _{dis})	445,20	msnm
Carga bruta de diseño (H _b)	140.36	m
Principales capacidades del almacenamiento		
Capacidad al NAME	1.646×10^6	m^3
Capacidad al NAMO	1504×10^6	m^3
Capacidad al NAMINO	1159×10^6	m^3
Capacidad útil	2000×10^6	m^3
Capacidad para regulación de avenidas	345×10^6	m^3
	000 40 ⁶	3
Capacidad muerta	392×10^6	m ³
Capacidad muerta Otros datos hidrológicos	392 × 10°	m°
·	46 750,48×10 ⁶	m ³
Otros datos hidrológicos		
Otros datos hidrológicos Escurrimiento medio anual (VEMA)	46 750,48×10 ⁶	m^3
Otros datos hidrológicos Escurrimiento medio anual (VEMA) Escurrimiento medio anual aprovechado	46 750,48×10 ⁶ 46 002 × 10 ⁶	m³ m³
Otros datos hidrológicos Escurrimiento medio anual (VEMA) Escurrimiento medio anual aprovechado Caudal medio anual aprovechado	46 750,48×10 ⁶ 46 002 × 10 ⁶ 1 452	m³ m³
Otros datos hidrológicos Escurrimiento medio anual (VEMA) Escurrimiento medio anual aprovechado Caudal medio anual aprovechado % de aprovechamiento de los escurrimientos	46 750,48×10 ⁶ 46 002 × 10 ⁶ 1 452 96.00	m^3 m^3 m^3/s
Otros datos hidrológicos Escurrimiento medio anual (VEMA) Escurrimiento medio anual aprovechado Caudal medio anual aprovechado % de aprovechamiento de los escurrimientos Derrame medio anual	$46\ 750,48 \times 10^{6}$ $46\ 002 \times 10^{6}$ $1\ 452$ 96.00 $750,25 \times 10^{6}$	m^3 m^3 m^3/s
Otros datos hidrológicos Escurrimiento medio anual (VEMA) Escurrimiento medio anual aprovechado Caudal medio anual aprovechado % de aprovechamiento de los escurrimientos Derrame medio anual Evaporación media anual	$46\ 750,48 \times 10^{6}$ $46\ 002 \times 10^{6}$ $1\ 452$ 96.00 $750,25 \times 10^{6}$	m^3 m^3 m^3/s
Otros datos hidrológicos Escurrimiento medio anual (VEMA) Escurrimiento medio anual aprovechado Caudal medio anual aprovechado % de aprovechamiento de los escurrimientos Derrame medio anual Evaporación media anual Datos de energía y potencia	$46\ 750,48 \times 10^{6}$ $46\ 002 \times 10^{6}$ $1\ 452$ 96.00 $750,25 \times 10^{6}$ -1480	m ³ m ³ /s m ³ /mm
Otros datos hidrológicos Escurrimiento medio anual (VEMA) Escurrimiento medio anual aprovechado Caudal medio anual aprovechado % de aprovechamiento de los escurrimientos Derrame medio anual Evaporación media anual Datos de energía y potencia Generación media anual	46 750,48×10 ⁶ 46 002 × 10 ⁶ 1 452 96.00 750,25 × 10 ⁶ -1480	m ³ m ³ /s m ³ /mm
Otros datos hidrológicos Escurrimiento medio anual (VEMA) Escurrimiento medio anual aprovechado Caudal medio anual aprovechado % de aprovechamiento de los escurrimientos Derrame medio anual Evaporación media anual Datos de energía y potencia Generación media anual Factor de planta de diseño	46 750,48×10 ⁶ 46 002 × 10 ⁶ 1 452 96.00 750,25 × 10 ⁶ -1480 15 644,89 0,496	m³ m³/s m³/s m³ GWh
Otros datos hidrológicos Escurrimiento medio anual (VEMA) Escurrimiento medio anual aprovechado Caudal medio anual aprovechado % de aprovechamiento de los escurrimientos Derrame medio anual Evaporación media anual Datos de energía y potencia Generación media anual Factor de planta de diseño Capacidad instalada	46 750,48×10 ⁶ 46 002 × 10 ⁶ 1 452 96.00 750,25 × 10 ⁶ -1480 15 644,89 0,496 3 600	m³ m³/s m³/s m³ MW
Otros datos hidrológicos Escurrimiento medio anual (VEMA) Escurrimiento medio anual aprovechado Caudal medio anual aprovechado % de aprovechamiento de los escurrimientos Derrame medio anual Evaporación media anual Datos de energía y potencia Generación media anual Factor de planta de diseño Capacidad instalada Carga bruta media (estática)	46 750,48×10 ⁶ 46 002 × 10 ⁶ 1 452 96.00 750,25 × 10 ⁶ -1480 15 644,89 0,496 3 600 140.76	m³ m³/s m³/s m³ MW MW
Otros datos hidrológicos Escurrimiento medio anual (VEMA) Escurrimiento medio anual aprovechado Caudal medio anual aprovechado % de aprovechamiento de los escurrimientos Derrame medio anual Evaporación media anual Datos de energía y potencia Generación media anual Factor de planta de diseño Capacidad instalada Carga bruta media (estática) Aceleración de la gravedad (g)	46 750,48×10 ⁶ 46 002 × 10 ⁶ 1 452 96.00 750,25 × 10 ⁶ -1480 15 644,89 0,496 3 600 140.76 9,78	m³ m³/s m³/s m³ MW MW





principales rubros que integran las obras, con la finalidad de llevar a cabo la selección de la alternativa más viable mediante un análisis comparativo, tomando como base el método de Toma de decisiones con Objetivos Múltiples, adecuándolo a las variables de este proyecto, donde se incluyó las variables: **volúmenes principales** (excavaciones exteriores, excavaciones subterráneas, hormigón hidráulico, materiales en ataguías y cortina) y de **duración y costos** (obra de desvío, obra de contención, obra de generación y obra de excedencias), obteniéndose como resultado lo que se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 6- 4: Agrupación de alternativas por duración e importe

			IMPORTE								
	ALTERNATIVA	DURACIÓN		Obra Desvío		Obra Contención		Obra Generación		Obra Excedencias	
Arco Gravedad en Hormigón Compactado con Rodillo											
ALTERNATIVA 1	01-ALT-CAG CM Superficial MD	68 MESES 3 UNIDADES Y 72.5 MESES 3 UNIDADES	4	116,085,577	5	216,090,216	5	564,349,906	1	84,880,023	2
ALTERNATIVA 2	02-ALT-CAG CM Subterranea MD	66 MESES 6 UNIDADES	5	116,085,748	5	236,719,751	4	427,141,482	4	37,245,819	5
ALTERNATIVA 3	03-ALT-CAG CM Cauce	74 MESES 6 UNIDADES	2	116,085,878	5	344,802,260	3	190,470,995	5	81,163,592	3
ALTERNATIVA 4	04-ALT-CAG CM Superficial MI	69 MESES 3 UNIDADES Y 74 MESES 3 UNIDADES	3	128,073,999	4	236,719,751	4	513,140,259	2	37,793,095	4
ALTERNATIVA 5	05-ALT-CAG CM Subterranea MI	66 MESES 6 UNIDADES	5	128,067,071	4	236,719,751	4	453,165,974	3	37,793,095	4
Cortina Rigida de	Hormigón Compactado con Rodillo										
ALTERNATIVA 1	11-ALT-CCR CM Subterranea MD	66 MESES 6 UNIDADES	5	117,935,908	5	376,309,423	5	572,748,384	3	36,533,640	5
ALTERNATIVA 2	10-ALT-CRR CM Superficial MD	72.5 MESES 6 UNIDADES	1	125,319,581	2	376,309,423	5	654,106,461	1	55,178,087	2
ALTERNATIVA 3	14-ALT-CCR CM Subterranea MI	66.5 MESES 6 UNIDADES	4	124,262,039	3	376,309,423	5	582,485,696	2	36,533,640	5
ALTERNATIVA 4	13-ALT-CRR CM Superficial MI	65.5 MESES 3 UNIDADES Y 71.5 MESES 3 UNIDADES	3	124,484,851	3	376,309,423	5	517,866,346	4	45,228,521	4
ALTERNATIVA 5	12-ALT-CCR CM Cauce	71.5 MESES 6 UNIDADES	2	119,789,907	4	402,404,157	4	287,193,432	5	45,375,034	3
Cortina de Enroca	miento con Cara de Hormigón										
ALTERNATIVA 1	06-ALT-ECC-CM Superficial MD	69.5 MESES 6 UNIDADES	4	147,068,233	4	75,776,886	5	274,419,143	5	577,039,983	4
ALTERNATIVA 2	07-ALT-ECC-CM Subterranea MD	68.5 MESES 6 UNIDADES	5	150,376,898	3	75,776,886	5	663,823,248	2	231,525,665	5
ALTERNATIVA 3	08-ALT-ECC-CM Superficial MI	71.5 MESES 6 UNIDADES	2	137,318,656	5	75,776,886	5	394,711,705	3	970,641,098	3
ALTERNATIVA 4	09-ALT-ECC-CM Subterranea MI	70 MESES 6 UNIDADES	3	137,318,655	5	75,776,886	5	375,278,777	4	970,641,098	3

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

Haciendo la suma total de las calificaciones asignadas, se tiene la siguiente tabla por tipo de cortina, donde se obtiene que la alternativa 2 de CAG, la alternativa 1 de Eje Recto y la alternativa 1 de ECH sean las más competitivas en los objetivos establecidos y analizados por tipo de cortina.

Del análisis a detalle de todos los esquemas (entorno geológico, geotécnico y sísmico; diseño geotécnico de la presa, ataguías, obras subterráneas y superficiales, entorno hidrosedimentológico; y aspectos económicos y de constructibilidad, principalmente), se ha definido que la casa de máquinas se ubique en margen izquierda alineándola con el eje de la presa, evitando con ello la construcción de esta obra subterránea dentro del embalse; manteniendo la ubicación del vertedero incorporado a la presa; y planteando los desvíos en margen derecha sin que éstos intervengan en la zona del anfiteatro.

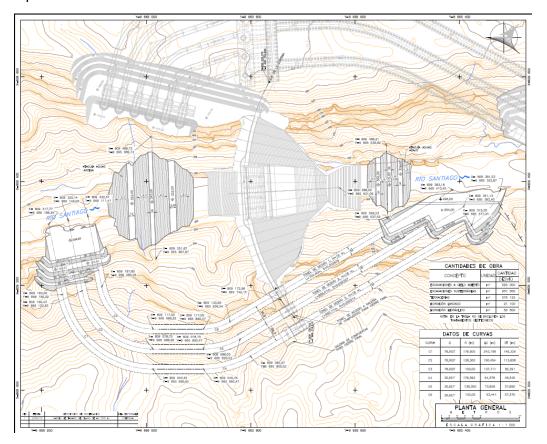
Con esas consideraciones, se desarrolló el prediseño a nivel de factibilidad de la alternativa incluyendo un tercer túnel de desvío, desplazando el eje de la presa hacia aguas arriba, modificando su nivel de desplante y considerando el arreglo de equipos turbogeneradores distribuidos en dos grupos de tres unidades en paralelo. Esto con el objeto de llevarla al mismo nivel de ingeniería que las alternativas preseleccionadas anteriormente. Este estudio incluyó también el análisis presupuestario y evaluación económica y financiera, así como un







análisis preliminar de lucro cesante.



Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

Figura 6- 6: Planta general P.H. Santiago (ALT-15-HCR CM Subterránea MI con eje curvilíneo).

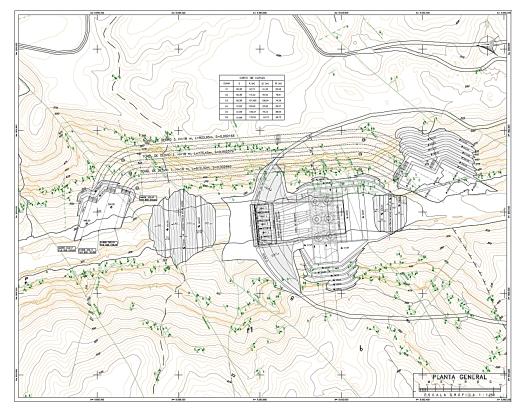


Figura 6-7: Planta general P.H. Santiago (ALT 03-CAG CM Cauce actualizada).

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.





A partir de los dos esquemas mencionados, se realizó la comparativa por el método de toma de decisiones por objetivos múltiples aplicado a las variables del proyecto. Los resultados se indican a continuación:

Tabla 6-5: Resumen del análisis para la selección del esquema, en la Etapa 3.

		VOLUM	DURACIÓN	IMPORTE	VALORACIÓN				
ALTERNATIVA	Exc. Exteriores	l Exc. I Hormigón I Vol. de I					(MILL.USD)	TOTAL	
CORTI	RÍO								
ALT 03-CAG CM Cauce actualizada	4,01	0,81	0,76	0,75	2,77	75,00	1.174,81	40,00	
CORTINA RIGIDA DE EJE CURVILÍNEO EN HO	R								
ALT-15-HCR CM Subterránea MI con eje curvilíneo	4,25	2,41	0,50	0,67	2,83	66,00	1.133,73	41,00	

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

Como puede observarse, aunque se ha actualizado la alternativa 03 para hacer una comparación más equitativa, la alternativa recomendada por la CFE (Presa rígida de eje curvilíneo en HCR) resulta más competitiva. A esto debe sumarse que la diferencia entre ambos programas constructivos implica una pérdida importante por concepto de *Lucro cesante* para la alternativa con casa de máquinas en el cauce.

La comparativa anterior se complementó con un análisis cualitativo y cuantitativo sobre las implicaciones técnicas y constructivas asociadas a estos dos planteamientos, las cuales se traducen en desventajas y ventajas de la alternativa 03 actualizada frente a la alternativa 15 (Tabla 6- 6).

Tabla 6- 6: Matriz comparativa entre alternativas 03 actualizada y la alternativa 15.

CONCEPTO	ALTERNATIVA 03 OPTIMIZADA	ALTERNATIVA 15
CONCEPTO	DESVENTAJA	VENTAJA
Permeabilidad	Posible afectación por infiltración a la casa de máquinas y la subestación.	No está en la zona de alta permeabilidad.
Sismicidad	Por su posición superficial, el edificio está expuesto a la aceleración completa y por ello demanda más lastre en hormigón para estabilizarlo.	Las fuerzas inerciales son mínimas al estar integrado el edificio a la roca y es posible una optimización de los hormigones.
Tratamientos en cimentación	Requiere tapete de inyecciones de consolidación para mejorar desempeño del desplante. Requiere pantalla de inyección para minimizar las fuerzas de subpresión. Requiere galería para inspección y drenaje. Mantenimiento de pantalla de inyección.	No requiere ni tratamientos especiales ni pantallas adicionales a las de la presa.
Excavaciones del recinto	Se requiere el retiro de aluvión del cauce en zona de casa de máquinas y tanque amortiguador. Requiere excavación adicional para desplante del edificio. Requiere excavación y amacice de laderas.	El retiro del aluvión únicamente se requiere en la zona del tanque amortiguador.
Obras adicionales	Requiere obras complementarias: Túnel de acceso a playa de montaje. Puente sobre el río.	No requiere obras adicionales a las mostradas en el arreglo.
Interferencias	El arreglo de obras tiene las siguientes interferencias directas: Conducciones a presión con presa El desplante y construcción de la casa de	Los frentes de trabajo son independientes.





CONCEPTO	ALTERNATIVA 03 OPTIMIZADA	ALTERNATIVA 15
OONOLI 10	DESVENTAJA	VENTAJA
	máquinas con la presa y el relleno entre ellos.	
Uso de grúas	Las grúas viajeras no están disponibles para su uso hasta concluidas las obras civiles del nivel de excitadores.	Disponible para su uso desde la etapa de excavación mediante ménsulas fijadas en las paredes de excavación.
Estructuras de trabe carril	Requieren trabes carril y estructuras de soporte más robustas para tomar las fuerzas laterales provocadas por el frenado e impulso de las grúas.	La estructuración de trabe carril es optimizada pues las fuerzas laterales se transmiten a las paredes de roca de la caverna.
Pérdidas de alineamientos	Una deformación diferencial entre la subestructura y la superestructura de la casa de máquinas provocaría pérdidas de alineamientos con posibles interferencias a la generación de energía.	Al ser una sola estructura integrada monolíticamente y confinada por la caverna, hay mínimas posibilidades de pérdida de alineamientos.
Doble costo en grúas	Al tener dos filas de unidades, esto obliga a hacer doble caudal en el equipamiento de las grúas para el montaje.	Sólo se requiere un solo equipamiento.
Hormigones especiales	Las velocidades en las estructuras de descarga obligan a usar volúmenes importantes de hormigón con características especiales de resistencia y durabilidad.	Los hormigones de alta resistencia se requieren en menores cantidades.
Tratamientos especiales en colocación de hormigón	La mayoría de los Hormigones de la casa de máquinas, así como del relleno entre ésta y la presa podrían caer en la clasificación de masivos, lo que requerirá tratamientos especiales para controlar la temperatura de colocación y el proceso de disipación del calor de hidratación.	Los hormigones en casa de máquinas considerados como <i>masivos</i> son mínimos, por lo que los tratamientos especiales también serán menores.

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

Con base en los análisis realizados, la alternativa que propone la CFE para concluir la etapa de factibilidad es la alternativa que considera una presa rígida a base de HCR con eje curvilíneo, casa de máquinas subterránea por margen izquierda y tres túneles de desvío por margen derecha.

Cabe mencionar que aunque la Alternativa 03 actualizada es una propuesta técnicamente factible, el esquema no alcanza un beneficio superior al que se estima para la variante propuesta por la CFE.

En este capítulo, se describe el proyecto a nivel de factibilidad, de las diferentes obras y estructuras que componen el esquema seleccionado, indicando sus generalidades, la información básica, y los análisis hidráulicos y aspectos geotécnicos a considerar de cada una de sus obras.

Para la generación de energía hidroeléctrica conviene construir una presa mediante la cual se regulen los escurrimientos del río y se produzca un desnivel hidráulico, esto permite garantizar un cierto caudal y cierta carga que permanezcan dentro de un rango durante el mayor tiempo posible. Esta energía potencial se transforma en energía cinética mediante la turbina, que debido al movimiento de la flecha se hace girar al generador, que a su vez da paso a la producción de energía eléctrica limpia y de forma segura.

Aun cuando la principal función de una presa es remansar el agua para crear un desnivel hidráulico y posteriormente utilizarla en la generación de energía, en ocasiones las avenidas





con caudales grandes no pueden ser contenidas y se consideran excedentes en el embalse, por lo tanto, la presa podría ser rebasada en su capacidad de almacenamiento. Para prevenir esta situación, es necesario incluir en el diseño una obra de excedencias que permita desalojar los volúmenes excedentes que puedan llegar a presentarse, siempre de una forma eficiente y segura.

Durante el periodo de estudios se realiza la distribución de usos y espacios, la utilización de materiales y tecnologías, y la justificación técnica del cumplimiento de las especificaciones requeridas por la normativa técnica aplicable.

Los resultados en esta etapa de factibilidad permiten un mejor dimensionamiento de las obras civiles que constituyen el proyecto hidroeléctrico y contribuirán a la elaboración de un programa general en el que se defina el mejor proceso constructivo de las diferentes obras del proyecto.

De esta manera es como la CFE hace el desarrollo de la ingeniería del proyecto hidroeléctrico, donde se toman todas las consideraciones, resultados y análisis emitidos por sus especialistas en los estudios realizados.

A continuación se describe el análisis de diseño hidráulico de cada una de las obras civiles incluyendo sus dimensionamientos y diseños geotécnicos. El objetivo de esta etapa del proceso del diseño es optimizar el esquema de obra logrando garantizar el buen funcionamiento hidráulico en función de los resultados de la actualización del estudio hidrológico e hidroenergético, además de considerar las recomendaciones de los estudios de geología y geotecnia en la etapa de factibilidad.

Obra de desvío

Las obras de desvío sirven para el manejo y control del río, su función principal es desviar los caudales del río para crear un recinto seco, para poder realizar los trabajos de excavación para el desplante de la cortina, regularizar el recinto e impermeabilización de la cimentación donde se desplantará la obra de contención. La selección del tipo de desvío tiene gran impacto e importancia, no solo en el costo de las obras temporales, sino también en el diseño, programa de construcción y costo de las obras permanentes. Debido a lo anterior es un tema crítico el buen funcionamiento hidráulico de esta obra.

El procedimiento más común para la creación de la zona seca, es con el desvío del río mediante un cauce artificial, ya sea por una conducción en tajos a cielo abierto o por conductos cerrados (túneles).

Para el desvío del río, además del cauce artificial o de los conductos, se requiere de la construcción de una obra de contención provisional (ataguías) que produzca el remanso suficiente para que el agua reconozca su nueva trayectoria, misma que la conducirá hasta un punto aguas abajo de las obras; es necesario también construir una ataguía aguas arriba y otra aguas abajo del recinto de construcción, la ataguía de aguas abajo su función principal es evitar la entrada las aguas desviadas en retroceso. En cauces de bastante pendiente, ésta ataguía puede ser innecesaria, pero cuando la pendiente es suave es inevitable.





Con respecto a la altura de la ataguía de aguas arriba, ésta quedará definida por la avenida de diseño y la interrelación de la geometría del canal o conducto de desvío con su curva elevaciones gastos de descargas.

En la selección de tipo de desvío, intervienen varios parámetros entre los cuales los que mayor influencia tienen son: hidrológicos, topográficos, geológicos y de planeación.

Hidrológicamente el conocimiento de los escurrimientos por el sitio del proyecto de la presa permite definir su régimen, lo que implica poder obtener los periodos de estiaje y de avenidas, el gasto mínimo y máximo instantáneo, el año de escurrimiento extraordinarios y los gastos máximos asociados a periodos de retorno de entre 20 y 100 años, que se requieren para diseñar la capacidad de la obra y para la planeación de los trabajos en el tiempo y costo.

Con respecto a la topografía, este un parámetro preponderante para la selección del tipo de desvío, en general puede decirse que boquillas abiertas son adecuadas para el empleo de desvío con canales en tajo a cielo abierto, mientras que las boquillas cerradas sugieren el empleo del túneles de desvío.

El aspecto geológico es de gran importancia, ya que la estructura debe ser segura durante su vida útil, esto es evitando la erosión, haciendo la obra estable por sí sola, así como también debe cuidarse su relativa impermeabilidad.

La planeación integral de la obra incluye tiempos, costos, fechas de calendario, etc., que permite también seleccionar el tipo de obra de desvío, es decir, si una presa debe terminarse en poco tiempo y coincide la ejecución de la obras con la época de avenidas, en general puede decirse que el desvío resultará más grande e incluso podría proyectarse un desvío por diversas estructuras.

Considerando los aspectos antes mencionados, se consideró optar por túneles de desvío aunado al importante caudal en el río Santiago, se optó por considerar un mayor riesgo en el análisis del manejo del río, por lo que se determinó un periodo de retorno mayor, es decir el valor de caudal de diseño para 50 años de periodo de retorno.

Para el P.H. Santiago se propuso una obra de desvío con dos túneles paralelos con una separación de tres diámetros de eje a eje (Figura 6-8).







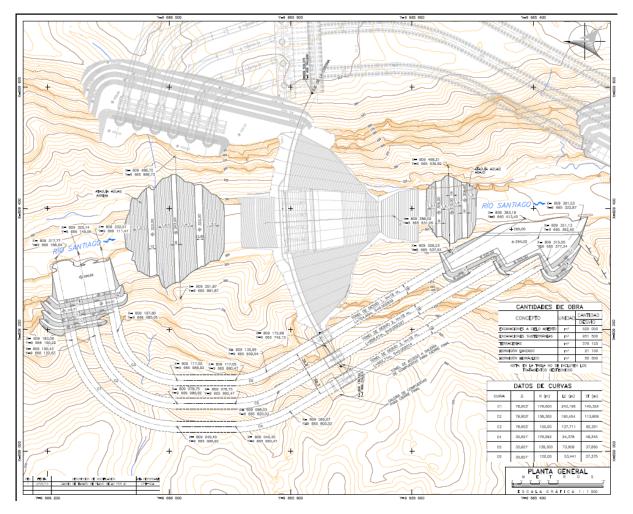


Figura 6-8: Obra de desvío en planta

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

Para cada túnel de desvío se determina el tipo de flujo mediante su longitud y pendiente. Sus longitudes son de L=704,40 m, con una pendiente de S=0,002839 para el túnel 1, L=859,41 m y S=0,002327 para el túnel 2 y para el túnel 3 una longitud de L=992,71 m y su pendiente S=0,002014. Con esto determinamos en donde se ubica la sección de control y por lo tanto de donde empieza el cálculo del perfil hidráulico. Los perfiles hidráulicos de cada uno de los túneles de desvío trabajando como canal se pueden ver en la Figura 6-9.





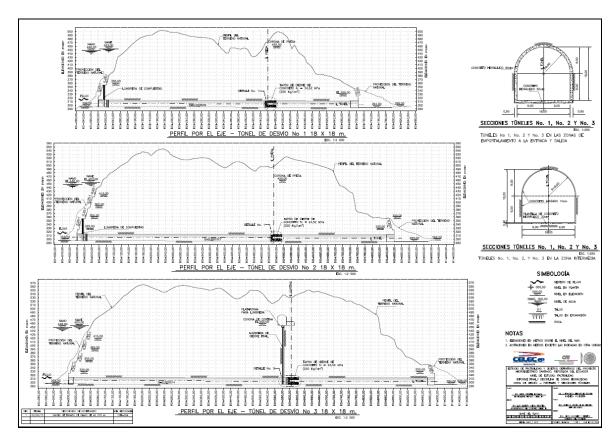


Figura 6-9: Perfil de la obra de desvío.

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

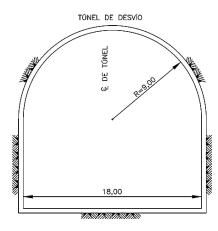


Figura 6- 10: Sección transversal tipo de túnel de desvío.

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

Tránsito de la avenida de diseño

Con los resultados de la curva elevaciones-caudales descargados por los túneles de desvío y con el hidrograma de la avenida de diseño de la obra de desvío asociada a un periodo de retorno de 50 años, se procedió a realizar el tránsito de avenidas por el vaso. Dando como resultado la elevación del agua para la ataguía de aguas arriba de 329,73 m con un caudal descargado de 10 410 m³/s.





Del análisis del funcionamiento hidráulico de los túneles de desvío, se observa que la elevación de la superficie libre del agua de la ataguía de aguas arriba es la 329,73 msnm para periodo de retorno de 50 años. Sin embargo comparando este resultado con el análisis de riesgo esta elevación es menor a la elevación que se presenta para una probabilidad de falla del 2 % y con Tr de 50 años.

De manera que con los resultados de los análisis de riesgo e hidráulico y considerando las cuestiones de constructibilidad se concluye que la elevación de la ataguía aguas arriba es la 343,00 msnm con caudal total descargado de 11 203 m³/s, aceptando un riesgo de falla del 2 % asociado a un periodo de retorno de 50 años.

De tal manera que con el caudal descargado por los túneles es de 11 203 m³/s y la curva elevaciones-caudales del río obtenemos la altura de la ataguía aguas abajo, dando como resultado la elevación 312,37, nivel al cual se le sumará un bordo libre de un poco más de 2.50 m, resultando una elevación de corona de 315,00 msnm. Ver Figura 6- 11.



Figura 6- 11: Corte longitudinal presa y ataguías Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015

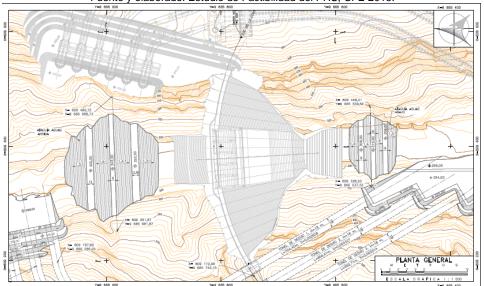


Figura 6- 12: Planta Ataguías. Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

Las dos ataguías son de materiales graduados con corazón impermeable de arcilla, filtros y enrocamientos, provenientes de la explotación de bancos y de las excavaciones de los túneles. El talud del paramento mojado de ataguía de aguas arriba es de 1,4:1 hasta llegar





a la plataforma a la Elev. 322,00 para continuar con el talud de 1,3:1, de igual manera se distribuye el paramento seco de aguas abajo, desde su desplante hasta la corona que se ubica a la Elev. 343,00 msnm. La altura de la ataguía aguas arriba es de 48,00 m desde su desplante y la corona tiene un ancho de 8,00 m. Ver figura 4-21.

La ataguía de aguas abajo cumple con una geometría simétrica en ambos paramentos, tiene un talud del 1,4:1 desde la corona que está a la Elev. 315,00 msnm hasta la plataforma en la Elev. 306,00 msnm para terminar con un talud de 1,3:1 hasta su desplante. La altura de la ataguía aguas abajo es de 20,00 m y su ancho de corona también es de 8,00 m. Ver Figura 6- 13.

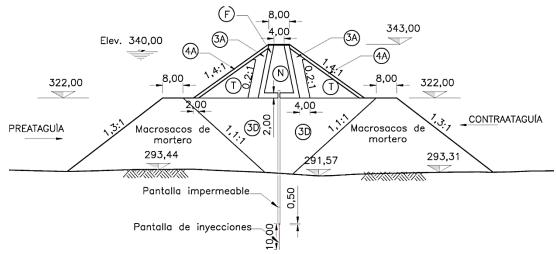


Figura 6- 13: Perfil de la ataguía aguas arriba. Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

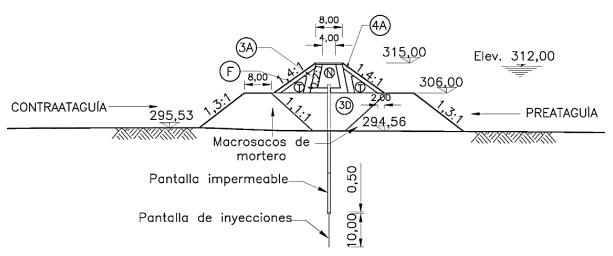


Figura 6- 14: Perfil de la ataguía aguas abajo. Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

Obra de contención

La presa es una estructura que contiene el flujo natural del río modificando su régimen. Tiene múltiples funciones, entre ellas la de embalsar el escurrimiento para aumentar la energía potencial con fines de generación hidroeléctrica; o con la finalidad de derivarla para su aprovechamiento en abastecimiento de agua potable, riego o regulación de avenidas. Se





puede construir con diversos materiales, según el tipo de material predominante en su sección se clasifican en los siguientes tipos:

- Presas de hormigón, que será la construida en el PHS
- Presas de enrocamiento
- Presas de tierra

Los levantamientos topográficos, estudios hidrológicos de las avenidas y el reconocimiento detallado del sitio incluyendo investigaciones geológicas deben preceder la selección del tipo de presa más adecuado para las condiciones dadas.

En general se considera que topográficamente hay tres tipos de boquillas:

- a) En forma de "V";
- b) En forma de "U" o en cañón";
- c) Abierta o alargada.

Según la forma de la boquilla y la geología superficial, se puede proponer para el P.H. Santiago un tipo de boquilla del tipo "U".

Selección del tipo de presa

Con base en los criterios expuestos anteriormente, se exponen las siguientes consideraciones:

- El estudio hidrológico arroja caudales de diseño de bastante consideración para la obra de desvío, por lo que el riesgo de desbordamiento es latente; aunado a lo anterior, se requiere que para la etapa crítica en el avance de la presa, que es en la zona inferior, se tenga colocación de relleno a una gran velocidad, esto es, dar prioridad a la ganancia de altura en la presa.
- Relacionado con el punto anterior, en cuanto más gane altura la presa, menos riesgo por rebasamiento se tendrá.
- El estudio geológico apunta que en el sitio de la presa se presentan condiciones favorables en la roca de la ladera, por lo que solo se tendría una capa de poco espesor por retirar para el desplante. En el caso de la zona del cauce, se tiene que el espesor de aluvión es considerable, por lo que se tendrían grandes excavaciones de ser necesario llegar a desplantar en roca sana.
- La topografía es muy abrupta, lo que impacta directamente en los métodos de colocación de material y el transporte del mismo; de igual forma para las sobreexcavaciones y escombreras. Además, impide una colocación del vertedor en alguna de las márgenes, pues esto implica gran retiro de material y por consiguiente el encarecimiento del proyecto
- El tipo de boquilla, en forma de "U", indica que puede haber un ahorro en rellenos, por lo que es apto el desarrollo de la presa con materiales rígidos.
- Debido a que en la topografía no se presentan puertos topográficos para albergar la estructura de excedencias, se tiene la necesidad de ubicar el vertedor sobre la misma presa.





Debido a lo anterior, se considera que la presa debe estar compuesta por material rígido, pues otro tipo de presa significaría más riesgos para el proyecto.

- En caso de un rebasamiento de la ataguía, según el avance de colocación de Hormigón en la presa podría actuar como la misma ataguía mientras se repara la ataguía.
- En caso de presentarse alguna avenida correspondiente al Tr de 100 años o mayor, dependiendo del nivel de avance en la colocación del hormigón, puede verterse sobre la presa, con daños menores que pueden ser recuperados o reparados.
- La colocación de HCR es considerablemente más rápida que el Hormigón convencional, lo que significaría el ahorro de tiempo de construcción en los primeros metros de la presa.
- Aunque significa tiempo adicional en el cronograma de construcción, puede plantearse la ubicación del vertedor sobre la presa.

El esquema planteado contempla la presa en sección gravedad con eje curveado ligeramente, con longitud de 370,00 m en la corona. El radio de curvatura es de 400,00 m con la concavidad de la curva hacia aguas abajo; la corona tiene un ancho de 8,00 m.

La presa se desplantará a la Elev. 260,00 msnm, en una cama de roca sana que en su sección máxima representa una excavación de casi 35,00 m por debajo del nivel del lecho del río. El nivel de corona estará a la Elev. 455,00 msnm, lo que le representa una altura total desde su desplante de 195,00 m. Ver figura 4-35. (Ver plano LX SAN 44 13 SGA OC 045).

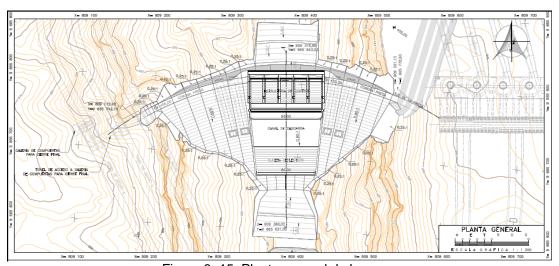


Figura 6- 15: Planta general de la presa Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

La pendiente del talud de aguas abajo es de 0,8:1, que será la misma para la plantilla del canal de descarga vertedor; pues estará adosado a la estructura de contención.

En general para tener una descripción detallada de la presa y sus componentes, referirse al apéndice cartográfico al Mapa IGP 001_Esquema_de_Obras_A1.

Para el talón de la presa, en el talud de aguas arriba, se tiene una pendiente de 0,1:1 desde la Elev. 395,00 msnm hasta la elevación de desplante. En las laderas existen transiciones





de talud de excavación y corte de 1,5:1 que empiezan en la cimentación y se reducen a 0,25:1 hasta el vértice con la corona.

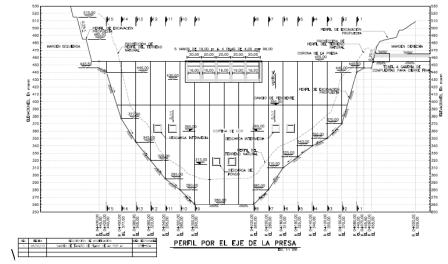


Figura 6- 16: Perfil longitudinal por el eje de la presa Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

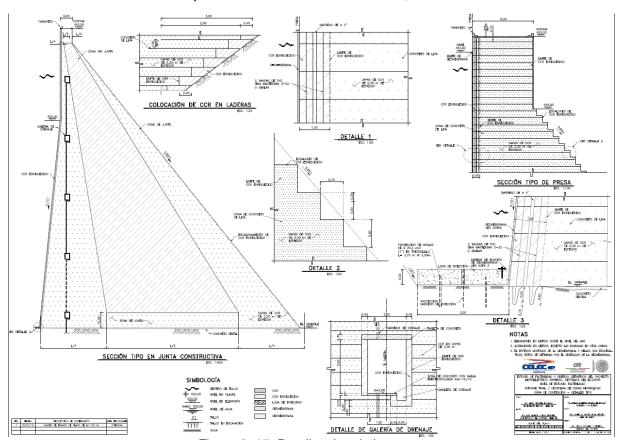


Figura 6- 17: Detalles tipo de la presa Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

La colocación del HCR se realizaría por capas utilizando bandas transportadoras y con ayuda de tractores para extender el material; la compactación se realizará por medio de rodillos vibratorios. Las capas de HCR serán de 30 cm de espesor.





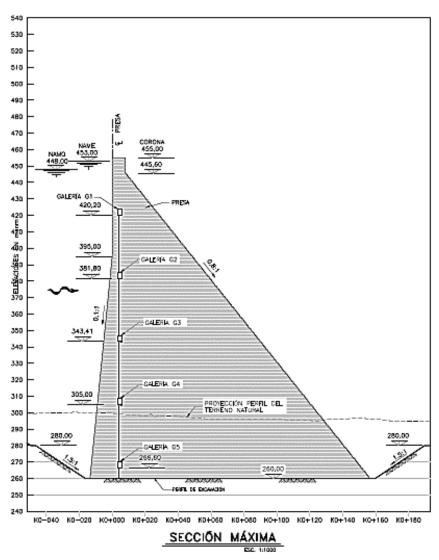


Figura 6- 18: Ubicación de la galería de drenaje Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

Obra de generación

Con base en los resultados del Estudio Hidroenergético y Equipamiento Electromecánico adaptados al esquema de obra seleccionado, además de las recomendaciones geológicas y geotécnicas, se realizó el dimensionamiento de las estructuras que se presentan a continuación:

La casa de máquinas es de tipo subterránea y está ubicada por la margen izquierda del río. La ubicación final estuvo condicionada al tipo de presa, al esquema general, la topografía, la geología local y a los factores técnicos y económicos de todas las partes que conforman el aprovechamiento.

La obra de generación está conformada por:

 Obra de toma, la cual aloja la bocatoma para las seis tomas con igual número de tuberías y estructuras de entrada, cuyo canal de llamada se estableció en la elevación 394,00 msnm; la plataforma de operación está ubicada al mismo nivel que la corona de la presa en la elevación 455,00 msnm.





- La conducción, que es individual para cada una de las unidades y está diseñada para que no se considere la instalación de pozos de oscilación en ninguna de ellas.
 Esta considera los siguientes componentes:
 - Obra de toma.
 - Conducción a baja presión.
 - Cambios de dirección horizontal y vertical.
 - Transiciones.
 - Conducción a alta presión
 - Reducciones

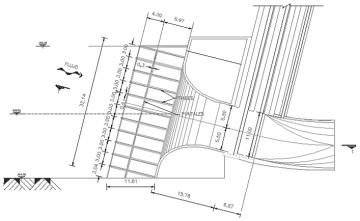


Figura 6- 19: Obra de Toma. Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

La casa de máquinas, tendrá una longitud de 260,00 m por 32,00 m de ancho que albergará seis grupos turbogeneradores de 600,00 MW cada uno. La altura de la clave de la bóveda a la plantilla del tubo difusor es de 67,00 m. Para el izaje de los equipos se propone una grúa viajera capaz de levantar en partes un rotor de 280,00 toneladas. Cada una de las unidades desfoga el gasto turbinado a través de los tubos de aspiración, que son trifurcados debido a la gran magnitud de sus dimensiones, hacia la galería de oscilación.





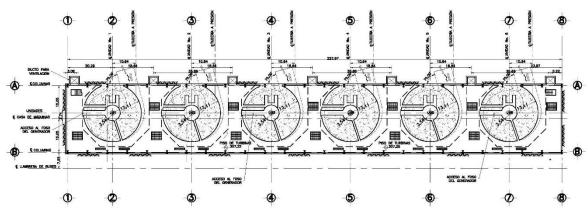


Figura 6- 20: Arreglo general grupo turbogenerador P.H. Santiago Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

- Galería de oscilación, que tiene dimensiones de 30,50 m de ancho, 211,00 m de largo y 57,00 m de alto, considerando una cota de a la elevación 285,00 msnm en la plantilla y la elevación 324,50 msnm en la plataforma de operación para las compuertas.
- El desfogue del caudal turbinado se restituye hacia el río mediante tres túneles de desfogue de sección portal de 16,00 por 16,00 m cada uno. El funcionamiento de estos túneles se considera a presión, pues la plantilla de mismo queda muy por debajo del nivel más bajo del río.

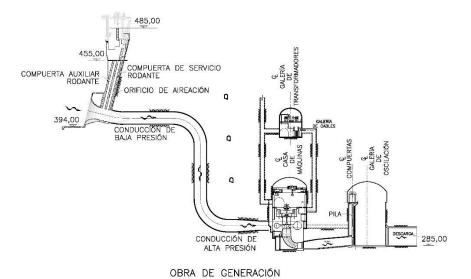


Figura 6- 21: Corte Longitudinal Obra de Generación Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.





ΕI área de transformadores está alojada en una caverna excavada aproximadamente 50,00 m arriba de la clave de la caverna de la casa de máquinas, en una caverna de 21,00 m de ancho, 27,00 de alto y 260,00 m de largo; la plataforma de la subestación estaría alojada en la misma caverna en un piso diferente. La casa de máquinas y la galería de trasformadores se interconectan mediante las lumbreras de buses y ventilación, misma que se ha buscado sea de la menor longitud posible. Ver Figura 6-22.

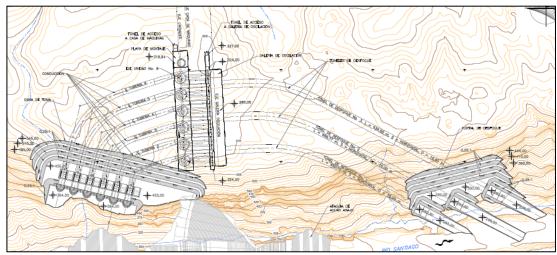


Figura 6- 22: Planta Obra de Generación Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

Obra de excedencias

La Obra de Excedencias se diseñó para tener la capacidad hidráulica suficiente para desalojar el exceso de los volúmenes de agua que se han considerado sobrantes de la capacidad útil en un vaso almacenador. La descarga se debe localizar de tal manera que no dañe ni el talud aguas abajo de la presa, ni el desfogue de la casa de máquinas ni cualquier otra estructura cercana. Las superficies de la obra de excedencias (cimacios, canales de descarga y cubeta deflectora) deben ser resistentes a la erosión generada por las altas velocidades del agua al descargar.

Los vertedores en ocasiones funcionan por cierto periodo de tiempo o constantemente; por lo que se necesita definir cuál o cuáles de los vanos van a servir como vertedor de servicio y cual o cuales van a servir como vertedor auxiliar, el vertedor de servicio es aquella estructura que sirve para descargar con mayor frecuencia y desde los niveles altos de una presa los volúmenes excedentes; debido a este hecho en su diseño debe considerarse el factor frecuencia de descarga, que la descarga sea lo más uniforme y que no dañe aguas debajo de la presa.

La Obra de Excedencias en la mayoría de los casos está constituida por:

- Canal de llamada.
- Estructura de control.
- Canal de descarga.





- Estructura de aireación.
- Estructura terminal.

Se pretende que la estructura amortigüe el caudal de entrada de la avenida de diseño para un período de retorno de 10.000 años (18.100,00 m³/s).

Se diseñó un vertedor que en combinación con el embalse fuera capaz de regular la avenida de diseño con caudal pico de 18.100 m³/s y volumen de aproximadamente 5.900 hm³. La avenida corresponde a la calculada para un período de retorno de 10.000 años. Con base en las consideraciones anteriores y tomando como nivel de conservación el correspondiente al NAMO de generación (Elev. 448,00 msnm) se realizó el tránsito de la avenida, calculando que el caudal de descarga es de aproximadamente 16.486,00 m³/s; por lo que se tiene que la avenida de diseño se abate en un 9,00% (16.486/18.100).

La geología en la zona de impacto del chorro, el tipo de cortina, la forma del río y la posición de la planta hidroeléctrica, fueron los factores que definieron esta solución.

La estructura en canal está constituida por la estructura de control, canal de descarga, estructura terminal y estanque de inmersión.

La estructura de control está formada por un cimacio tipo Creager, con el paramento aguas arriba vertical, cresta vertedora a la Elev. 432,00 msnm y 6 vanos de 15,00 m cada uno, los cuales están separados por una pila de 3,80 m de ancho; tiene 2 estribos laterales de igual dimensión.

Se tienen tres canales de descarga de sección rectangular de ancho constante con 35,20 m de ancho de plantilla para los laterales y de 36,60 m el central, son de eje recto de 149,00 m de longitud en planta, y una pendiente variable.

La estructura terminal es un deflector de hormigón masivo de 25,52 m de longitud, con plantilla circular de 25,00 m de radio y pendiente de salida horizontal. Los muros son de hormigón con altura variable. La plantilla remata con un dentellón de hormigón masivo de forma trapecial cimentado en la roca.

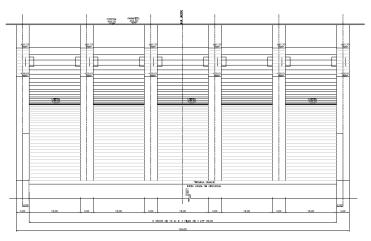


Figura 6- 23: Perfil Vista aguas arriba Vertedor.

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.





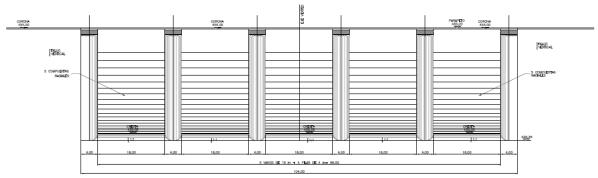


Figura 6- 24: Perfil Vista aguas abajo Vertedor. Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

Tal como se muestra en las figuras anteriores 4-71 y 4-72 el vertedor, cuenta con una estructura de control la cual cuenta con cinco vanos de 16,00 metros de ancho, que aloja un mismo número de compuertas con una dimensión de 16,00 metros de ancho por 19,00 metros de altura.

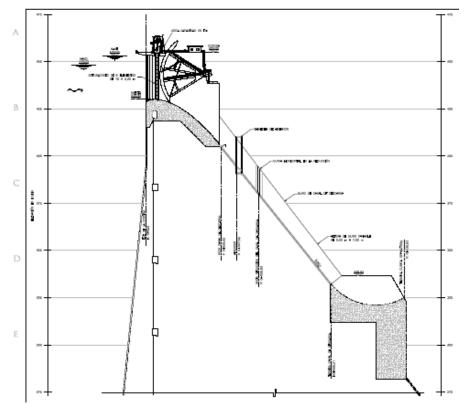


Figura 6- 25: Perfil de la obra de Excedencias, y canal de Descarga. Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.





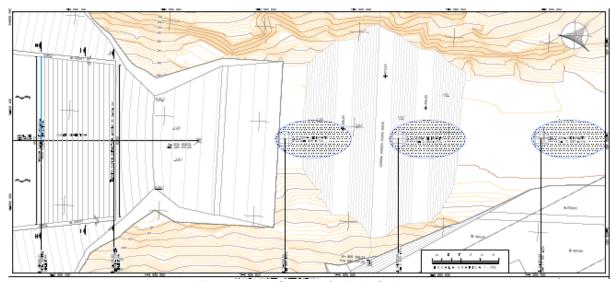
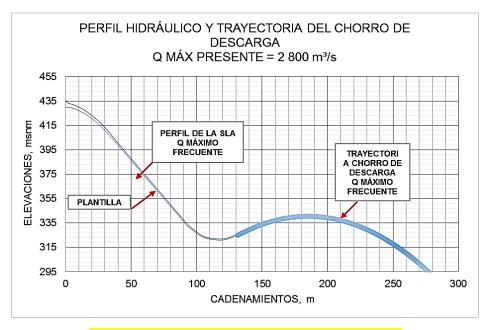


Figura 6- 26: Geometría de la Cubeta. Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.



Perfil hidráulico y chorro de descarga Q = 2 800 m³/s

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

Ref. Informe 26 INFORME CONSOLIDADO DE FACTIBILIDAD, CFE 2015.





6.2.2 Resumen de los componentes del proyecto

Tabla 6-7: Resumen de componentes del PHS

OBRAS DE DESVÍO
Ataguías
Portales
Túneles de desvío
Lumbrera de obturadores/estructura de control
Estructura de control y alcantarilla
OBRAS DE CONTENCIÓN
Cortina de sección gravedad CCR
Galerías
PLANTA HIDROELÉCTRICA
Dispositivo de entrada a la Obra de Toma y Estructura de Control
Estructura de control
Conducción tubería de presión
Casa de máquinas
Tubo de aspiración
Pozo de oscilación y/o cámara de oscilación
Desfogue
Zona de transformadores
Obra de excedencias
Dispositivo de entrada a la estructura de control
Estructura de control
Canales de descarga
Cubeta deflectora
Canal de encauzamiento
Obras especiales: muro de gravedad A3
Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFF 2015

Fuente y elaborado: Estudio de Factibilidad del PHS, CFE 2015.

6.3 Infraestructura de apoyo

6.3.1 Campamentos

Comprenden las construcciones e instalaciones, de carácter temporal o permanente, que permiten el alojamiento del personal, sea en la etapa constructiva u operativa del proyecto.

Ubicación

Se realizó la selección de los sitios para el emplazamiento de los campamentos, de operación y construcción, para lo cual se consideró los criterios y parámetros de evaluación que se incluyen en la Tabla 6- 8 y se describen a detalle en el Estudio Definitivo de Vías y Campamentos del PHS, CELEC EP 2015.

De esta manera, se seleccionan los sitios para el campamento A (de operación con capacidad para 200 personas) y para el campamento B (de construcción con capacidad de 5000 personas), de acuerdo al siguiente detalle:

Campamento de operación: Lote A

Campamento de construcción: Lotes H e I





La Tabla 6- 8 y Figura 6- 27 visualiza la ubicación de los sitios o lotes designados para la ubicación de los dos campamentos.

Tabla 6-8: Ubicación de lotes para campamentos de construcción y operación

Campamento/Sitio	COORDEN	COTA	
	ESTE	NORTE	Msnm
Campamento de operación / Sitio A	809,844,10 m	9667277,30 m	625
Campamento de construcción/Sitio H	806911,81m	9680186,14 m	655
Campamento de construcción/Sitio I	807295,14 m	9680836,29 m	675

Fuente y elaborado ACOTECNIC CÍA. LTDA.

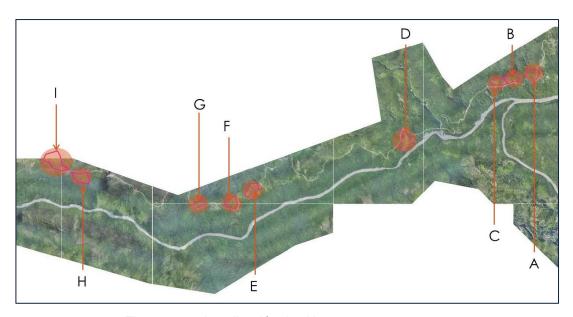


Figura 6-27: Localización de sitios para campamentos

Fuente: CFE (LIDAR). Elaboración: ACOTECNIC









Figura 6- 28: Campamento de Operación – Terreno A Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

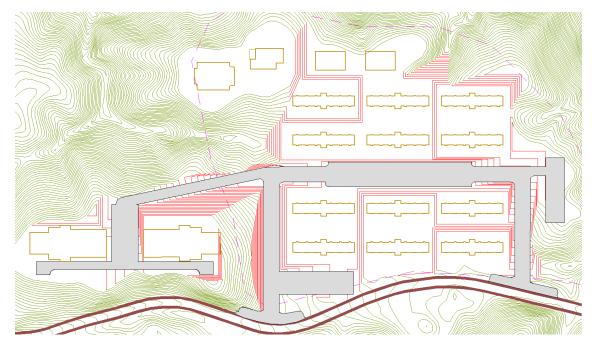


Figura 6- 29: Campamento de construcción – Terreno H Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC







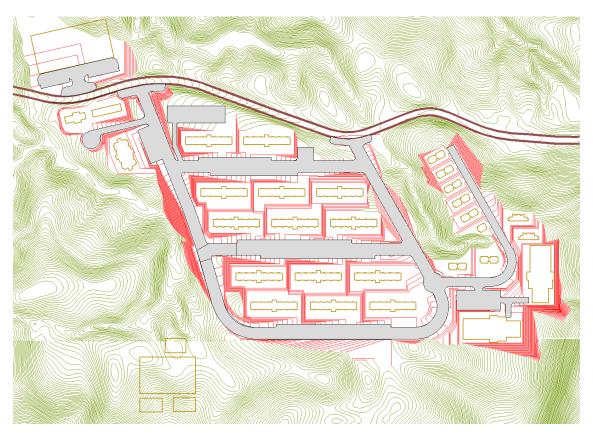


Figura 6- 30: Campamento de construcción – Terreno I Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Planificación y distribución arquitectónica del proyecto

En las siguientes figuras se visualiza la planificación de los campamentos de operación y construcción, insumo fundamental para el desarrollo del estudio hidrosanitario.







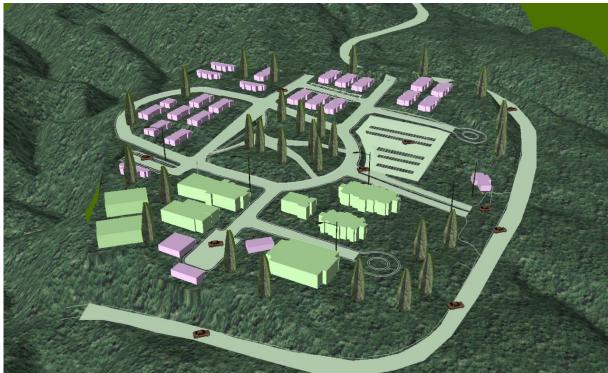


Figura 6- 31: Planificación para el Campamento de Operación Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC







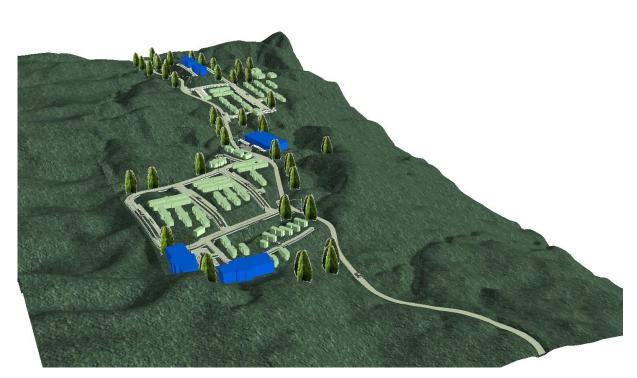


Figura 6- 32: Planificación para el Campamento de Construcción Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Ver Mapa IGP 002_Emplazamiento_General_Campamentos_A1





Características de los sitios de campamentos

Tabla 6- 9: Características de los lotes para emplazamiento de campamentos

	Datos de campamentos de	LOTES			
No.	construcción y operación	C. Operación	C. Cons	trucción	
	construction y operation	Lote A	Lote H	Lote I	
1	ÁREA DE TERRENO (ha)	9,96	18,79	21,25	
2	DISTANCIA A FUENTE DE AGUA	0,50	0,80	1,20	
	PARA CONSUMO HUMANO (Km)	0,30	0,80	1,20	
3	DISTANCIA A CARRETERA (Km)	0,00	0,00	0,00	
	CONDICIONES DE TERRENO:	80	95	95	
4	DEFORESTADO %	0	95	93	
	CON VEGETACIÓN %	20	5	5	
5	TOPOGRAFÍA: % DE PENDIENTE	12	13	12	
	DEL TERRENO	12	13	12	
6	DISTANCIA A LA CORONA DE	1.08	13,97	14,68	
	PRESA (Km)	1.00		14,00	
7	DIST. CENTRO POBLADO MAS	34,0	20,0	19,5	
	CERCANO MENDEZ (Km)	37,0		10,0	
8	TERRENO INUNDABLE POR COTA	605	585	660	
	DE EMBALSE 455 msnm (msnm)	000	303	000	
9	VISTAS %	90	10	40	

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

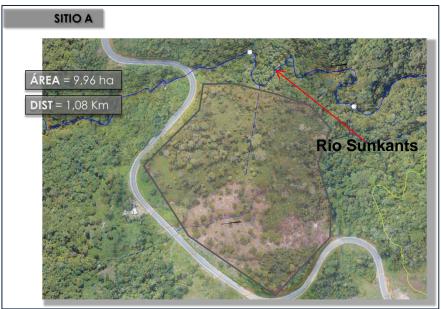
La zona de implantación de los campamentos se caracteriza por su orografía en donde las gradientes del terreno generan espacios muy escarpados, con vegetación clásica del oriente ecuatorial, en donde los altos niveles pluviométricos que se registran, combinados con los niveles de humedad y temperatura ambiental, determinan parámetros y criterios a ser tomados en cuenta para su diseño arquitectónico.

Lote A: campamento de operación, se encuentra junto a la vía Troncal Amazónica, en la margen izquierda del río Namangoza. En la Fotografía 6- 1, se visualiza el sitio A, en donde se observa el grado de deforestación y la presencia de pastos. Se cuenta con el río Sunkants, curso de agua que servirá como fuente de abastecimiento. El área estimada es de 9,96 ha.









Fotografía 6- 1: Vista del Lote A Fuente: CFE (LIDAR) - ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

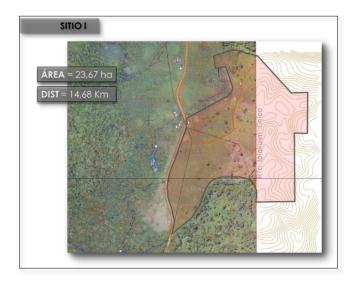
Los Lotes H e I, para campamento de construcción suman 30,48 ha; estos terrenos están contiguos y cuentan con una fuente de agua (río Ipiakuim Chico). Estos predios son los más alejados del proyecto, ya que se encuentran a una distancia de 14 km y a 30 km. de la cabecera cantonal de Méndez.







Fotografía 6- 2: Vista Lote H Fuente: CFE (LIDAR) - ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC



Fotografía 6- 3: Vista Lote I Fuente: CFE (LIDAR) - ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Densidad poblacional

Referida a la capacidad de personal requerida en los campamentos. Para el campamento permanente se requiere una capacidad poblacional de 200 personas y 5000 para el campamento temporal.





Densidad bruta: es la relación de la población por unidad de superficie terrestre.
 Esta unidad considera toda la superficie sin excluir el área destinada a vías y equipamiento y se expresa en habitantes/hectárea. Se tiene:

Campamento A - Sitio A: 20 h/ha

Campamento B - Sitio H: 123 h/ha

Campamento B - Sitio I: 128 h/ha

 Densidad neta: es la relación de la población por unidad de superficie terrestre. Esta unidad considera toda la superficie destinada únicamente a lotes, es decir excluye áreas de vías y equipamientos y se expresa en habitantes/hectárea. Se tiene:

Campamento A - Sitio A: 26 h/ha

Campamento B - Sitio H: 140 h/ha

Campamento B - Sitio I: 158 h/ha

Según la Norma Técnica Ecuatoriana Obligatoria "Urbanización y Densidad de Población" INEN, se establece que un sector será considerado como zona urbana cuando su densidad poblacional mínima sea de 50 h/ha y máxima de 1400 h/ha.

Sistema verde

El sistema verde se integra dentro del sistema de espacios libres de la trama urbana de los campamentos y constituye una de las dotaciones más representativas de la calidad del medio ambiente urbano y del área circundante.

Dentro del diseño de los campamentos, el sistema verde comprende el diseño y la conservación de áreas naturales remanentes, quebradas, y parques e incrementar el componente natural en las zonas urbano/urbanizables, con la meta de alcanzar y superar el estándar mínimo de 9 m2 de área verde por habitante urbano, de acuerdo al Índice Verde establecido por la Organización Mundial de la Salud y Asegurar la racionalidad y coherencia del desarrollo urbanístico.

Consiste en un sistema de conectores verdes, caminería y ciclo vías que, a través del tejido urbano, generen una vinculación espacial entre las áreas naturales de conservación y los espacios verdes con potencial ecológico, y que, a través de "refugios de paso", faciliten la movilidad de la vida silvestre para los procesos de reproducción e intercambio genético entre poblaciones reducidas y aisladas.

Los componentes de la Red Verde Urbana traen una variedad de beneficios:

- Constituyen barreras vivas introducidas para mitigar impactos visuales, sonoros y atmosféricos;
- Garantizan la existencia de áreas con funciones ecológicas importantes, como el mantenimiento del ciclo hidrológico, y proporcionan hábitat, refugio, alimentación y oportunidades de reproducción y sobrevivencia de la vida silvestre;
- Generan un efecto moderador en la temperatura a través de la creación de microclimas. Mejoran la calidad del aire mediante la absorción de CO2 y la obstaculización del desplazamiento del material particulado;





- Incrementan la superficie de captación y almacenamiento de agua y mejoran la retención del suelo para reducir los riesgos de inundaciones, deslaves y movimientos en masa originados por la pavimentación de grandes extensiones de tierra;
- Enriquecen el paisaje urbano, promueven la belleza escénica dentro de los campamentos y generan un ambiente amigable para el ser humano, mejorando la percepción ciudadana sobre el entorno, disminuyendo los niveles de estrés y produciendo una sensación de mayor bienestar y tolerancia;
- Fortalecen los vínculos e integración social, cultural y recreativa de los habitantes, promoviendo la organización comunitaria, la sensibilización sobre el valor del entorno natural, la reproducción de la cultura, y una activa y positiva apropiación del espacio público.

Criterios de diseño para los campamentos

Arquitectura bioclimática

La arquitectura bioclimática consiste en el diseño de edificios teniendo en cuenta las condiciones climáticas, aprovechando los recursos disponibles (sol, vegetación, lluvia, vientos) para disminuir los impactos ambientales, intentando reducir los consumos de energía. La arquitectura bioclimática está íntimamente ligada a la construcción ecológica, que se refiere a las estructuras o procesos de construcción que sean responsables con el ambiente y ocupan recursos de manera eficiente durante todo el tiempo de vida de una construcción. También tiene impacto en la salubridad de los edificios a, través de obtener un mejor confort térmico, el control de los niveles de CO2 (monóxido de carbono) en los interiores, una mayor iluminación y la utilización de materiales de construcción no tóxicos avalados por declaraciones ambientales.

Una vivienda bioclimática puede conseguir un gran ahorro e incluso llegar a ser sostenible en su totalidad.

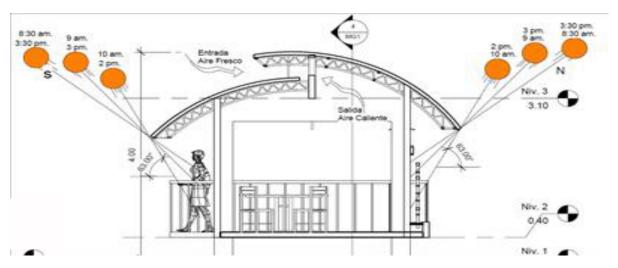


Figura 6-33: Modelo de arquitectura bioclimática

Fuente: ACOTECNIC. Elaboración: ACOTECNIC





La arquitectura bioclimática es un tipo de arquitectura donde el equilibrio y la armonía son una constante con el medio ambiente. Se busca lograr un gran nivel de confort térmico, teniendo en cuenta el clima y las condiciones del entorno para ayudar a conseguir el confort térmico interior mediante la adecuación del diseño, la geometría, la orientación y la construcción del edificio adaptado a las condiciones climáticas de su entorno. Juega exclusivamente con las características locales del medio (relieve, clima, vegetación natural, dirección de los vientos dominantes, insolación, etc.), así como, el diseño y los elementos arquitectónicos, sin utilizar sistemas mecánicos, que más bien se consideran como sistemas de apoyo. La arquitectura bioclimática es, en definitiva, una arquitectura adaptada al medio ambiente, sensible al impacto que provoca en la naturaleza, y que intenta minimizar el consumo energético y con él, la contaminación ambiental.

Criterios de aterrazamiento

El aterrazamiento consiste en la transformación de un terreno natural en pendiente, en un nuevo perfil formado por franjas planas de mayor o menor anchura (bancales o terrazas), unidas por nuevos taludes con una inclinación superior a la pendiente natural original del terreno.

Dada la configuración y morfología del relieve no solo de los macro lotes elegidos para la implantación de los campamentos "A" (operación) y "B" (construcción), sino de toda la zona de influencia del proyecto.

Se genera varias alternativas para la implantación de la trama vial, emplazamiento de bloques y estructuras, accesos, etc., en donde los criterios Arquitectónicos, Estructurales, Hidrosanitarios, Eléctricos, Geológicos, Topográficos, etc. encuentran comunión de ideas y conceptos enmarcados en condicionantes que son punto de partida para el diseño definitivo tales como:

- Las mínimas superficies en m2, necesarias para el emplazamiento de los espacios, bloques y estructuras, dadas sus particulares necesidades de funcionamiento.
- Trama vial que en lo posible no supere el 15% de pendiente longitudinal.
- La geología preliminar determina que una considerable capa superficial del terreno natural es deleznable, por lo que recomienda el corte, sin embargo el relleno con este material es viable.
- Se consideran cortes que generan pendientes no mayores al 100% en los taludes, sin embargo, los estudios finales de geología determinarán las pendientes recomendables para los taludes y los métodos para su estabilización.
- Facilidad en el diseño para que la movilidad vehicular y peatonal, a través de vías, estacionamientos, veredas, caminería, escalinatas, etc., generen fluidez en su dinámica de tal manera de no encontrar obstáculos en su desplazamiento.

Con estos insumos se diseñan los campamentos "A" y "B" insistiendo básicamente en que las mayores dificultades radican en la dimensión y orografía de los macro lotes.

El principio fundamental a tener en cuenta, para el aterrazamiento, se ha basado en la disposición de la trama de vías, y el emplazamiento de los bloques arquitectónicos propuestos para el proyecto. Así, se ha generado un aterrazamiento en el cual cada bloque arquitectónico se asienta en una terraza con un nivel diferente y, de tal manera que la accesibilidad a cada uno de los bloques sea el más adecuado, realizando los movimientos





de terreno (rellenos y desbanques) necesarios propuestos.

En las siguientes figuras se visualiza la propuesta para las terrazas en las cuales se emplazarán los campamentos del proyecto.



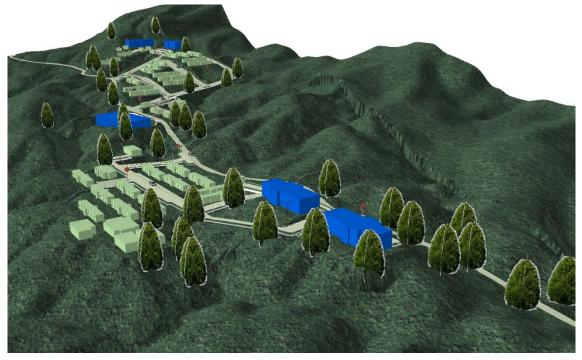


Figura 6- 34: Propuesta para el aterrazamiento de los campamentos Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Criterios de habitabilidad - zonas específicas

El estudio determina que de acuerdo con las diferentes actividades que se desarrollarán en cada campamento y su periodicidad, existen diferentes niveles de "prioridades" arquitectónicas en ciertos bloques y estructuras que deberán ser tomadas en cuenta para





el diseño arquitectónico. Las actividades intelectuales en los bloques de oficinas, a lo largo de toda la jornada de trabajo, así como las que se generan en los centros de salud y sus insumos, demandan la creación de "microclimas" en su interior, razón por la cual se han considerado estas estructuras en hormigón armado, losa de piso y cubierta y paredes de bloque de 0.15m etc.

Normatividad

En vista de que no se cuenta con una normativa para este tipo de unidades en los GAD Municipales del sector, para la planificación arquitectónica de los campamentos, se utiliza como guía la normativa vigente para el cantón Cuenca: REFORMA, ACTUALIZACIÓN, COMPLEMENTACIÓN Y CODIFICACIÓN DE LA ORDENANZA QUE SANCIONA EL PLAN DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL CANTÓN CUENCA. DETERMINACIONES PARA EL USO Y OCUPACIÓN DEL SUELO URBANO. La misma que está vigente desde el lunes 19 de mayo de 2003 al publicarse en el Registro Oficial N° 84.

Materiales de construcción a utilizarse

Campamento de operación

Este campamento está destinado para el personal que va a operar y mantener el proyecto hidroeléctrico durante su vida útil. Las características más importantes son:

Capacidad para 250 personas

La vida útil del campamento debe ser de al menos 50 años

Los materiales y tecnología empleada en la construcción debe garantizar el confort para los ocupantes del campamento.

Campamento de construcción

Este campamento está destinado para el personal que va a trabajar en la etapa de construcción del proyecto hidroeléctrico. El tiempo estimado de vida útil es de 5 años y, las características más importantes son:

Debe tener una capacidad para 5000 personas

La vida útil del campamento debe ser de al menos 5 años

Los materiales utilizados deben ser de fácil montaje para reducir los tiempos de construcción; se debe propender a utilizar materiales que puedan ser de fácil desmontaje y de ser posible se puedan utilizar en otros lugares, con lo que se minimiza el pasivo ambiental del proyecto.

El análisis de las diferentes alternativas de materiales para la construcción de los campamentos es el siguiente:

Para el campamento de operación:





- a. Cimentación de hormigón armado.
- b. La estructura principal, columnas y vigas de hormigón armado.
- c. Losa de cubierta nervada en hormigón armado, por los resultados obtenidos, para las cubiertas no se descarta el uso de vigas metálicas con losa de hormigón sobre placa colaborante por su disminución en tiempo de construcción, aunque sea mayor el costo. Cabe anotar, que existen estructuras especiales como el coliseo, la estación de bomberos, cubierta de piscina, bodegas; que por su forma arquitectónica se han definido estructuras de hormigón armado con celosías metálicas.

Para el campamento de construcción:

- d. La cimentación va con hormigón armado apoyado sobre la plataforma de relleno de mejoramiento según el estudio geotécnico.
- e. Estructura principal con vigas y columnas de acero con uniones empernadas para un fácil montaje y desmontaje
- f. El entrepiso será losa de hormigón sobre placa colaborante, esta placa para que sea desmontable deberá ser diseñada como simplemente apoyada, con los conectores necesarios
- g. Paredes de fibrocemento con aislantes acústicos, instalados sobre una estructura metálica
- h. Cubierta metálica autosoportante con aislante térmico y acústico

Zonificación – emplazamiento

Para iniciar con los delineamientos o esquemas organizativos que identifican y dan carácter a los asentamientos humanos, es preciso definir las zonas que lo conforman y se clasifican de acuerdo con las actividades que en ellas se generan:

- Zonas de descaso alojamiento y recuperación de la fuerza de trabajo y áreas afines.
- Zona de oficinas: técnicas y administrativas y áreas afines.
- Zona de comedor, cocina y áreas complementarias.
- Zona Centro de convenciones y áreas afines
- Zona de abastecimiento y servicios
- Zonas deportivas, recreativas de esparcimiento y ocio al aire libre.
- Zonas recreativas y culturales cubiertas y áreas afines.
- Zonas industriales cubierta y a cielo abierto, talleres, bodegas, laboratorios y afines.
- Zonas no planificadas y áreas verdes.

Una vez identificado y asignado los diferentes usos de suelo en el que se emplazarán áreas, espacios o estructuras arquitectónicas homogéneas a las actividades de ese uso, será de significativa importancia analizar la compatibilidad de usos de suelo entre zonas asignadas, para lograr que las actividades que en ellas se desarrollen, no sacrifiquen grados de funcionalidad, confort y comodidad o peor aún sean incompatibles entre ellos.

De esta manera la propuesta de emplazamiento, se define como la división territorial preestablecida en función a:





- Dimensionamiento de las diferentes zonas, Compatibilidad de usos de suelo, Capacidad de aterrazamiento en función de las características geográficas, topográficas y de medio ambiente en general.
- Disposición de la trama para la movilidad: vehicular pesada, liviana y trasporte público, así como para la movilidad peatonal y ciclo vías.
- Orientación hacia los puntos cardinales para estructuras deportivas;
- Con estos parámetros se pretende minimizar los impactos por la implantación, tanto
 al interior de los predios como en las zonas circundantes al Proyecto; Tomando en
 cuenta las particularidades ambientales, culturales y sociales de la región; así como,
 a los lineamientos y orientaciones establecidas y programadas en las etapas
 anteriores de investigación y obtención de información.

Campamento A de operación

El emplazamiento del campamento permanente se lo realiza en el terreno identificado con la letra A, por cuanto ofrece el área requerida para su implantación, su ubicación en relación con la corona de presa es conveniente, ofrece una vista amplia y panorámica del área del proyecto.

Campamento B de construcción

El emplazamiento del campamento temporal se realizara en los macro lotes H e I situados uno al frente del otro, separados por la vía interoceánica, en el macro lote H se implantará las áreas para descanso correspondientes al 50 % de la población más las ares deportivas y de alimentación que den cobertura a la población que se aloje en este.

En el macro lote I se planifica el otro 50% del área de descanso, se implantan todos los espacios adicionales correspondientes al funcionamiento del campamento:

- Área para oficinas técnicas y administrativas,
- Área industrial: Talleres, laboratorios, bodegas, centro de transferencia, etc.
- Área de servicios sociales: Centro de salud, bomberos, guardias.
- Área de descanso adicional villas y suites.
- Helipuerto

En las Tablas Tabla 6- 10 y Tabla 6- 11 se presenta las áreas destinadas para los diferentes tipos de usos.

Tabla 6- 10: Áreas Bloques arquitectónicos campamento de operación

AREAS DE BLOQUES ARQUITECTONICOS				
CAMPAMENTO DE OPERACION				
BLOQUE ARQUITECTONICO # AREA / # ARE PERSONAS BLOQUE BLOQUES TOTA				
VILLAS	15	123,28	15	1849,2
ALOJAMIENTO (BARRACAS)	176	713,22	11	7845,42
SUITS	15	211,56	3	634,68
COCINA - COMEDOR	192	900	1	900





AREAS DE BLOQUES ARQUITECTONICOS				
CAMPAMENTO DE OPERACION				
BLOQUE ARQUITECTONICO	# PERSONAS	AREA / BLOQUE	# BLOQUES	AREA TOTAL
BOMBEROS Y GUARDIANIA		294,81	1	294,81
CENTRO DE SALUD		410	1	410
OFICINAS		905,76	1	905,76
COLISEO (PERSONAS SENTADAS EN GRADERIOS)	750	1290,83	1	1290,83
PISCINA CUBIERTA	60	680,25	1	680,25
ALOJAMIENTO PERSONAL LIMPIEZA	24	162,17	2	324,34
CENTRO DE RECREACION	180	350	1	350
COMISARIATO Y LAVANDERIA		387	1	387
CENTRO DE CONVENCIONES	200	556	1	556
MIRADOR		227,54	1	227,54
			TOTAL	16655,83

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Tabla 6- 11: Áreas Bloques arquitectónicos campamento de construcción

AREAS DE BLOQUES ARQUITECTONICOS					
CAMPAMENTO DE CONSTRUCCION					
BLOQUE ARQUITECTONICO	#	AREA/	#	AREA	
	PERSONAS	BLOQUE	BLOQUES	TOTAL	
VILLAS	15	123,28	15	1849,20	
ALOJAMIENTO (BARRACAS)	4992	1622,16	26	42176,16	
SUITS	15	211,16	3	633,48	
COCINA - COMEDOR (#	625	2100	4	9400.00	
PERSONAS/TURNO)	025	625 2100	4	8400,00	
BOMBEROS Y GUARDIANIA		417,1	1	417,10	
CENTRO DE SALUD		484,91	1	484,91	
OFICINAS		905,76	2	1811,52	
COLISEO (PERSONAS SENTADAS EN	750	1290,83	1	1290,83	
GRADERIOS)	750	1290,03	'	1290,03	
GIMNASIO		687,01	1	687,01	
TALLERES, BODEGA Y CENTRO DE		6207.00	1	6207.00	
TRANSFERENCIA		6307,88	'	6307,88	
CENTRO DE RECREACION	330	728,23	1	728,23	
COMISARIATO Y LAVANDERIA		597,07	1	597,07	
			TOTAL	65383,39	

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





Accesos

La ubicación de los campamentos en relación con la vía Interoceánica, determina accesos principales y secundarios directos hacia y desde los campamentos; esto facilitará la movilidad y los tiempos de traslado del personal que trabaje en las áreas del proyecto hidroeléctrico.

El circuito de vías que genera la incorporación de dos accesos en el campamento "B" facilita la posibilidad de evacuación alternativa en fusión a cualquier posibilidad de obstrucción del acceso principal.

En todos los casos los accesos principales y secundarios se encuentran a varios metros de la vía Interoceánica, generando un área de amortiguamiento vehicular que facilitará maniobras de movilidad antes de ingresar al flujo de la vía principal.

Sistema vial (vía principal, arterial, colectora, peatonal, ciclo vía)

Las normas de diseño geométrico de las vías se someten a las siguientes disposiciones:

Acera. Para determinar el ancho total de una acera, se deberá considerar 1.20 m como base del ancho mínimo para la circulación continua de los peatones y variara de acuerdo al tipo de vía y al flujo de peatones

Para ubicar el mobiliario urbano: casetas, buzones postales, basureros, jardineras, armarios de servicio básico, bancas, etc. Se deberá considerar los espacios de ocupación y de influencia, a fin de dejar libre la zona peatonal efectiva requerida

Ancho de carril. El ancho normalizado de carril de circulación vehicular será de 3.60 m, su variación estará de acuerdo con la velocidad y el tipo de vía.

Carril de estacionamiento lateral. En la vías locales con velocidad de circulación menor a 50 km/h, el carril de estacionamiento tendrá un ancho mínimo de 2.00 m. En vías de mayor circulación en las que se ha previsto carril de estacionamiento, este tendrá un ancho mínimo de 2.40 m.

Ancho de calzada. Dependerá del número de carriles determinado por los estudios viales y de tráfico pertinentes. En vías locales con un solo sentido de circulación, mínimo 4.50 m. y para dos sentidos de circulación, mínimo 6.00 m. sin considerar carril de estacionamiento.

Radios de aceras/calzadas en intersecciones. Se consideran los siguientes radios mínimos:

Entre vías colectoras y vías locales: 7,00 m.

Entre vías locales: 5,00 m.

Radios de giro: El radio de giro se define como la distancia mínima que requiere para dar la vuelta, dependiendo del tamaño de vehículo, se requerirá mayor o menor radio de giro.





Tabla 6- 12: Radios de Giro

TIPO DE VEHÍCULO	DISTANCIA ENTRE MÁS ALEJADO	RADIO DE GIRO MÍNIMO
Automóvil	3,35 m.	7,32 m.
Camión pequeño	4,50 m.	10,40 m.
Camión	6,10 m.	12,81 m.
Tráiler con remolque	10,20 m.	12,20 m.
Tráiler con remolque	15,25 m.	13,72 m.

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Se dispone la trama para la movilidad: vehicular pesada, liviana y trasporte público, así como para la movilidad peatonal y ciclo vías. Tomando en cuenta que se determina como pendiente máxima para el trazado longitudinal de las vías el 15%.

En la medida de lo posible se han respetado principios básicos para diseño y el trazado de la trama vial como son:

- Respetar la morfología de las curvas de nivel que caracterizan los macro lotes de emplazamiento y toda la zona circundante.
- Diseñar una vía principal (colectora) de mayor sección de doble vía y mediana al centro que colecte y distribuya la movilidad secundaria de las vías locales.
- Diseñar un fácil acceso y evacuación de tráfico pesado hacia y desde la zona industrial presente en el campamento B (temporal).
- Diseñar accesos principales y secundarios a los campamentos geográficamente convenientes y retranqueados, de tal manera de generar un espacio "pasivo" antes de ingresar al campamento o de tomar la vía principal desde el campamento.

Estacionamiento

En relación con los vehículos, se conoce como estacionamiento al espacio físico donde se deja el vehículo por un tiempo indeterminado.

Los estacionamientos vehiculares deben considerarse como parte de la vialidad, ya sea que este se encuentre en la calle, dentro o fuera del carril de circulación o dentro de los predios o edificaciones.

Los estacionamientos públicos se clasifican para efectos de su diseño, localización y según el tipo de vehículos, en los siguientes grupos:

- Estacionamientos para vehículos menores como motocicletas y bicicletas
- Estacionamiento para vehículos livianos: automóviles, jeeps y camionetas
- Estacionamiento para vehículos de transporte público y de carga liviana, buses, busetas y camiones rígidos de dos y tres ejes
- Estacionamiento de vehículos de carga pesada, destinada a combinaciones de camión, remolque o tracto camión con semirremolque o remolque





Los sistemas de estacionamiento de vehículos pueden diseñarse principalmente de la siguiente forma:

- Estacionamientos dentro del lote para la vivienda
- Estacionamientos en la vía publica
- Estacionamientos en espacios específicos (edificios)
- Estacionamientos en la vía publica

Los estacionamientos localizados en la vía pública se regirán conforme a los lineamientos establecidos sobre las características geométricas de los diferentes tipos de vías mencionados.

Estacionamientos en sitios específicos

En bahía. El área de estacionamiento debe estar estrictamente delimitada y señalizada. La delimitación no debe interrumpir los cruces peatonales.

Debe continuar con el mismo diseño y material de la acera como mínimo 0.10 m por debajo del nivel de esta y con una pendiente máximo del 3% hacia la vía.

Los estacionamientos no deben interrumpir la circulación de la acera al paso cebra y de esta a la otra acera.

En los casos en que se cree una isla para separar la zona de parqueos de la vía, esta debe tener un ancho mínimo de 2,50 m.

Dimensiones mínimas para puestos de estacionamiento:

Las dimensiones y ares mínimas para puestos de estacionamiento se regirán según la forma de colocación de los mismos de acuerdo al siguiente cuadro:

Tabla 6- 13: Dimensiones de parqueaderos

Estacionamiento	Α	В	C
En 45°	3,40	5,00	3,30
En 30°	5,00	4,30	3,30
En 60°	2,75	5,50	6,00
En 90°	2,30	4,80	5,00
En paralelo	6,00	2,20	3,30

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

El diseño incorpora la ubicación de estacionamientos para funcionarios y público junto al acceso principal de cada uno de los campamentos, adicionalmente y en medida de lo posible, se han incorporado plazas de estacionamiento junto a las estructuras y bloques en cada campamento, se debe anotar que la orografía de los macro lotes especialmente en el emplazamiento del campamento "B" ha dificultado la incorporación de un mayor número de estacionamientos, sin embargo se han dispuesto 333 estacionamientos en el campamento





"B" y 277 estacionamientos en el campamento "A".

Espacio público

Los espacios de uso público se clasifican en: espacios construidos, áreas verdes, recreativas, parques, retiros (frontal, laterales y/o posteriores), áreas de circulación peatonales, ciclo vías, escalinatas, vehiculares, estacionamientos.

Se llama espacio público al lugar donde cualquier persona tiene el derecho de circular, en cuanto al uso, el espacio público es el escenario de la interacción social cotidiana, es el soporte físico de las actividades cuyo fin es satisfacer las necesidades urbanas colectivas que trascienden los límites de los intereses individuales, se caracteriza físicamente por su accesibilidad.

Equipamientos comunitarios

Espacios destinados a actividades e instalaciones ámbitos bienes y servicios para satisfacer las necesidades de la población, garantizar el esparcimiento y mejorar la calidad de vida, espacios cubiertos y abiertos diseñados para el servicio comunitario.

Se incorpora como equipamiento comunitario construido: áreas cubiertas deportivas, bloque para bomberos, centro de salud, piscina, comisariato, lavanderías, mirador, pérgolas, lugares de espera y embarque de pasajeros, mirador, etc.

A cielo abierto: parques, áreas verdes, caminería, ciclo vías, escalinatas, vías, parqueaderos, canchas, helipuerto.

Uso Administrativo

Se refiere a los espacios destinados para oficinas administrativas de control, operación, mantenimiento y seguridad que se han dispuesto en algunos bloques que conforman los campamentos.

Uso asistencial

Comprende los espacios o locales destinados a asistencia y prestación de servicios médicos o quirúrgicos a los enfermos, con o sin alojamiento en los mismos, tales como centros de salud, ambulatorios, etc.

Las actividades de este grupo sólo podrán desarrollarse:

En edificio sanitario exclusivo.

En edificios destinados a otros usos, únicamente en planta de rasante.

Se considera también bajo esta categoría a la asistencia eventual que podría brindar el cuerpo de bomberos emplazados en cada campamento.

Uso recreativo y deportivo

Comprende los espacios o locales destinados a la práctica, enseñanza o exhibición del deporte y la cultura física, así como las instalaciones complementarias (saunas, jacuzzi, vestuarios, u otras que tengan este carácter complementario)

Uso para seguridad





Espacios y estructuras que cubren los servicios de protección y salvaguarda de los bienes y personas, básicamente en nuestro caso guardia civil y bomberos.

Uso de abastecimiento y servicio

Comprende los espacios destinados a satisfacer la necesidad humana de abastecimiento, mantenimiento y recuperación de consumo alimenticio no convencional, fundamentalmente aplicado como la disposición de un centro de abasto o comisariato concebido como servicio complementario. Dentro de este uso se considera al bloque de lavandería como elemento que brinda un servicio comunitario.

Equipamiento para transporte aéreo

La incorporación del helipuerto considerado como equipamiento para transporte aéreo (terminal aérea) está determinado como prioritario en cada campamento, su disposición es definitiva para la operación eficiente de los campamentos, forma parte del espacio público. Su ubicación un tanto alejada de bloques o estructuras trata de minimizar los impactos en ruido básicamente, que se generan al momento del aterrizaje y despegue de la nave.

Diseño de edificaciones del campamento de operación

Bloque de alojamiento



Figura 6- 35: Perspectiva bloque de alojamiento campamento de operación Fuente: ACOTECNIC Cía Ltda. Elaboración: ACOTECNIC Cía. Ltda.

En el bloque de alojamiento del campamento de operación se ha diseñado 8 suites en planta baja y 8 en el primer piso alto, estos espacios están destinados para albergar al personal técnico profesional que dará operación y mantenimiento al proyecto Hidroeléctrico Santiago, el campamento dispone de 11 de estos bloques.

Las suites tiene una área media de 34.00 m2 dispone del área para la recamara, baño privado, área para estudio, closet, área con nevera y microondas, área social etc.

Está diseñada en estructura de hormigón armado, pisos y cubierta con losa, paredes de bloque enlucidos, empastados y pintados, puertas de madera y aluminio y ventanas de aluminio, cielo raso falso en fibra mineral, revestimientos en cerámica y porcelanato.







Figura 6- 36: Perspectiva bloque de alojamiento campamento de Construcción Fuente: ACOTECNIC Cía Ltda. Elaboración: ACOTECNIC Cía. Ltda.

El bloque de alojamiento del campamento de construcción está diseñado en dos plantas en el cual la circulación vertical se encuentra emplazada en la parte central del bloque, quedando una "ala" de cada lado en esta, la cobertura determina 24 habitaciones en planta alta y 24 en planta baja, en cada habitación se encuentran 2 literas dando una ocupación total de 192 personas por bloque

En el lote "H" se emplazan 12 bloques de alojamiento para una cobertura de 2304 personas y en el lote "I" irán 14 bloques para una cobertura de 2688 personas

Cada una de las habitaciones diseñadas para 2 literas o 4 personas disponen de un baño completo por habitación, adicionalmente cada bloque de alojamiento dispone en planta baja y alta de una batería adicional de baños completos y de una batería de fregaderos para el lavado manual de ropa, diseñados en los extremos de cada planta.

Cada habitación tiene una área de 21.00 m2 con un espacio de piso a cielo raso de 3.10 de alto, con lo que se garantizan el cumplimiento de los requerimientos de áreas y volumetrías mínimas por persona que se requiere para el correcto funcionamiento de este bloque.

La cimentación será de hormigón armado al igual que la losa de piso, toda la estructura será metálica con cubierta igualmente metálica liviana con tratamiento térmico y acústico, la losa de entrepiso será en base a una estructura metálica de celosías, placa colaborante sobre la cual se fundirá una losa de hormigón liviana, las paredes irán con paneles de asbesto - cemento por el lado exterior e interior atornilladas sobre una estructura tubular modulada que permita el emplazamiento de boquetes para puertas y ventanas de acuerdo con el diseño arquitectónico, finalmente se dará el tratamiento de acabado empastado y pintado, las puertas serán de madera, las ventanas de aluminio, cielo raso de fibra mineral y revestimientos con cerámica y porcelanato.

Para el diseño de estos bloques tanto para el campamento de operación como para el de construcción, se han aplicado la normatividad que se dispone para espacios de alojamiento que dispone la REFORMA, ACTUALIZACIÓN, COMPLEMENTACIÓN Y CODIFICACIÓN DE LA ORDENANZA QUE SANCIONA EL PLAN DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL CANTÓN CUENCA. DETERMINACIONES PARA EL USO Y OCUPACIÓN DEL





SUELO URBANO. Fundamentalmente en:

Bloque de suites



Figura 6- 37: Perspectiva Suites Campamento de operación Fuente: ACOTECNIC / Elaboración: ACOTECNIC

En el campamento de Operación se han diseñado tres bloques cada uno de ellos con cinco suites destinados para la eventualidad de albergar a personas, funcionarios o autoridades que visiten el proyecto o par la ocupación de profesionales de jefatura.

Las suites tiene una área media de 37,00 m2 dispone del área para la recamara (KING SIZE 2.00x2.00), baño privado, área para estudio, closet, área con nevera y microondas, área social etc.

Está diseñada en estructura de hormigón armado, pisos y cubierta con losa, paredes de bloque enlucidos, empastados y pintados, puertas de madera y aluminio y ventanas de aluminio, cielo raso falso en fibra mineral, revestimientos en cerámica y porcelanato.



Figura 6- 38: Perspectiva Suites Campamento de Construcción Fuente y elaborado: ACOTECNIC CÍA. LTDA.





En el campamento de Construcción se han diseñado tres bloques cada uno de ellos con cinco suites destinados para la eventualidad de albergar a personas, funcionarios o autoridades que visiten el proyecto o par la ocupación de profesionales de jefatura.

Las suites tiene una área media de 37.00 m2 dispone del área para la recamara (KING SIZE 2.00x2.00), baño privado, área para estudio, closet, área con nevera y microondas, área social etc.

La cimentación será de hormigón armado al igual que la losa de piso, toda la estructura será metálica con cubierta igualmente metálica liviana con tratamiento térmico y acústico, las paredes irán con paneles de asbesto - cemento por el lado exterior e interior atornilladas sobre una estructura tubular modulada que permita el emplazamiento de boquetes para puertas y ventanas de acuerdo con el diseño arquitectónico, finalmente se dará el tratamiento de acabado empastado y pintado, las puertas serán de madera, las ventanas de aluminio, cielo raso de fibra mineral y revestimientos con cerámica y porcelanato.

Para el diseño de este bloque se han aplicado la normatividad que se dispone para espacios de alojamiento que dispone la REFORMA, ACTUALIZACIÓN, COMPLEMENTACIÓN Y CODIFICACIÓN DE LA ORDENANZA QUE SANCIONA EL PLAN DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL CANTÓN CUENCA. DETERMINACIONES PARA EL USO Y OCUPACIÓN DEL SUELO URBANO.

Villas



Figura 6- 39: Perspectiva de Villas Campamento de operación y construcción

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

En los campamentos de construcción y operación existe la posibilidad de que algunos funcionarios del Proyecto Hidroeléctrico, podrían trabajar y vivir con sus familias (esposa e hijos menores); para cubrir esta posibilidad o para cubrir la ocupación que disponga la CELEC EP el proyecto contempla el diseño de 15 villas unifamiliares dispuestas en bloques de dos en dos emplazamiento "pareado"

Con una área de 123.18 m2 cada una de las villas dispone de tres recamaras con closet,





una master con baño privado y las otras dos comparten el baño que a su vez es el baño social, cocina, comedor – desayunador, área social – estudio, etc.

Para el campamento de operación las villas están diseñadas en estructura de hormigón armado, pisos y cubierta con losa, paredes de bloque enlucidos, empastados y pintados, puertas de madera y aluminio y ventanas de aluminio, cielo raso falso en fibra mineral, revestimientos en cerámica y porcelanato.

Para las villas del campamento de construcción, la cimentación será de hormigón armado al igual que la losa de piso, toda la estructura será metálica con cubierta igualmente metálica liviana con tratamiento térmico y acústico, la losa de cubierta será en base a una estructura metálica de celosías, placa colaborante sobre la cual se fundirá una losa de hormigón liviana, las paredes irán con paneles de asbesto - cemento por el lado exterior e interior atornilladas sobre una estructura tubular modulada que permita el emplazamiento de boquetes para puertas y ventanas de acuerdo con el diseño arquitectónico, finalmente se dará el tratamiento de acabado empastado y pintado, las puertas serán de madera, las ventanas de aluminio, cielo raso de fibra mineral y revestimientos con cerámica y porcelanato.

Oficinas – Centro de Convenciones

El bloque de oficinas diseñado para el campamento de operación, es una estructura de dimensiones muy amplias, con un área de 905,76 m2 y una cobertura total de 28 oficinas, 2 salas para sesiones, amplia cafetería, 2 baterías sanitarias dispuestas en los extremos del bloque, equipadas con baños asistidos.

Está diseñada para que el 50% de las oficinas ubicadas en la parte central del bloque, puedan "adaptarse" a las necesidades coyunturales en el tiempo pues su conformación espacial está estructurada en base a paneles de aluminio y vidrio que brindan la flexibilidad necesaria en caso de que así se requiriera.

La actividad intelectual definitivamente requiere de una mayor amplitud y ventilación, por esta razón el espacio entre piso y cielo raso en la parte central del bloque alcanza los 6.50 m de alto y en el resto del bloque 4,50 de alto.

Dispone de ventanería para ventilación en la parte superior del bloque a todo lo largo de las fachadas frontal y posterior.

El bloque Centro de Convenciones, es un espacio de capital importancia para la realización de actividades de capacitación, adiestramiento, información o formación de personal, funcionarios, trabajadores y empleados en diferentes ámbitos que guardan relación con las actividades de un campamento de Operación y Mantenimiento, Adicionalmente contempla un espacio muy amplio y cómodo para la exhibición y exposición de elementos formales, plásticos u otras muestras de actividad cultural en general.

Los dos bloques Están diseñados en estructura de hormigón armado, pisos y cubierta con losa, paredes de bloque enlucidos, empastados y pintados, puertas de madera y aluminio y ventanas de aluminio, cielo raso falso en fibra mineral, revestimientos en cerámica y porcelanato.







Figura 6- 40: Perspectiva Bloque de oficinas de campamentos de operación y construcción Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC



Figura 6- 41: Perspectiva de bloque – Centro de Convenciones campamento de operación Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Para el campamento de construcción, este bloque requiere que las condiciones térmicas y acústicas sean ideales para su funcionamiento, el diseño prevé que este bloque sea exactamente igual al que se emplaza en el campamento de operación, en este caso se emplazarán dos bloques de oficinas para dar cobertura a la necesidad espacial de este campamento.

Cocina - Comedor

El bloque de cocina comedor para el campamento de operación está constituido en una





gran "nave" de composición estructural y funcional mixta, en el un extremo se encuentra ubicados todos los espacios destinados a la preparación, almacenaje y conservación de alimentos, así como espacios relacionados destinados al personal que laborara en este bloque.

Al otro extremo se encuentra ubicado el comedor propiamente dicho en el que se emplazan mesas y sillas que darán cobertura a todos los funcionarios de este campamento. Finalmente esta gran nave tiene un elemento central que siendo estructural también es funcional y genera los accesos jerarquizados para el ingreso y evacuación de sus usuarios.

El bloque está diseñado en estructura de hormigón armado, para el elemento central y en estructura de hierro y cubierta metálica liviana con tratamiento térmico y acústico para las "alas" laterales que albergan a la cocina y al comedor, pisos con losa, paredes de bloque enlucidos, empastados y pintados y otras con ventanería de aluminio y vidrio, puertas de madera y aluminio y ventanas de aluminio, cielo raso falso en fibra mineral, revestimientos en cerámica y porcelanato.



Figura 6- 42: Perspectiva Bloque Cocina-Comedor campamento de operación

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Se ha diseñado Cuatro bloques Cocina – Comedor para el campamento de construcción, dos irán en el lote "H" y dos en el lote "I", cada bloque tiene una cobertura para 625 personas lo que permitirá en dos turnos dar la cobertura total simultánea para los 5000 trabajadores, y tendrán las mismas características constructivas y de materiales del bloque Cocina-Comedor del campamento de operación.

Centro de salud

El bloque Centro de Salud, del campamento de operación, se plantea en el proyecto como un centro asistencial de primer nivel, con atención ambulatoria, no obstante contiene espacios para la recuperación de pacientes, dispone de consultorios médicos con baño privado, odontológicos, laboratorio, farmacia, enfermería, sala de urgencias, sala de espera, y todos los espacios complementarios para el perfecto funcionamiento, la altura de piso a





cielo raso en todo el bloque es de 3.30 m, baños de hombres mujeres y asistidos,

Este bloque dispone de los espacios para alojar equipo eléctrico que le permitan autonomía en el evento de que se corte el suministro de energía eléctrica.

En el diseño se ha incorporado un espacio en la parte frontal que contiene una pileta que tratará de atenuar las vivencias y dolencias con la que algunos pacientes llegan al centro de salud.

El bloque está diseñado en estructura de hormigón armado, piso y cubierta con losa, paredes de bloque enlucidos, empastados y pintados y otras con ventanería de aluminio y vidrio, puertas de madera y aluminio y ventanas de aluminio, cielo raso falso en fibra mineral, revestimientos en cerámica y porcelanato.



Figura 6- 43: Perspectiva Bloque centro de salud campamento de operación Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

El bloque Centro de Salud de construcción, se plantea en el proyecto como un centro asistencial de primer nivel, con atención ambulatoria, no obstante contiene espacios para la recuperación de pacientes, dispone de consultorios médicos con baño privado, odontológicos, laboratorio, farmacia, enfermería, sala de urgencias, sala de espera, y todos los espacios complementarios para el perfecto funcionamiento, la altura de piso a cielo raso en todo el bloque es de 3.30 m, baños de hombres mujeres y asistidos.







Figura 6- 44: Perspectiva Bloque centro de salud campamento de construcción Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Bloque bomberos – guardias

Estación de Bomberos



Figura 6- 45: Perspectiva bloque de bomberos campamento de operación Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





Bloque Bomberos - Guardias



Figura 6- 46: Perspectiva bloque de guardianía campamento de operación

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

El bloque destinado para los Bomberos para el campamento de operación y su actividad se ha diseñado en una sola estructura con el espacio para el personal de Guardianía de todo el campamento, manteniendo un acceso individualizado por cada extremo del bloque, Está concebido para albergar hasta 8 bomberos, vehículo cisterna bajo cubierta, bodegas, oficina, y espacios para guardar todos los implementos y equipos necesarios en su actividad, el "ala" destinada para la guardianía albergara un máximo de 12 guardias de seguridad, bodegas, oficina etc.

El bloque se ha diseñado en estructura metálica para las cubiertas a doble nivel, sobre estas una cubierta liviana con características térmicas y acústicas, piso con losa, paredes de bloque enlucidos, empastados y pintados y otras con ventanería de aluminio y vidrio, puertas de madera y aluminio y ventanas de aluminio, cielo raso falso en fibra mineral, revestimientos en cerámica y porcelanato.



Figura 6- 47: Perspectiva bloque de guardianía campamento de construcción





Coliseo

Como un requerimiento o equipamiento indispensable en el diseño del campamento de Operación, se ha diseñado una estructura de dimensiones muy considerables para la práctica del deporte el general, adicionalmente por tratarse de un espacio cerrado y polivalente, en él se podrían realizar eventos culturales, sociales en general.

El Coliseo tiene una capacidad de 800 personas sentadas en los graderíos, y de 2000 ocupando adicionalmente sillas sobre la cancha.

Dispone de una cancha de uso múltiple, escenario, baterías sanitarias, baños asistidos, rampa de ingreso, camerinos, bodega etc. etc. Par su perfecto funcionamiento

Está diseñada como una estructura de hormigón armado y cubierta metálica liviana auto portante, cubierta con características térmicas y acústicas, piso con losa, paredes de bloque enlucidos, empastados y pintados, puertas de madera y aluminio y ventanas de aluminio, revestimientos en cerámica y porcelanato.



Figura 6- 48: Perspectiva Coliseo Campamento de operación Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC







Figura 6- 49: Perspectiva Coliseo Campamento de construcción

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Como un requerimiento o equipamiento indispensable en el diseño del campamento de construcción, se ha diseñado dos estructuras de dimensiones muy considerables para la práctica del deporte el general, la una estructura estará emplazada en el lote "I".

El Coliseo tiene una capacidad de 800 personas sentadas en los graderíos, y de 2000 ocupando adicionalmente sillas sobre la cancha.

Dispone de una cancha de uso múltiple, escenario, baterías sanitarias, baños asistidos, rampa de ingreso, camerinos, bodega etc. etc. Par su perfecto funcionamiento

Está diseñada como una estructura de hormigón armado y cubierta metálica liviana auto portante, cubierta con características térmicas y acústicas, piso con losa, paredes de bloque enlucidos, empastados y pintados, otras paredes irán con paneles de asbesto cemento por el lado exterior e interior atornilladas sobre una estructura tubular modulada que permita el emplazamiento de boquetes para puertas y ventanas de acuerdo con el diseño arquitectónico, puertas de madera y aluminio y ventanas de aluminio, revestimientos en cerámica y porcelanato.

Piscina







Figura 6- 50: Perspectiva piscina campamento de operación Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

En consideración a los requerimientos y necesidades recreativas y deportivas del campamento, en el diseño del campamento se ha incorporado una estructura que alberga una piscina para 60 personas, jacuzzi, sauna, gimnasio, camerinos, duchas y baños, baños asistidos.

Se trata de una estructura arquitectónica con personalidad e identidad estética que denuncia su actividad interior, resuelta en estructura metálica, cubierta liviana también metálica con tratamiento acústico y térmico, piso de losa, paredes de bloque enlucidas, empastadas y pintadas y otras de mampara de aluminio y vidrio, revestimientos de cerámica y porcelanato.

Gimnasio



Figura 6- 51: Perspectiva Gimnasio campamento construcción
Fuente: ACOTECNIC
Elaboración: ACOTECNIC





En consideración a los requerimientos y necesidades recreativas y deportivas del campamento, en el diseño del campamento se ha incorporado una estructura que alberga un, gimnasio, camerinos, duchas y baños, baños asistidos para la práctica deportiva y recreativa del campamento.

Se trata de una estructura arquitectónica con personalidad e identidad estética que denuncia su actividad interior, resuelta en estructura metálica, cubierta liviana también metálica con tratamiento acústico y térmico, piso de losa, paredes irán con paneles de asbesto - cemento por el lado exterior e interior atornilladas sobre una estructura tubular modulada que permita el emplazamiento de boquetes para puertas y ventanas de acuerdo con el diseño arquitectónico y otras de mampara de aluminio y vidrio, revestimientos de cerámica y porcelanato.

Sala de uso recreacional



Figura 6- 52: Perspectiva sala de uso recreacional campamento de operación

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

El bloque "sala de uso recreacional" del campamento de operación, es una estructura destinada al esparcimiento, la buena convivencia y el disfrute de la actividad social en general, diseñada para compensar y atenuar las largas jornadas de trabajo de los funcionarios, estará equipada con juegos de sala, pantallas, barra, cafetería, escenario, sala de estar, espacios al aire libre etc.

Está diseñada como una estructura de hormigón armado y cubierta metálica liviana auto portante, cubierta con características térmicas y acústicas, piso con losa, paredes de bloque enlucidos, empastados y pintados, otras resueltas con mamparas de aluminio y vidrio, puertas de madera y aluminio y ventanas de aluminio, revestimientos en cerámica y porcelanato.







Figura 6- 53: Perspectiva sala de uso recreacional campamento de construcción Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

El bloque "sala de uso recreacional" para el campamento de construcción está diseñado en estructura y cubierta metálica liviana auto portante, cubierta con características térmicas y acústicas, piso con losa, paredes irán con paneles de asbesto - cemento por el lado exterior e interior atornilladas sobre una estructura tubular modulada que permita el emplazamiento de boquetes para puertas y ventanas de acuerdo con el diseño arquitectónico y otras de mampara de aluminio y vidrio, puertas de madera y aluminio y ventanas de aluminio, revestimientos en cerámica y porcelanato.

Alojamiento personal de cocina y limpieza



Figura 6- 54: Perspectiva bloque de alojamiento personal de cocina y limpieza campamento de Operación
Fuente: ACOTECNIC
Elaboración: ACOTECNIC





Bloque del campamento de operación, se trata de un pequeño bloque destinado a dar cobertura al alojamiento de personal de cocina y otro al de limpieza que laboraran en el campamento de Operación, Su cobertura es de un máximo de 12 personas por bloque, equipados con sus respectivas baterías de servicios higiénicos.

Se trata de un bloque diseñado en estructura de hormigón armado, piso y cubierta con losa, paredes de bloque enlucidos, empastados y pintados y otras con mamparas de aluminio y vidrio, puertas de madera y aluminio y ventanas de aluminio, cielo raso falso en fibra mineral, revestimientos en cerámica y porcelanato.

Comisariato, Lavandería y Limpieza



Figura 6- 55: Perspectiva comisariato y lavandería campamento A

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Este bloque de equipamiento del campamento de construcción está concebido como una sola estructura con espacios y accesos individuales para el Comisariato, Lavandería y el Bloque para el personal de limpieza de todo el campamento.

Se trata de un bloque diseñado en estructura de hormigón armado, piso y cubierta con losa, paredes de bloque enlucidos, empastados y pintados y otras con mamparas de aluminio y vidrio, puertas de madera y aluminio y ventanas de aluminio, cielo raso falso en fibra mineral, revestimientos en cerámica y porcelanato.







Figura 6- 56: Perspectiva comisariato y lavandería campamento de construcción Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Este bloque de equipamiento está concebido como una sola estructura con espacios y accesos individuales para el Comisariato, Lavandería y el Bloque para el personal de limpieza de todo el campamento.

Está diseñada en estructura y cubierta metálica liviana auto portante, cubierta con características térmicas y acústicas, piso con losa, paredes irán de bloque enlucidas, empastadas y pintadas por cuanto las instalaciones de este bloque así lo requieren y otras de mampara de aluminio y vidrio, puertas de madera y aluminio y ventanas de aluminio, revestimientos en cerámica y porcelanato.

Canchas deportivas.



Figura 6- 57: Cancha de Uso Múltiple campamento de operación Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





Para la realización de deporte y recreación al aire libre, en el campamento de operación y de construcción se han diseñado canchas de uso múltiple y una cancha de futbol

Cancha de Uso múltiple, comprenderá las siguientes disciplinas:

Baloncesto: El campo de juego es un rectángulo de dimensiones 28m x 15m medidos desde el borde interior de las líneas que lo delimitan, las cuales no forman parte del terreno de juego. Las dimensiones indicadas son las reglamentarias de acuerdo a la FIBA. Todas las líneas de marcas tendrán 5cm de anchura y serán todas del mismo color preferentemente blanco. Los equipamientos de baloncesto constarán del tablero, el aro, la red y el soporte del tablero.

Voley: El campo de juego es un rectángulo de dimensiones 18m x 9m, medidas desde el borde exterior de las líneas que delimitan el campo de juego. Las líneas de marcas tendrán 5cm de ancho, serán de color claro y fácilmente distinguible del pavimento, estas líneas por lo general serán de color blanco. El equipamiento consta de los postes, la red y las antenas.

Fútbol de Sala: El campo de juego es un rectángulo de dimensiones 28m x 15m, en este caso para una cancha de uso múltiple. El equipamiento constará de porterías, bancas de suplentes y banderines.

Mirador

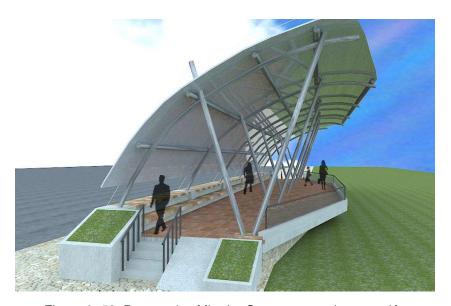


Figura 6- 58: Perspectiva Mirador Campamento de operación Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

En consideración a la magnitud y trascendencia del proyecto hidroeléctrico y su connotación en la vida nacional y su durabilidad en el tiempo, el diseño arquitectónico propone en el campamento de operación, la creación de un parque central emplazado geográficamente en el centro del campamento de Operación, espacio de considerables dimensiones que adicionalmente está caracterizado por una pendiente ascendente debido a su topografía, y que por lo tanto le dota a este parque de una inmejorable vista panorámica sobre la zona circundante, zona del proyecto, es ahí precisamente en donde el diseño arquitectónico genera una suerte de caminerías inspiradas en la figura proverbial del "modulor" figura simbólica creada por Leonardo Da Vinci, que expresa a partir de normas dimensiones y





medidas aplicadas a los habitáculos humanos en general.

En la parte superior de este parque central se ha diseñado un mirador, creado como un espacio inspirador, un espacio desde donde se realizaran elocuciones y actos por funcionarios, autoridades como parte de la lógica trascendencia del proyecto.

De esta manera el Mirador y su entorno se convertirán en un espacio jerárquicamente importante del campamento.

Está resuelto en estructura metálica y cubierta liviana del mismo material, de amplias dimensiones que logren generar una dominación del espacio.



Figura 6- 59: Perspectiva casino campamento A Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Talleres, Bodegas y Centro de Transferencias



Figura 6- 60: Perspectiva bloque de talleres y bodegas campamento de construcción Fuente: ACOTECNIC. Elaboración: ACOTECNIC

Creado y emplazado como un elemento impórtate dentro del funcionamiento general del proyecto en el campamento de construcción, el bloque recoge el requerimiento de contar con espacios para albergar talleres, bodegas, laboratorios, centro de transferencia, etc.

Se trata de una enorme estructura con una área de 6307,88 m2 dividido en tres grandes





naves adosadas, cada una de ellas cuenta con espacios para oficina, baños etc. Que podrán ser modificadas según la necesidad coyuntural posterior de acuerdo con el criterio del constructor del proyecto hidroeléctrico.

Solucionada en estructura metálica y cubierta autoportante también metálica, paredes de fibrolit atornillas sobre una estructura tubular saldada a la estructura principal, piso en hormigón pulido, puertas de madera y en el acceso principal una puerta corrediza de grandes dimensiones en hierro.

El diseño obedece al requerimiento la normatividad aplicada obedece más bien a la experiencia del equipo consultor.

6.3.2 Diseño hidrosanitario de campamentos

FUENTE: Diseños definitivos de los campamentos temporal y permanente del Proyecto Hidroeléctrico Santiago G8. 2014

El diseño hidrosanitario de los campamentos, permanente y temporal, comprende 4 componentes:

- Sistema de agua potable
- Sistema de alcantarillado sanitario
- Sistema de drenaje de aguas Iluvias
- Sistema contraincendios

Parámetros de diseño

Parámetros de diseño para el Sistema de Agua Potable

Tabla 6- 14: Resumen de parámetros de diseño para sistemas de agua potable

Parámetro	Campamento Permanente	Campamento para Etapa de Construcción	
Periodo de diseño	50 años	20 años	
Dotación de agua	200 l/hab/día	200 l/hab/día	
Población de Diseño	250 habitantes	5000 habitantes	
Índice de pérdidas	Incluido en dotación	Incluido en dotación	
Cálculo de pérdidas de carga	de pérdidas de carga Hazen Williams		
Velocidad Máxima	4,50 m/s *	4,50 m/s *	
Velocidad Mínima	0,60 m/s **	0,60 m/s **	
Presión máxima en redes de distribución	60 mca	60 mca	
Presión mínima en redes de distribución	10 mca	10 mca	
Diámetro mínimo	63 mm	63 mm	
Material para tuberías	PVC	PVC	





Parámetro	Campamento Permanente	Campamento para Etapa de Construcción
Factor Máximo Diario	1,3	1,3
Factor Máximo Horario	2,5	2,5

Fuente: Norma CO 10.07-601 Elaboración: ACOTECNIC

Dentro de este contexto es importante señalar los caudales requeridos por los campamentos.

Tabla 6- 15: Demanda de Caudales de los campamentos

Campamento	Capacidad	Dotación	q	QMD	QMH
Permanente	270 personas	200 l/hab/d	0.58 l/s	0.75 l/s	1.44 l/s
Temporal (Etapa de Construcción)	5000 personas	200 l/hab/d	11.57 l/s	15.05 l/s	28.94 l/s

Tabla 6- 16: Demanda de caudales

DEMANDA DE CAUDALES					
Campamento Caudal Cauda					
Permanente	0,90 l/s	0,83 l/s	0,83 l/s		
Temporal (Etapa de Construcción)	18,06 l/s	16,55 l/s	16,55 l/s		

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Parámetros de diseño para el Sistema de Saneamiento y Drenaje Pluvial

Tabla 6- 17: Resumen de parámetros de diseño para sistemas alcantarillado

Parámetro	Campamento Permanente	Campamento para Etapa de Construcción	
Coeficiente de Retorno	0,8	0,8	
Factor de Mayoración	Ecuación de Harmon	Ecuación de Harmon	
Caudal de Infiltración	1,0 l/s/Km	1,0 l/s/Km	
Caudal de Aguas Ilícitas	80 l/hab/día	80 l/hab/día	
Intensidad de Iluvia	Estudio de Iluvias Intensas INAMHI	Estudio de Iluvias Intensas INAMHI	
Coeficiente de Escurrimiento	0,25 áreas verdes	0,25 áreas verdes	





Parámetro	Campamento Permanente	Campamento para Etapa de Construcción	
	0,70 áreas cubiertas	0,70 áreas cubiertas	
Período de retorno de Iluvia	5 años	5 años	

Fuente: Norma CO 10.07-601 Elaboración: ACOTECNIC

6.3.2.1 Sistemas de agua potable

Campamento de operación

El abastecimiento de agua potable se lo realizará desde la Quebrada de Sunkants. Se propone una captación con pantalla frontal en la cota 688, de esta se deriva el caudal a una estructura lateral para regular el caudal requerido.

Se conducirá el agua cruda hasta la planta de tratamiento de agua potable, mediante tubería de PVC de unión elastomérica (U/E) en una longitud de 680 m.

La tecnología que se utilizará para el tratamiento del agua es Tipo Convencional, la planta se ubicará en la cota 654 msnm.

Del centro de reserva se distribuye el líquido a los diferentes puntos de consumo.

Las redes de distribución se proyectarán con tuberías de PVC unión elastomérica, el diámetro mínimo empleado será 63 mm.

El trazado se lo realizará por los retiros de las edificaciones, esto es, entre el bordillo de la vereda y la edificación.

Campamento de construcción

El abastecimiento de agua al campamento para la etapa de construcción se lo realizará tomando el agua del río Ipiakumin Chico. Se prevé captar en la cota 818 msnm., mediante una captación con pantalla frontal, luego el agua será conducida por medio de tuberías de PVC en una longitud de 250 m. hasta el sitio destinado para la planta de tratamiento.

La tecnología empleada para el tratamiento del agua es del Tipo Convencional, la cota de emplazamiento es la 763 msnm.

Del centro de reserva se distribuirá el agua a los diferentes puntos de consumo, para lo cual se empleara tuberías de PVC con unión elastomérica, el diámetro mínimo 63 mm, para regular las presiones de servicio se utilizarán válvulas de control automáticas.

El trazado de las redes de distribución se lo realizará por los retiros de las edificaciones, esto es, entre el bordillo de la vereda y la edificación.

Captaciones





Se tiene previsto captar agua en la quebrada de Sunkants (para el campamento de operación) y en río Ipiakumin Chico (para el campamento de construcción); las dos captaciones tienen condiciones bastante similares. A continuación se describe las principales características:

- Las cuencas hidrográficas son pequeñas, inferior a 1 km2
- La topografía de las quebradas son pronunciadas, típicas de los cauces que se ubican en las estribaciones de las montañas.
- Los sitios en los que se prevé implantar las captaciones tienen la forma de gargantas y existe la presencia dominante de roca.

De lo expuesto, se desprende que los caudales de creciente no son muy elevados, pero por la topografía de los cauces se generan velocidades importantes que pueden afectar estructuras que se proyecten en las quebradas.

Analizando estas condiciones se propone captar el caudal mediante azud de baja altura (máximo 1 m), con piedra y/o roca de sitio que tenga un diámetro mínimo de 0.50m, en el cual se colocará tubería perforada con una canastilla, esta tubería conducirá el agua a un tanque de carga en el cual se regulará el caudal y evitará el ingreso de partículas de tamaño importante a la conducción; el tiempo de retención de estas unidades será mínimo de 2 minutos.

En el cajón de carga se colocarán placas para generar compartimentos y así mejorar las condiciones de retención de sólidos, además se colocarán un sistema de rebose y vaciado del tanque.

La regulación del caudal requerido por el sistema se lo realizará con la carga de agua sobre el oficio que descarga en la conducción.

En la Tabla 6- 18 se presenta los caudales de diseño de las captaciones, diámetro de los orificios y la carga de agua para regular los caudales.

Tabla 6- 18: Cálculo de la altura de carga de agua en los cajones de carga

Campamento	Caudal Captación	Diámetro orificio	Área	Carga de agua H
Operación	0,90 l/s	63 mm	0,0031 m2	0,0132 m
Construcción	18,06 l/s	160 mm	0,0201 m2	0,1142 m

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Del cuadro anterior se tiene que la carga de agua para la captación del campamento de operación es de 1.4 cm., y para el campamento de construcción es de 11.5 cm; por ser muy pequeña la carga para el campamento permanente se propone regular el caudal con la válvula de salida del tanque de carga.

En la Figura 6- 61: se observa el esquema del tipo de captación propuesta.





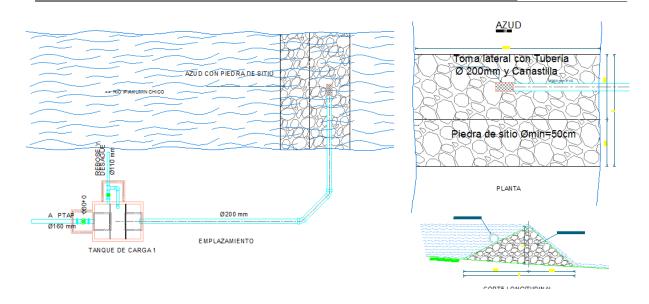


Figura 6- 61: Esquema de captación propuesta para los campamentos

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Conducciones

Criterios de diseño

Se analizan

- Pérdidas de carga, Velocidades (Velocidad máxima admisible y velocidad mínima admisible), Presiones de la red y Accesorios en las líneas de conducción (Válvulas de aire y vacío, válvulas de purga y tanques rompe presión).
- Caudales de diseño.

Diseño de la conducción para el campamento de operación

Caudal de diseño 0,83 l/s

La cota de captación es 688,093 msnm

Cota de la Planta de Tratamiento de Agua Potable 654 msnm

Longitud de la conducción 680 m.

Los accesorios que se requiere en esta conducción son:

Válvula de purga abscisa 0+180 D=63mm

Válvula de aire abscisa 0+190 D=1" orificio 5/64"

Válvula de purga abscisa 0+630 D=63 mm

Diseño de la conducción para el campamento temporal

Caudal de diseño 16,55 l/s





La cota de captación es 818,561 msnm

Cota de la Planta de Tratamiento de Agua Potable 763,651 msnm

Longitud de la conducción 250 m.

Los accesorios que se requiere en esta conducción son:

Válvula de purga abscisa 0+110 D=160 mm

Válvula de aire abscisa 0+190 D=1" orificio 5/64"

Plantas de tratamiento de agua potable

Diseño de la planta de tratamiento para el campamento de operación

Parámetros de diseño.

El caudal de diseño de la planta de tratamiento de agua potable para el campamento permanente es de 0.83 l/s; se asume un caudal de diseño de 1 l/s. Los resultados obtenidos en tres pruebas de laboratorio establecen los parámetros de diseño de la planta de tratamiento de agua:

- Coagulación: mediante una Mezcla Rápida de tipo hidráulico, con gradientes de velocidad mayores a 1000 s-1 y tiempo de mezcla menor a 1 segundo. Esta mezcla puede ser dada mediante resalto hidráulico.
- Floculación: mediante floculador mecánico de eje vertical, para un tiempo de residencia de 25 minutos, y gradiente de velocidad variable de 20 s-1 a 35 s-1.
- Sedimentación: sedimentador acelerado de flujo vertical, con una taza de 120 m3/m2/día, con seditubos de ABS de 60º de inclinación, ductos cuadrados de 5cm por lado, altura de 0,8m.
- Filtración: filtros de lecho dual arena antracita, de tasa declinante escalonada, de flujo descendente con control a la salida para una sobre tasa de 1,4, con retro lavado con carga y agua producida de bomba. La tasa de filtración seleccionada es de 270 m3/m2/día, y velocidad de lavado de 0,7 m/minuto.
- Desinfección: mediante la aplicación de cloro gas a la salida de la planta, para que se tenga el tiempo de contacto en el tanque de almacenamiento de agua tratada.

Predimensionamiento de la planta de tratamiento

Por el caudal a tratarse, que es de 1 l/s, la planta de tratamiento con los parámetros de diseño señalados debe ser las denominadas Plantas Compactas o Planta Paquete. Estas plantas son patentadas por los fabricantes y se especifican de acuerdo a su capacidad, y a los parámetros de diseño que se requiere, para la potabilización del agua cruda.

Características técnicas de la planta compacta de agua potable de 1 l/s.

Planta modular compacta de 1 l/s., que realice en forma continua y simultánea las operaciones de regulación y control de caudal, coagulación, mezcla rápida, floculación, presedimentación, sedimentación de alta tasa, filtración, y desinfección, para un caudal de 86,4 m3/día, con parámetros de diseño para tratar aguas con turbiedades hasta 600 NTU, Color hasta 200 UCV y alto contenido de coliformes.





La planta debe contar con 9 procesos de tratamiento, que se indican a continuación

- Canaleta de regulación de flujo y coagulación tipo PARSHALL con control de caudal incluido mediante medidor - flotador de vasos comunicantes. TIPO PISTÓN
- Oxigenación dinámica
- Presedimentador primario
- Atenuador Distribuidor de agua hacia la cuba de mezcla rápida
- Mezcla rápida mecánica
- Floculador vertical
- Presedimentador ecualizador
- Sedimentador de alta taza (MODULOS DE ABS)
- Filtro rápido descendente, con estabilizador de nivel
- Desinfección automática mediante cloro gas

Características estructurales de la planta.

Floculador.

MATERIAL: Lámina de acero naval de 3mm de espesor.

Cuba en forma cilíndrica.

Pintura y fondo epóxico aprobada por la FDA de EEUU, interiormente y exteriormente.

· Sedimentador.

MATERIAL: Lámina de acero naval de 3mm de espesor

Cuba de forma cilíndrica.

Soporte para el tanque fabricado en lámina acero naval de 6mm con tensores de tubería de $1 \frac{1}{2}$ pulgadas por 2mm de espesor.

Cubierta de plancha de tool de 1,5mm de espesor con estructura de tubo cuadrado de 1½ pulgadas por 2 mm de espesor.

Andarivel metálico de inspección, con plancha antideslizante de 2,5mm de espesor

Pasamano de tubo cuadrado de 1 ½ pulgadas de 2mm de espesor

Grada metálica con peldaños de lámina antideslizante de 2,5 mm de espesor, con tubos laterales rectangulares de $150 \times 50 \times 2$ mm de espesor y pasamano de tubo cuadrado de $1 \frac{1}{2}$ pulgadas de 2mm de espesor, ancho de grada de 0,70 metros, y distancia de peldaño a peldaño de 0,30 metros, profundidad de peldaño de 0,17metros.

Purgadores de lodos de floculación y sedimentación de 4".

Matriz de evacuación de lodos de floculación y sedimentación de tubería de PVC de alta presión 4".





Pintura y fondo epóxico aprobada por la FDA de EEUU, interiormente y exteriormente.

Filtro.

MATERIAL: Lámina de acero naval de 3mm de espesor.

Cuba en forma cilíndrica.

Soporte para la cuba fabricado en lámina de acero naval de 6mm de espesor con tensores de tubería de 1 ½ pulgada por 2mm de espesor.

Colector de agua filtrada de tubería de 1 ½" y matriz de 3".

Estabilizador de nivel de nivel de 4".

Canaleta parshall de acero naval de 2mm con pintura y fondo epóxico aprobada por la FDA de EEUU, interiormente y exteriormente, con sistema de medición de caudal incorporado "tipo pistón" de cloruro de polivinilo.

Toda la evacuación de lodos será por gravedad.

Pintura y fondo epóxico aprobada por la FDA de EEUU, interiormente y exteriormente.

Tanque recolector de lodos.

MATERIAL: Lámina de acero naval de 3mm de espesor.

Cuba en forma cilíndrica.

Purgador de lodos de 6"

Pintura y fondo epóxico aprobada por la FDA de EEUU, interiormente y exteriormente.

Tratamiento químico y de pintura con el que debe contar la planta.

Las superficies internas del tanque así como sus divisiones internas serán tratadas mediante ARENADO, para luego ser revestidas con fondo y pintura epóxica anticorrosivo, inodora, insabora y no toxica aplicada en frío que cumple las normas internacionales para el uso en agua potable de la FDA. La superficie exterior será tratada químicamente y revestida con fondo y pintura epóxica anticorrosivo.

Procesos y características que debe cumplir la planta.

La canaleta parshall para mezcla rápida debe disponer de los siguientes componentes:

- Regulador de flujo mecánico
- Cámara de aquietamiento
- Medidor de caudal mediante medidor flotador de vasos comunicantes. TIPO PISTON
- Zona de inyección de químicos y coagulación





- Mecanismo de regulación de nivel de resalto hidráulico
- La planta dispondrá de un sistema mecánico de mezcla rápida mediante energía hidráulica.

El Floculador hidráulico de flujo vertical de 2 cámaras debe contar con los siguientes elementos:

- 1 purga de 4"
- Tubería colectora de 4" con matriz de 4", de tubería de PVC de alto impacto.

El sedimentador debe contener lo siguiente:

- Módulos de sedimentación acelerada de ABS (Acrilo nitrilo butadieno estireno) de 0,7 mm de espesor, con celdas cuadradas de 5 x 5 cm de 53 cm de alto en color AZUL VIOLETA.
- Sistema de recolección de lodos mediante energía hidráulica.
- Anillo colector de agua clarificada fabricado con tubería de hierro de 1 ¼ de pulgada.

El filtro rápido de contener los siguientes componentes:

- Ingreso de agua a los filtros mediante sistema Ducha, fabricado con tubería PVC de alto presión de 2".
- Mantos filtrantes para cada filtro, de las siguientes granulometrías: G7 500 mm. de altura, G6 400 mm de altura y G4 500 mm de altura.
- Colector interior con tubería de 1 ½" ranuradas
- Purgador para vaciado de filtro.

El sistema de mecánico de retro lavado debe contener:

- Bomba de 2HP 7,5L/S 220v. 2" de succión y 11/2" de expulsión.
- Tubería de alta presión
- 2 Válvulas de control
- Colector horizontal de bajo nivel

El tablero de control cuenta con los siguientes elementos:

- Tablero de mando y protección con pantalla de visualización electrónica para realizar las siguientes operaciones:
- Actuación de sistema cloro gas
- Actuación de bomba de retro lavado
- Verificación de cisterna (Llena Vacía)





- Verificación de agua en tubería de ingreso
- Sensor para falta de agua (presostato)
- Sensor de nivel lleno en cisterna (Radares)
- Sistema automático de encendido y apagado de la planta, mediante sensor de nivel.

ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DE PLANTA DE AGUA POTABLE

MODELO DE 1,0 L/S

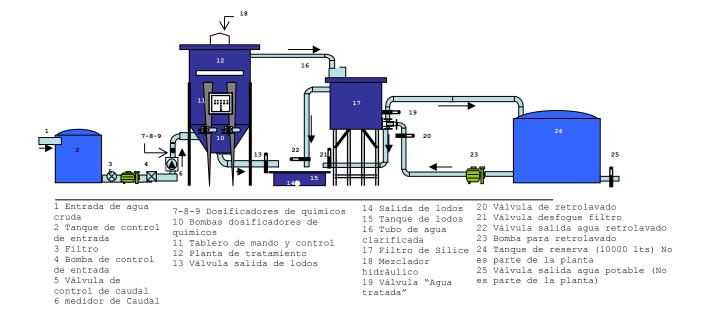


Figura 6- 62: Planta de tratamiento de agua potable para 1 l/s

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Diseño de la planta de tratamiento para el campamento de construcción

Parámetros de diseño

El caudal de diseño de la planta de tratamiento de agua potable para el campamento temporal es de 16.55 l/s, se asume un caudal de diseño de 15 l/s. Los resultados obtenidos en tres pruebas de laboratorio, establecen los parámetros de diseño:

 Coagulación: mediante una Mezcla Rápida de tipo hidráulico, con gradientes de velocidad mayores a 1000 s-1 y tiempo de mezcla menor a 1 segundo. Esta mezcla puede ser dada mediante resalto hidráulico.





- Floculación: mediante floculador mecánico de eje vertical, para un tiempo de residencia de 25 minutos, y gradiente de velocidad variable de 20 s-1 a 35 s-1.
- Sedimentación: sedimentador acelerado de flujo vertical, con una taza de 120 m3/m2/día, con seditubos de ABS de 60º de inclinación, ductos cuadrados de 5cm por lado, altura de 0,8m.
- Filtración: filtros de lecho dual arena antracita, de tasa declinante escalonada, de flujo descendente con control a la salida para una sobre tasa de 1.4, con retro lavado con carga y agua producida por las otras unidades. La tasa de filtración seleccionada es de 270 m3/m2/día, y velocidad de lavado de 0,7 m/minuto.
- Desinfección: mediante la aplicación de cloro gas a la salida de la planta, para que se tenga el tiempo de contacto en el tanque de almacenamiento de agua tratada.

Predimensionamiento de la planta de tratamiento.

Floculador

Número de subunidades 2

Caudal de diseño 0,015 m3/s

Caudal por cada subunidad 0,015/3= 0,0075 m3/s

Tiempo de floculación 32 minutos

Volumen de la floculación: 32*0,0075*60= 14.4 m3

Altura útil de la unidad 3,6m, altura total de la unidad 4.0m

Área requerida por cada subunidad= (14.4/3.6)= 4,00m2, por lo que se tendrá por lado si se hace rectangular el floculador 2.00m.

Se adopta 2m por lado, lo que da un área de 4m2, y un volumen de 14,4 m3, con lo cual el tiempo de floculación será de 32,0 minutos, que es similar al adoptado.

Sedimentador

Datos:

2 subunidades:

Caudal por subunidad 0,0075 m3/s;

Tasa de sedimentación 120 m3/m2/día;

Hiladas de sedimentación por subunidad 2;

Seditubos de ABS de 0,8 x 0,8 x 0,8.

Dimensionamiento de la unidad:

A=Q*86400/T

A=Área de sedimentación;

Q= Caudal a tratar por subunidad; T Tasa de sedimentación

A=0,0075*86400/120 A= 5,4 m2

Largo de la subunidad;





L=A/(ancho*Ni)

L= largo de la subunidad

A= área de la subunidad

Ni= número de hiladas por subunidad

L= 5,4/(0,8*2); L= 3,375 m; se adopta L= 3,6m con lo cual se tiene 4,5 paneles de seditubos por hilada.

Canal de entrada y canal de recolección de agua sedimentada:

Para lograr una repartición uniforme de agua floculada a lo largo del sedimentador, se contará con un ducto que opere como un manifol de sección variable, que se ubicará en la parte central de cada subunidad por debajo de los seditubos y tendrá un ancho útil de 0,30m y 0,10m como soporte de sus paredes. Por encima de este ducto se tendrá el canal de recolección de agua sedimentada con un ancho útil también de 0,3m.

La velocidad del ducto de entrada al sedimentador es fijada con 0,18 m/s, para lograr una gradiente similar a la de la cámara de floculación (Referencia Insfopal).

Las dimensiones de cada subunidad será; ancho 2m, largo 4,0m, cada hilad es de 0,8m de ancho por 4,0m de largo, canal central incluido paredes 0,4m.

Filtración

Datos:

Caudal de diseño 0,015 m3/s;

Número de unidades de filtración 5;

Tasa de Filtración 270 m3/m2/día

Tipo de filtro: Tasa declinante escalonada

Tipo de flujo: descendente;

Tipo de lecho: dual arena-antracita, con espesores de arena 20 cm y antracita 40

cm;

Lecho de soporte: grava con espesor 30 cm.

Falso fondo: con vigas en V.

Lavado del filtro: con retro lavado con agua y carga de las otras unidades, y una

velocidad de 0,7m/minuto.

Dimensionamiento hidráulico de las unidades:

A=Q*86400/Tf

A=área de filtración

Tf= Tasa de filtración





A= 0,015*86400/270 A= 4.8m2

Área por cada filtro

Acf=A/Numero

Acf = 4.8/5

 $Acf = 0.96 \text{ m}^2$

Se toma un ancho de 0.8m para cada filtro, por lo que el largo de cada filtro es:

L=0,96/0,8

L= 1,20m, se adopta un largo de 1,20m

Por lo que la tasa real de filtración será: (0,0150/5)*86400/(1,2*0,8) = 270,0 m3/m2/día.

• Esquemas de la planta

Las Figuras Figura 6- 63 y Figura 6- 64 presentan los esquemas de la planta de agua potable, tanto en planta como en corte; se distinguen las unidades de mezcla rápida, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

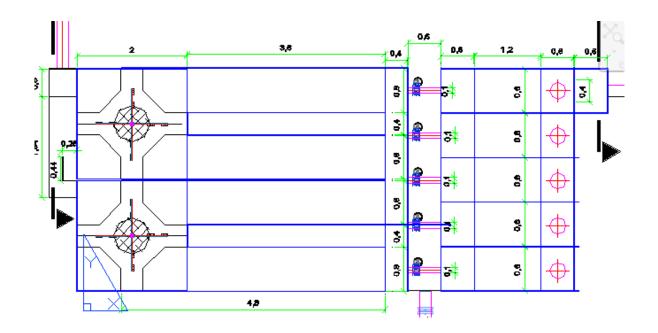


Figura 6-63: Planimetría planta de agua potable 15 l/s

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





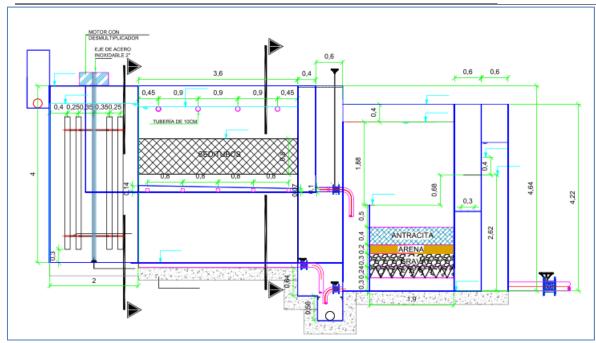


Figura 6- 64: Corte de la planta de tratamiento de agua potable Fuente: ACOTECNIC. Elaboración: ACOTECNIC

Diseño de la Mezcla Rápida

La mezcla rápida se diseña mediante un resalto hidráulico que tiene las siguientes características: un vertedero rectangular de 0.5m de ancho y una caída libre de 0.5m, que es la estructura donde se tendrá la mezcla rápida del coagulante, sulfato de aluminio en estado líquido, el agua cruda se toma con una temperatura de 20°C en promedio.

En la Tabla 6- 19 presentan los resultados de diseño de la mezcla rápida:

Tabla 6- 19: Diseño de la mezcla rápida

RESALTO CON UN VERTEDERO RECTANGULAR				
Temperatura del agua	°C	20		
Q (I/s)		15		
С		1,84		
P (m)		0,5		
B (m)		0,5		
H (m)	((Q/(c*B))^0,667	0,064		
q (m2/s)	Q/B	0,030		
Lm (m)	1,45*P^0,54*H^0,46	0,282		
hc (m)	(q^2/g)^(1/3)	0,045		
h1	(2^0,5*hc)/(1,06+((P/hc)+1,5)^0,5)	0,014		
V1	q/h1	2,167		
F1	V1/((g*h1)^0,5)	5,881	Estable	OK
h2	(h172)*((1+8*F^2)^0,5)-1)	0,108		
V2	q/h2	0,277		
Н	(h2-h1)^3/(4*h1*h2)	0,141		
Li	6*(h2-h1)	0,567		
Vm	(V1+V2)/2	1,222		
T < 1s	Lj/Vm	0,464	O.k	
Dato (D/n)^0,5		3126,158		





RESALTO CON UN VERTEDERO RECTANGULAR				
G <1000s-1	Datos*(h/T)^0,5	1722,047	O.k	

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

hc: profundidad crítica hc:

q=caudal unitario

g= aceleración de la gravedad.

h1: profundidades conjugadas h1:

P= altura del resalto

V1: velocidad

Número de Froude

h: pérdida de energía

Li: longitud de resalto

Vm: velocidad media

T< 1segundo: tiempo de mezcla rápida

G>1000 s-1: gradiente de velocidad

Diseño de la floculación mecánica

Se diseña una cámara de floculación mecánica por subunidad, con un tiempo de residencia de 32 minutos, una altura de unidad útil de 3,6 m., un ancho de 2 m. por lado, y paletas a los 4 lados con 2 unidades de madera cada una de 12 cm. de ancho por 3 m. de largo, distanciada al eje 0,60 m. y 0,35 m., Gradientes de Velocidad que pueden trabajar; 35 s-1, o 20 s-1.

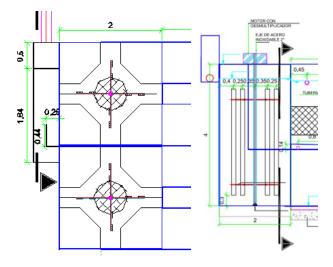


Figura 6- 65: Planta y corte de los Floculadores Mecánicos

Fuente: ACOTECNIC. Elaboración: ACOTECNIC

En la Tabla 6-20 se detalla el registro de cálculo del floculador mecánico





Tabla 6- 20: Cuadro de cálculo del floculador mecánico

FLOCULADOR MECÁNICO VERTICAL					
Caudal	l/s		15		
Nº de Unidades	U		2		
Caudal por Unidad	l/s		7,5		
Tiempo de Floculación	mi		32		
Volumen	m3		14,4		
Altura Útil	m		3,6		
Área	m2		4		
Lado	m		2		
Temperatura del agua	٥С		20		
Viscosidad			0,001002		
Número de Lados	n		4		
Número de Paletas por lado	n		4		
Distancias al eje 1	m		0,6		
Distancias al eje 2	m		0,35		
Distancias al eje 3	m		0		
Ancho Paleta	m		0,12		
Separación de las paletas y Fondo	m		0,3		
Largo Paleta	m	Altura Útil-(2+Separación)	3		
Área de la Paleta	m2	Ancho Pal*Largo Paleta	0,36		
Gradientes 1	s-1		35		
Gradientes 2	s-1		25		
Gradientes 3	s-1		20		
Sección de la cámara					
Lado 1	m		2		
Lado 2	m		2		
Altura Útil	m		3,6		
Área Transversal	m2	Lado*Altura útil	7,2		
Volumen	m3	área trans * Lado	14,4		
		∑(NºLad*área			
Suma(Ar)^3		Paleta)*(Dis1^3+dis2^3)	0,37278		
N	rps	((Vic*Volu*Gra^2)/(800*∑(Ar)^3))^(1/3)	0,1810		
n (rpm) G1	rpm	n*60	10,8582		
Velocidad	m/s		0,6822		
Velocidad < 0.75	m/s		<0,75		
		Nº Paletas lado*Área de Palet/Área			
Relación Paletas/Área Trans =15% a 20%	%	Trans	20,00		
Tiempo real de Floculación	min		32,00		
n (rpm) G2		nG1*(G2/G1)^(2/3)	8,6764		
n (rpm) G3		nG1*(G3/G1)^(2/3)	7,4771		
P (Kg/s)		Visco*Volum*G1^2	17,6753		
P (CV)		P(Kg/s)/75	0,2357		
P Requerido 2,5 a 3 P cálculo (CV)		3*P calculada	0,7070		
P (HP)		P(CV)/1.0138	0,6974		
P (HP) Adoptada			1 HP		

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





Diseño del sedimentador de alta tasa

El sedimentador seleccionado es de alta tasa, flujo ascendente con seditubos de 5 cm. por lado e inclinados 60° y altura útil de 0,8 m, que se asentarán sobre perfiles de aluminio de 15x10 cm. El ingreso del agua floculada se lo realizará por un ducto inferior de sección variable que logra un reparto uniforme a las dos hiladas de sedimentación por cada subunidad (7,5 l/s), la tasa de sedimentación adoptada es de 120 m3/m2/día, la recolección del agua sedimentada se realiza mediante tubería perforada en la parte superior de su generatriz y recolectada en un canal central superior al ducto de entrada que se interconecta con el canal de acceso a los filtros.

A = 0.0075*86400/120 = 5.4 m2

Con la tasa de sedimentación se calcula el área requerida que es de 5,4 m², dando una longitud de 3,375m, por razones de geometría de la planta, se utilizará una longitud de 3.60m y un ancho de 1,6 metros por subunidad lo que da 5,57m², con esta área se recalcula la tasa de sedimentación, la cual es de 116,337 m³/m²día.

Las Figura 6-66 y Figura presentan los detalles del sedimentador.

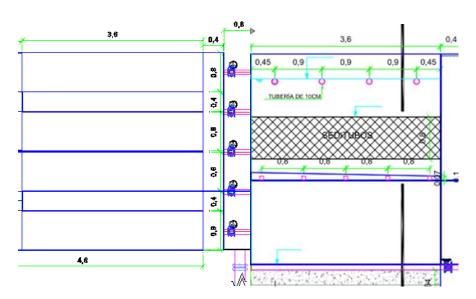


Figura 6- 66: Planta y corte de los Sedimentadores
Fuente: ACOTECNIC
Elaboración: ACOTECNIC





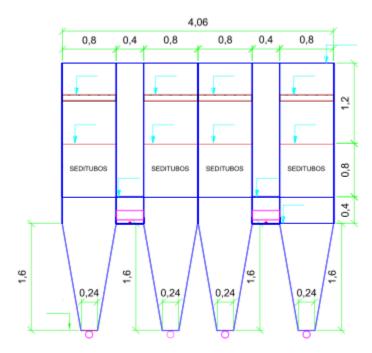


Figura 6- 67: Corte Transversal de los Sedimentadores Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Canal de interconexión floculador sedimentador

Este canal que une las unidades, tendrá una dimensión en cuanto a su ancho de 0,4 m y de alto de 0,21 m para lograr la misma velocidad de 0,15 m/s. En la

Tabla 6-21 se presenta el detalle del Cálculo de Sedimentación Acelerada Seditubos

Tabla 6-21: Cálculo de Sedimentación Acelerada Seditubos

DATOS	UNIDADES	FÓRMULA	VALORES
Caudal	l/s		7,5
Temperatura del Agua	°C		20
Viscosidad Cinemateca	cm2/s		0,001002
Tasa de Sedimentación adoptada	m3/m2/día		120
Número de Hiladas de Placas	Uni		2
Área Horizontal de Sedimentación Ah	m2	Q/Tasa	5,4
Angulo de Inclinación de las Placas	0		60
Seno			0,866
Coseno			0,500
Espesor entre placas e	m		0,050
Espesor de placas ep	m		0,008
Velocidad de flujo entre placas (Vo)	m/día	Tasa/sen60°	138,56
Factor Épsilon E		ep/(e+ep)	0,13793
Área que deberá cubrirse con Placas AT	m2	Q/(Vo*SenO*(1-E)	6,264
Ancho del Sedimentador Adoptado	m		0,8
Largo de la Zona de Sedimentación	m	AT/Ancho Sed	3,915
Largo de la Zona de Sedimentación			
Adoptada			3,600
Área Horizontal de Sedimentación Real			5,760





DATOS	UNIDADES	FÓRMULA	VALORES
Altura de la Placa L	m		1,2
Número de Reynolds Nr.		2*Vo*e/vis	160,1
		Vo/(sen+((L/e)-	,
Carga Superficial Equivalente Vsc	m3/m2/día	,013Nr)*cos	12,16
Número de Placas	Uni	AT*senO/(a*(e+ep))	116,91
Tasa Real de sedimentación	m3/m2/día	((177	112,50
Ducto de Entrada			
Largo del Ducto	m		3,600
Ancho del Ducto	m		0,4
Velocidad en el ducto	m/s		0,15
Sección dentro del ducto para repartición			, -
Base	m		0,1
Altura	m		0,1
Área	m2		0,005
Altura del Ducto al Inicio	m		0,14
Velocidad real del ducto al inicio	m/s		0,15
Caudal al final del Ducto	m3/s		0,0025
Altura del Ducto al Final	1110/0		0,05
Área del Ducto	m2		0,050
Número de orificios por lado	uni		5
Número total	uni		10
Caudal Unitario	ui ii		0,0008
Velocidad en cada niple	m/s		0,14
Área requerida	m2		0,005
Lado del orificio	m		0,073
Diámetros de los orificios	m		0,083
Lado del orificio adoptado	cm		7,500
Área Real	cm2		56,25
Velocidad real	m/s		0,133
Separación entre orificios al centro	m		0,720
Separación entre orificios al centro	111		0,720
adoptado	m		0,7
Separación al inicio y al final	m		0,4
Perímetro			30
Radio Hidráulico			1,875
Gradiente		((f*V^3)/(v*8*R))^0.5	25,1
Tuberías de Salida del Agua Sedimentada		((1	20,1
Número de Tubos	un		3,0
Número de Tubos adoptados	un		4
Separación entre tubos	m		0,9
Separación en el primero y el ultimo	m		0,45
Separación entre orificios	m		0,45
Numero de Orificios	un		5,3
Número de Orificios adoptado	un		5,0
Caudal Unitario por orificio	m3/s		0,0001875
Carga sobre el orificio			0,0001873
Coeficiente C	m		0,05
	m?	Λ_0/(0(/2~h)\\0 5\	· ·
Área de cada orificio sobre la generatriz	m2	A=Q/(C(/2gh)^0,5)	0,000315512





DATOS	UNIDADES	FÓRMULA	VALORES
Diámetro de cada orificio	m		0,020042981
Diámetro de cada orificio adoptado	m		0,02
Área real del orificio	m2		0,00031416
Carga sobre el orificio real	m	h=((Q/CA)^2)/2g	0,050431196
Caudal por tubo	m3/s	((3.2.7.7.3	0,0009375
Diámetro del Tubo	m		0,063
Diámetro Adoptado	m		0,1
Tolva de Lodos			
Dosis de sulfato	mg/l		45
Volumen de lodos Total	m3/día	V = Q*Dosis* 0.135/1000	3,9366
Volumen por Tolva	m3/día	V = Q D0010 0.100/1000	1,9683
Volumen de Tolva adoptada	m3/día		2,9952
volumen de Folva adoptada	moraia		2,0002
Ductos de aspiración			0,1
Múltiple			0,1
Área A	m2		0,007854
1ra. Alter	no.		16
R			0,45
а	m2	a=R*A/n	0,000220894
diámetro del orificio	m	d=(a*4/3,1416)^0,5	0,01677051
diámetro del orificio adoptado	m		0,014
Distancia entre orificios x	m		0,225011355
Va	cm/s		1
h altura del agua sobre el orificio	m		3,66
x real	m		0,225
no. Real			16,0
R calculado<0,5			0,3136
2da. Con un ducto de diámetro			0,1
A	m2		0,007854
D	m		0,014
x	m		0,225011355
no. Real			15,99919257
R calculado<0,5			0,313584174
x Adoptado			0,2
Con n			20
L calculada	m		4
L real -L calculada	m		-0,400
R calculado<0,5			0,392
X			0,225011355
			5,225511000
Altura del Sedimentador	m		
Tolva	m		1,6
Bordes	m		0,4
Seditubos	m		0,8
agua sobre el tubo	m		0,66
Borde Libre	m		0,4
Total			3,86

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





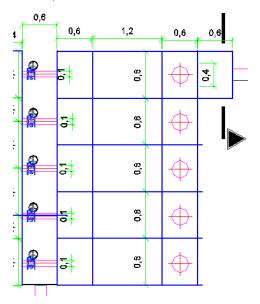
Diseño de las unidades de Filtración

Se diseñará 5 unidades de filtración rápida descendentes, de tasa declinante escalonada, de lecho dual arena antracita, su control será de tipo hidráulico, con retro lavado con carga y caudal de las otras unidades. Utilizando las dimensiones del Predimensionamiento.

Para garantizar la tasa declinante escalonada, el ingreso del agua será por la parte inferior del nivel de equilibrio y tendrán un canal común de ingreso para todas las unidades de filtración.

La tasa de filtración adoptada es de 270 m³/m² día, por lo que el área total requerida es de 4,8 m², para cada una de las 5 unidades el área será de 0,96 m², como el ancho de los filtros diseñados de 0,80m, el largo total de los filtros es 1,2 m. Se adopta un largo de 1,20 m por lo que se recalcula la tasa real de filtración que es de 270 m3/m2/día con una área total de filtración de 0,96 m².

La velocidad de lavado se usará de 0.7 m/minuto, con la cual el caudal requerido para lavar cada filtro es de $0.7 \times 0.96/60 = 0.0112 \text{ m}^3/\text{s}$.







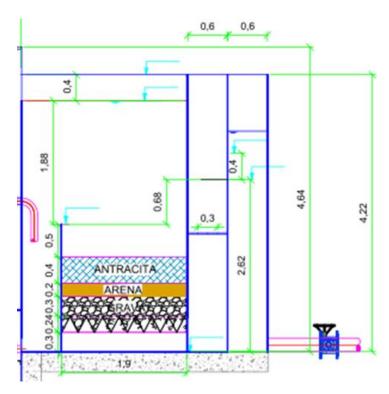


Figura 6- 68: Planta y corte de las unidades de filtración Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

En la Tabla 6-22 se presentan los resultados del Cálculo de las unidades de filtración

Tabla 6-22: Cálculo de las unidades de filtración

CONCEPTO	UNIDADES	RECTANGULAR
Caudal a Filtrar	l/s - m3/s	15,000
Número de unidades	Uni	5,000
Tasa de filtración adoptada	m3/m2 día	270,000
Área de Filtración por Unidad	m2	0,960
Ancho Total Adoptado de los Filtros	m	4,000
Ancho de paredes	m	0,000
Ancho interior de cada unidad	m	0,800
Largo interior de cada unidad	m	1,200
Largo adoptado	m	1,200
Recálculo del área real por filtro	m2	0,960
Tasa real de filtración	m3/m2 día	270,000
Velocidad de lavado adoptada	m/min.	0,700
Caudal de lavado requerido	l/s	11,200
Características del medio Filtrante		
Altura de la Grava	m	0,300
Altura de la Arena	m	0,200
Altura del Antracita	m	0,400
FALSO FONDO DE VIGAS EN V	ADOPTADO	CALCULADO
Ancho de la Viga (25 a 30 cm.)	0.240	
Altura de la Viga (25a30cm)	0.240	





Número de Vigas		5,000
Número de Vigas Adoptado	5.000	
Ancho real de la Viga		0,240
Espaciamiento de los orificios (10 a 20cm)	0.150	
Número de orificios por lado		6,333
Número de orificios por lado adoptado	6.000	
Espaciamiento inicial y final		0,025
Número de orificios por viga		12,000
Área de los Orificios y de la viga	0.007	0,001
Área de cada orificio		0,000120
Diámetro de cada orificio		0,0124
Diámetro adoptado	0.0120	
Área real de cada orificio		0,000113098
Área total de orificios calculada		0,006785856

Tabla 6- 23: Perdida de carga durante el lavado

PÉRDIDA DE CARGA DURANTE EL LAVADO			
Falso Fondo		Vigas	
Perdida de carga Adoptada (20 a 30 cm.)	m	0.250	
Perdida de Carga Calculada	m	0,283	
Grava			
Altura de la Grava	m	0,300	
Perdida de carga en la Grava	V*L/3	0,070	
Arena			
Altura de la Arena	m	0,200	
Tamaño Efectivo		0,450	
Porosidad		0,420	
Peso Especifico	Ton/m3	2,400	
Perdida de carga en la Arena	(Ss-1)Lo(1-Po)	0,162	
Antracita			
Altura de la Antracita	m	0,400	
Tamaño Efectivo		1,000	
Porosidad		0,500	
Peso Especifico	Ton/m3	1,400	
Perdida de carga en la Antracita	(Ss-1)Lo(1-Po)	0,080	
Ductos	m		
Diámetro adoptado de válvula	m	0,150	
Entrada K = 2	K*(V2/2g)	0,041	
Longitud de la tubería	m	0,000	
hf En Tuberías , 10.64*L(Q/C)^1.85* D^-4.87		0,000	
hf Perdida en entrada		0,041	
Vertedero General	m	0,400	
Altura del Agua durante operación	m	0,075	
Altura del Agua durante el lavado	m	0,030	
Vertedero de la canaleta de Lavado	m	0,800	
Lados de la canaleta	un	1,000	
Altura del agua sobre canaleta de lavado	m	0,039	
Altura Vertedero control sobre borde canaleta de lavado			





PÉRDIDA DE CARGA DURANTE EL LAVADO		
Altura Total Requerida	m	0,675

Tabla 6- 24: Perdida de carga durante el filtrado

PÉRDIDA DE CARGA DURANTE EL FILTRADO		
Falso Fondo	Vigas	
Caudal filtrado durante el lavado de un filtro	0,004500	
Perdida en el dren	0,046	
Grava		
Lo*V/3 (V= m/minutos)	0,019	
Arena		
Lo*.005*V	0,270	
Antracita		
Lo*.0009*V	0,097	
Ductos de Entrada		
Diámetro adoptado de la válvula entrada	0,100	
Entrada K = 2	0,033	
Longitud de la tubería	1,000	
En Tuberías , 10.64*L(Q/C)^1.85* D^-4.87	0,004	
Pérdida en la válvula K 0,16 y Codo K 0,5	0,011	
Caudal filtrado durante el lavado de un filtro	0,048	
Pérdida durante el Filtrado	0,480	
Factor de SOBRE Tasa	1,500	
PÉRDIDA TOTAL	0,720	

Tabla 6- 25: Altura de filtros

Altura Total del Filtro	Unidad	Altura	611.360
Plenun	m	0,300	611.660
Viguetas	m	0,240	611.900
Grava	m	0,300	612.200
Arena	m	0,200	612.400
Antracita	m	0,400	612.800
Borde Libre	m	0,500	613.300
Altura de Lavado	m	0,675	613.975
Carga sobre el vertedero de			
control adicional	m	0,045	614.020
Altura de filtrado	m	0,720	614.740
Carrera de los Filtros	m	0,480	615.220
Borde Libre	m	0,420	615.640
Total Filtro	m	4,280	

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Cálculo del sistema de agua potable de la planta de tratamiento





El sistema de agua potable de la PT, será atendido desde la estación de bombeo de la propia planta, que debe tener la capacidad para atender la demanda de la misma, y contará con un sistema hidroneumático con una capacidad de 100 l y una presión de 50 psi.

• Demanda de agua potable de la planta de tratamiento

Agua para Productos Químicos:

- Cloración: para la inyección de cloro, a la tubería de salida de agua de los filtros al tanque de almacenamiento de la PT, se inyectará la solución de cloro, con un caudal no menor de 0,1 l/s, por lo que se tendrá este requerimiento de manera permanente.
- 2. Agua para los tanques de solución de químicos: el requerimiento se estima en 0,1 l/s lo que permite estimar que se requiere de 8.3 minutos para almacenar 50 l, cuando se prepare solución de sulfato de aluminio solidó. Requerimiento no permanente, estimado cada 24 horas un tiempo de 0.5 horas.
- 3. Agua para lavado de unidades de tratamiento: se estima que se requiere 0,2 l/s, el cual será utilizado de manera ocasional, que puede ser combinado con la demanda de preparación de soluciones de químicos.
- Servicio interno de la planta.

Se estima en un caudal de 0,1 l/s, requerimiento permanente.

Por lo señalado, el requerimiento promedio es de 0, 2 l/s.

• Capacidad del tanque y bomba para uso del hidroneumático.

Se define como límite un funcionamiento del sistema hidroneumático de 10 minutos de operación autónoma y de 5 minutos de operación con bomba, lo cual da un ciclo de 15 minutos, y no más de 4 ciclos por hora recomendado por los fabricantes de este tipo de equipos.

Con los datos señalados se tiene que el almacenamiento requerido es de 100 litros y la bomba con una capacidad de 0,5 l/s.

Con lo cual se recalcula el ciclo que se tendrá en el sistema, Tiempo de operación del tanque neumático 8,30 minutos (100/(0,2*60)).

Tiempo de bombeo 5,5 minutos (100/(0,5-0,2)).

La altura de bombeo requerida es 30 mca (metros de columna de agua, que equivale a 45 psi), con lo cual puede funcionar el eyector para el cloro gas, con un diámetro de 1".

Especificación del Equipo de Bombeo:

Caudal 0.5 l/s

Altura de Bombeo 35 mca (50psi)

Tanque Hidroneumático 100 litros.





Para la tubería de bombeo se utilizará PVC de 1"

Para la red principal de AP se usará PVC de 1"

Para la tubería de alimentación para la solución de cloro PVC de 3/4"

Para la alimentación a los tanques de solución PVC de 3/4"

Para los servicios de la planta PVC de 3/4"

Para la alimentación a los muebles sanitarios PVC de ½".

Cálculo del sistema de sulfato líquido.

Se recomienda la aplicación de sulfato de aluminio tipo líquido, formado de la mezcla del sulfato sólido con agua de la planta, por lo cual se debe incorporar un tanque de almacenamiento bajo que tenga una capacidad para atender 1 días la demanda de la planta y un sistema de bombeo para permitir la alimentación a los tanques elevados de 50 l para la dosificación.

Si se toma una dosificación máxima de 40 mg/l de sulfato de aluminio al caudal de 15 l/s se requiere de 51,84 Kg/día, en 7 días el requerimiento es de 363 Kg, lo que significa tener 7 sacos de sulfato solido de 50K, para atender los 7 días, con una bodega que cuente con 15 sacos, se atenderá 15 días, y se puede preparar solución de 500 litros con 1 saco de 50Kg, para atender un día de tratamiento de agua.

La bomba de alimentación al tanque de dosificación alto de 50 I, será atendida con una bomba de 0.1 l/s contra una altura de 20 mca, se debe usar una tubería de PVC de 11/2" de diámetro.

En la Figura 6- 69 se aprecia la planta de tratamiento de agua potable

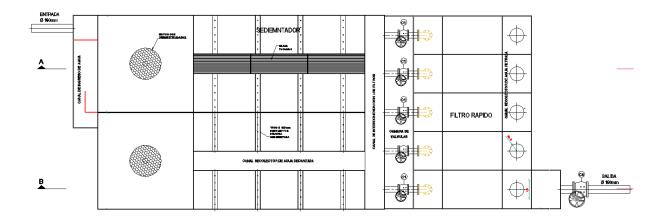


Figura 6- 69: Planta de Tratamiento de Agua Potable para el campamento Permanente

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Diseño de los centros de reserva

El volumen de reserva que recomienda la norma CO-10.07-601, para poblaciones inferiores





a 5000 habitantes es del 30% del caudal medio diario.

La literatura considera otros factores para determinar el Volumen de reserva de un sistema dado el papel importante que cumple dentro de un sistema de agua potable, este está encargado en suplir las variaciones de consumo en las horas de mayor demanda en el día de mayor demanda, además debe contemplar un volumen por emergencias y para incendios es así que la capacidad de las reservas vienen dadas por:

$$VT = V1 + V2 + V3$$

• Volumen 1 (V1): volumen requerido para suplir las variaciones de consumo en las horas de mayor demanda y este volumen viene dado por:

$$V 1 = F x q * 86400$$

En donde:

F factor de reserva: 35% Campamento Temporal, 50% Campamento Permanente

- Volumen 2 (V2): volumen necesario para suplir un incendio, la bibliografía recomienda contemplar el caudal de un hidrante durante 2 horas.
- Volumen 3 (V3): volumen destinado para suplir emergencias, se recomienda:

$$V3 = 0.25 \times (V1 + V2)$$

En la Tabla 6- 26 se presenta los volúmenes de reserva requeridos por los campamentos:

Tabla 6- 26: Cálculo de Volúmenes de Reserva

	Campamento Permanente	Campamento Temporal
Volumen 1	27,00 m3	350,00 m3
Caudal medio diario	0,63 l/s	11,57 l/s
Factor de Reserva	50%	35%
Volumen 2	14,40 m3	14,40 m3
Caudal hidrante	2,00 l/s	2,00 l/s
Tiempo	7200 s	7200 s
Volumen 2	10,35 m3	91,10 m3
V1+V2	41,40 l/s	364,40 l/s
VOLUMEN DE RESERVA	51,75 m3	455,50 m3
VOLUMEN DE RESERVA ASUMIDO	50 m3	500 m3

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Diseño de redes de distribución

Criterios de diseño

Pérdidas de carga.

Para el cálculo de tuberías a presión, se adopta la fórmula experimental de Hazen-Williams, para el cálculo de las pérdidas de carga, cuya fórmula es:





$$i = 10.665 * O^{1.852} * L * C^{-1.852} * D^{-4.87}$$

Dónde:

J = pérdida de carga unitaria m/m

C= coeficiente de H.W

Q= Caudal en m³/s

D = Diámetro en m.

El valor del coeficiente C de Hazen Williams adoptado para las tuberías que se emplearán en el proyecto es de 120.

La fórmula propuesta será empleada para la simulación de la red.

Velocidad máxima

La velocidad máxima estará limitada por los diámetros utilizados, el caudal y las pérdidas unitarias que se produzcan en las mismas, debiendo considerar que un diseño óptimo no debe desperdiciar la energía disponible en pérdidas. En el siguiente cuadro se presenta valores recomendados en función del tipo de material del conducto.

Tabla 6-27: Velocidades máximas recomendadas

Materiales de las paredes	V max m/s
Hormigón Simple o Armado	4.5 - 5
Hierro fundido - Hierro Dúctil	4 - 5
Asbesto Cemento	4.5 - 5
Acero	6.00
Cerámica Vitrificada	4 - 6
Plástico	4.50

Fuente: Norma CO 10.07-601 Elaboración: ACOTECNIC

La adopción del criterio pérdidas de carga unitaria, no constituye un criterio general durante el diseño, puesto que la misma no garantiza que el resultado sea el óptimo desde el punto de vista hidráulico y de costos del sistema, debida a la amplitud de posibilidades de emplear la energía hidráulica del sistema. En este aspecto las herramientas actuales de cálculo disponen opciones que permiten conjugar los aspectos hidráulicos de diseño y los de costos, de forma de proporcionar automáticamente una alternativa económicamente óptima; sin embargo, este resultado es muy posible que no se ajuste a las condiciones operacionales y de configuración que se planifiquen para el sistema, por lo que resulta ineludible el criterio del diseñador en el dimensionamiento.

Debido a lo anterior es útil y necesario adoptar el criterio de pérdidas de carga unitaria en las tuberías, y definir en función de las características del sistema, un rango que permita





relacionarla a la capacidad de las tuberías y determinar el diámetro adecuado para transportar el caudal determinado.

En la siguiente figura se puede apreciar la variación de las pérdidas unitarias por fricción en función de la velocidad.

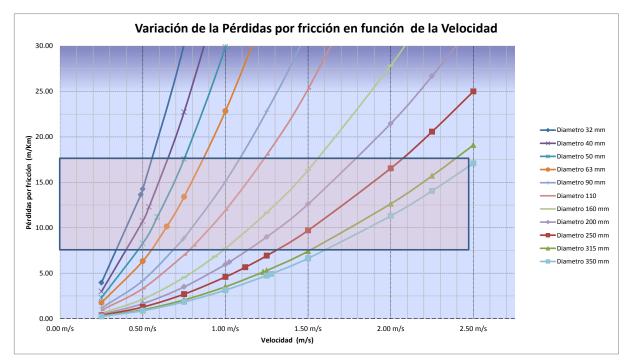


Gráfico 6- 5: Variación de las pérdidas unitarias en función de la velocidad Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Velocidad mínima admisible

La velocidad mínima viene condicionada por la necesidad de que no se produzca la sedimentación de partículas en suspensión en las tuberías. Este valor dependerá, además, de las características de auto limpieza, de la calidad del agua y de la magnitud de los fenómenos hidráulicos que se produzcan en la tubería. Sin embargo las características del agua a ser distribuida a través del sistema tienen valores de color y turbiedad cercanos a cero, lo cual garantiza que no se producirán sedimentaciones.

Presiones de servicio en las red de distribución

Los criterios generales establecidos con respecto a las presiones de servicio de las redes de distribución, manifiestan lo siguiente, La presión estática máxima, no deberá, en lo posible, ser mayor a 70 m. de columna de agua y presión máxima dinámica 50 m., según la Norma CO.10.07-601, Parte séptima, Numeral 4.2.3.

Por lo antes expuesto las redes de distribución podrán ser divididas en tantas zonas de presión como fuesen necesarias para atender las siguientes condiciones de presión:





- ✓ Para el campamento de operación no se requiere la implementación de válvulas reductoras de presión, puesto que desde la reserva solo una zona de presión.
- ✓ Para el campamento de construcción se requiere la implementación de una válvula reductora de presión en la cota 691 msnm.

Del modelo matemático de cálculo se obtienen los siguientes resultados: caudal máximo y la presión dinámica correspondiente.

Una estimación del caudal mínimo que transita a través de la válvula producido en las horas de menor consumo, para efectos de cálculo del caudal mínimo se asumió un factor del 33% del caudal que transita por la válvula, determinado en los cálculos del modelo matemático de la red, en régimen permanente y correspondiente a la demanda máxima horaria.

Dimensionamiento de la válvula. De acuerdo a la literatura e información técnica de los fabricantes, se establece un rango de velocidades dentro del cual es recomendable que operen las válvulas reguladoras de presión, de manera de garantizar su vida útil. Los casos en los cuales una válvula funciona con velocidades bajas, resulta también una situación desfavorable en los cuales estaría abriéndose y cerrando continuamente, lo que implica un desgaste de los mecanismos internos. De acuerdo a las consultas realizadas en la información técnica, las velocidades máximas pueden llegar hasta los 8 m/s, sin embargo los valores límites del rango de velocidades de operación recomendable son variables para cada diámetro e inclusive del diseño de cada fabricante. Por este motivo, se ha considerado dimensionar las válvulas para una velocidad media de 4 m/s.

Efecto de cavitación. Mediante el factor de cavitación se ha verificado el tipo de válvula recomendable, para lo cual se ha recurrido a la información de los fabricantes. En este caso se constata una dispersión de resultados en relación a la condición de cavitación, dependiendo del diseño de cada fabricante; por lo que se hace necesario durante la ejecución de las obras, verificar su comportamiento según el modelo que se vaya a aplicar, considerando las condiciones operacionales de caudal y presión determinadas para cada cámara. Puesto que no existe un valor de pérdida de carga entre los puntos de entrada y salida de la válvula, que determine el tipo de válvula a aplicar; es necesario, definirlo en función del factor de cavitación.

En la Tabla 6- 28 se presenta la relación entre la capacidad de las válvulas para una velocidad media de 4 m/s.

Tabla 6- 28: Caudal máximo recomendable en las VRP para una v=4m/s

Diámetro	Rango de Caudal		Velocidades		Q (máx. rec)
Diametro	Q mínimo	Q máximo	v min	v máx.	Q (IIIax. 1ec)
1 1/4	0,06 l/s	6,31 l/s	0,08 m/s	7,97 m/s	0,00 l/s
1 ½	0,06 l/s	9,46 l/s	0,06 m/s	8,30 m/s	4,56 l/s
2	0,06 l/s	12,62 l/s	0,03 m/s	6,22 m/s	8,11 l/s
2 1/2	1,26 l/s	18,93 l/s	0,40 m/s	5,98 m/s	12,67 l/s
3	1,89 l/s	29,02 l/s	0,41 m/s	6,36 m/s	18,24 l/s





Diámetro	Rango d	e Caudal	Veloci	dades	O (máy roc)
Diámetro	Q mínimo	Q máximo	v min	v máx.	Q (máx. rec)
4	3,15 l/s	50,47 l/s	0,39 m/s	6,22 m/s	32,43 l/s
6	7,25 l/s	113,55 l/s	0,40 m/s	6,22 m/s	72,97 l/s
8	12,62 l/s	195,56 l/s	0,39 m/s	6,03 m/s	129,72 l/s
10	18,93 l/s	309,11 l/s	0,37 m/s	6,10 m/s	202,68 l/s
12	25,23 l/s	441,58 l/s	0,35 m/s	6,05 m/s	291,86 l/s
14	31,54 l/s	536,21 l/s	0,32 m/s	5,40 m/s	397,26 l/s
16	41.00 l/s	693.92 l/s	0.32 m/s	5.35 m/s	518.87 l/s

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Dimensionamiento de la red de distribución

Diseño de Redes de distribución

El procedimiento metodológico se puede resumir en los siguientes pasos fundamentales:

- a) Generación del modelo matemático de las redes de distribución, esta actividad se realizó mediante el programa WATER GEMS.
- b) Trazado de las redes de acuerdo al esquema final de servicio de los tanques de reserva del sistema. Para este efecto el programa WaterGems, puede trabajar sobre una plataforma CAD.
- c) Trazado de las zonas de presión. Se realiza el análisis del área de servicio de un tanque, a partir del modelo virtual del relieve del terreno, estableciéndose franjas de terreno delimitados por líneas de nivel cada 50 o 60 metros de desnivel, considerando que la presión mínima a la salida de una estación reductora de presiones fuera de 20 mca. Paso seguido fue verificar la intersección de dichas líneas con el trazado de las redes del sistema, de manera que en una franja cualquiera de presiones se pueda configurar una red de mallas cerradas en el mayor porcentaje del área de servicio
- d) Definición de los nudos de consumo. Debido a que el modelo matemático considera los consumos concentrados en los nudos de las redes, fueron definidos en sitios característicos de la red, nudos en los cuales se puede asumir que el consumo de un sector o de un bloque se concentra.
- e) Determinación de Consumos de nudos. Para determinar los consumos de los nudos se revisó la información del proyecto arquitectónico en el cual se definió el tipo de edificación, el uso y el número de personas que se van a abastecer.
- f) Una vez desarrollado el modelo matemático de las redes, con todos sus parámetros, se calculó el mismo mediante el programa WATER GEMS, usándose el modelo de pérdidas de carga de Hazen Williams.
- g) La primera simulación tiene la finalidad de aproximarse a los caudales que transitan por las tuberías; bajo una condición de diámetros establecidos a priori por el diseñador. Después de la primera simulación, los diámetros de los tubos inicialmente impuestos, son ajustados bajo el criterio de pérdidas de carga





unitaria, que relaciona la capacidad con el diámetro de la tubería, conforme fue explicado en los criterios de diseño. Se verifica mediante un nuevo cálculo del modelo, las condiciones de presión de servicio en la red y se ajustan, en caso de requerirse, nuevamente los diámetros de los tubos, manteniendo el criterio de pérdida de carga unitaria. Este procedimiento manual de dimensionamiento, con experiencia del diseñador es relativamente rápido y frente a las posibilidades automáticas que disponen los programas, tiene la ventaja de que los resultados son consistentes con las condiciones operacionales y de configuración planificadas para el sistema, por lo que el criterio del diseñador resulta superior durante el dimensionamiento.

En las Tabla 6- 29 yTabla 6- 30 se presenta la demanda de los nudos del proyecto.

Tabla 6- 29: Demanda de caudales del Campamento Operación

Dotación 200 l/hab/día

Factor Máximo Diario K1 1,3

Factor Máximo Horario K2 2.5

Label	No Edificaciones	Población	q	QMD	QMH	QMH©	Observación
				0,036			
N 1	3	12	0,028 l/s	l/s	0,070 l/s	0,100 l/s	Villas
				0,000			
N 2	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,000			
N 3	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,000			
N 5	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,000			
N 6	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,000			
N 8	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,016			
N 9	1	5	0,012 l/s	l/s	0,030 l/s	0,100 l/s	Suits
				0,016			
N 10	1	5	0,012 l/s	l/s	0,030 l/s	0,100 l/s	Suits
				0,016			
N 11	1	5	0,012 l/s	l/s	0,030 l/s	0,100 l/s	Suits
				0,000			
N 12	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,048			Bloque
N 13	1	16	0,037 l/s	l/s	0,093 l/s	0,100 l/s	Habitacional
				0,000			
N 14	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,096			Bloque
N 15	2	32	0,074 l/s	l/s	0,185 l/s	0,185 l/s	Habitacional





	No						
Label	Edificaciones	Población	q	QMD	QMH	QMH©	Observación
				0,048			Bloque
N 16	1	16	0,037 l/s	l/s	0,093 l/s	0,100 l/s	Habitacional
				0,048			Bloque
N 17	1	16	0,037 l/s	l/s	0,093 l/s	0,100 l/s	Habitacional
				0,096			Bloque
N 18	2	32	0,074 l/s	l/s	0,185 l/s	0,185 l/s	Habitacional
				0,000			
N 19	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,000			
N 20	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
	_	_		0,000			
N 21	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Parque Mirador
N. 00			0.000.1/	0,000	0.000.1/	0.0001/	
N 22	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
NI OO	0	0	0.000 1/-	0,000	0.000 1/-	0.000.1/-	
N 23	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
N 24	4	0	0,000 l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Oficinas
IN 24	1	U	0,000 1/5		0,000 1/5	0,1001/5	Officinas
N 25	0	0	0,000 l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Fin red
IN 25	0	0	0,000 1/8	0,000	0,000 1/5	0,1001/5	Fillieu
N 26	0	0	0,000 l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
11 20	0	0	0,000 1/3	0,000	0,000 1/3	0,000 1/3	
N 27	1	0	0,000 l/s	1/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Centro salud
1127			0,000 #0	0,000	0,000 1/0	0,100 1/0	Contro caraa
N 28	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Oficinas
	-			0,048	,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,	0,100 00	Bloque
N 29	1	16	0,037 l/s	l/s	0,093 l/s	0,100 l/s	Habitacional
			,	0,048	,	,	Bloque
N 30	1	16	0,037 l/s	l/s	0,093 l/s	0,100 l/s	Habitacional
				0,048			Bloque
N 31	1	16	0,037 l/s	l/s	0,093 l/s	0,100 l/s	Habitacional
				0,000			
N 32	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,000			
N 33	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Parqueaderos
				0,000			Bomberos
N 34	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Guardianía
				0,048			Bloque
N 35	1	16	0,037 l/s	l/s	0,093 l/s	0,100 l/s	Habitacional
				0,000			
N 36	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	_
	_			0,048		_ ,	Dormitorios
N 37	1	16	0,037 l/s	l/s	0,093 l/s	0,100 l/s	Personal
N. O.		_	0.000:	0,000	0.000.	0.000:	
N 38	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
NI OO		_	0.000.1/	0,000	0.000.1/	0.400.1/	Complete to Fig. 1
N 39	2	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Canchas de Futbol





	No						
Label	Edificaciones	Población	q	QMD	QMH	QMH©	Observación
				0,000			
N 40	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Casino
				0,000			
N 41	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Tienda Lavandería
				0,000			
N 42	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Cocina Comedor
				0,000			
N 43	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,300 l/s	Piscina
				0,000			
N 44	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Canchas de Vóley
				0,000			
N 45	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,300 l/s	Coliseo
				0,036			
N 124	3	12	0,028 l/s	l/s	0,070 l/s	0,100 l/s	Villas
				0,036			
N 125	3	12	0,028 l/s	l/s	0,070 l/s	0,100 l/s	Villas
				0,036			
N 126	3	12	0,028 l/s	l/s	0,070 l/s	0,100 l/s	Villas
				0,036			
N 127	3	12	0,028 l/s	l/s	0,070 l/s	0,100 l/s	Villas
				0,000			
N 128	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Tabla 6- 30: Demanda de caudales del Campamento Construcción

Dotación 200 l/hab/día

Factor Máximo Diario K1 1.3

Factor Máximo Horario K2 2.5

Label	No Edificaciones	Población	q	QMD	QMH	QMH©	Observación
				0,000			
N 46	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,000			
N 47	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,000			
N 48	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,577			Bloque
N 49	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
				0,000			
N 50	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,000			Comisariato
N 51	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,300 l/s	Lavandería
				0,577			Bloque
N 52	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional





		I		0,000	1		
N 53	0	0	0,000 l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,577			Bloque
N 54	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
				0,577			Bloque
N 55	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
				0,577			Bloque
N 56	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
				0,000			
N 57	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,000			
N 58	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
	_	_		0,000			
N 59	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
	_			0,000			
N 60	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
			0.0001/	0,000	0.000.1/	0.000.1/	
N 61	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
NI OO			0.000.1/-	0,000	0.000.1/-	0.000.1/-	
N 62	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
NI OO		400	0.4441/-	0,577	4.440.1/-	4 440 1/-	Bloque
N 63	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
N. 04			0.0001/	0,000	0.000.1/	0.000.1/	
N 64	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
NOT	0	0	0.000 1/-	0,000	0.000 1/2	0.000 1/2	
N 65	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
N 66	2	8	0,019 l/s	0,025 l/s	0,048 l/s	0,100 l/s	Villas
14 00	2	0	0,0197/5		0,046 1/5	0,100 1/5	VIIIdS
N 67	1	0	0,000 l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	0,300 l/s	Cocina Comedor
IN O7	ı	0	0,000 1/5	0,000	0,000 1/5	0,300 1/5	Cocina Comedoi
N 68	0	0	0,000 l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
14 00	0	0	0,000 1/3	0,000	0,000 1/3	0,000 1/3	
N 69	1	0	0,000 l/s	1/s	0,000 l/s	0,300 l/s	Cocina Comedor
14 05	'		0,000 1/3	0,000	0,000 1/3	0,500 1/3	Oocina Conticaol
N 70	0	0	0,000 l/s	1/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
1470	0		0,000 1/3	0,030	0,000 1/3	0,000 1/3	
N 71	2	10	0,023 l/s	l/s	0,058 l/s	0,100 l/s	Suits
			0,020 #0	0,012	0,000 #0	0,100 #0	Cano
N 72	1	4	0,009 l/s	I/s	0,023 l/s	0,100 l/s	Villas
	•	<u>'</u>	0,000 #0	0,073	0,020	0,100 #0	Villao
N 73	6	24	0,056 l/s	I/s	0,140 l/s	0,140 l/s	Villas
			1,130	0,048	2,110,10	-,	
N 74	4	16	0,037 l/s	l/s	0,093 l/s	0,100 l/s	Villas
				0,000		,	
N 75	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
			<u> </u>	0,577	-	-	Bloque
N 76	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
			1	0,000			
N 77	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
		•	•				





		<u> </u>	1	0.577	1		Dlague
N 78	1	192	0,444 l/s	0,577 l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Bloque Habitacional
IN 70	ı	192	0,444 1/5	0,577	1,1101/5	1,110 1/5	Bloque
N 79	1	192	0,444 l/s	0,377 l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
1173	ı	132	0,444 1/3	0,577	1,1101/3	1,110 1/3	Bloque
N 80	1	192	0,444 l/s	1/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
14 00	'	102	0,777 1/3	0,577	1,1101/3	1,110 1/3	Bloque
N 81	1	192	0,444 l/s	1/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
1101	'	102	0,444 1/3	0,000	1,1101/3	1,110 73	Tiabitaoloriai
N 82	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
1102	0		0,000 1/0	0,000	0,000 1/0	0,000 #0	
N 83	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
1100	•		0,000	0,577	0,000 #0	0,000 #0	Bloque
N 84	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
	-		,,,,,,,,,	0,577	1,110 40	.,	Bloque
N 85	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
			1,	0,577	,	,	Bloque
N 86	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
			1,	0,000	,	,	
N 87	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
			,	0,000	,	,	
N 88	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
			,	0,000	,	,	
N 89	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
			,	0,000	,	,	Comisariato
N 90	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,300 l/s	Lavandería
				0,000			
N 91	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Centro salud
				0,000			Bomberos
N 92	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Guardianía
				0,000			
N 93	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,000			
N 94	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Talleres
				0,000			
N 95	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,577			Bloque
N 96	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
				0,000			
N 97	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,000			
N 98	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Casino
				0,000			
N 99	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	Oficinas
				0,577			Bloque
N 100	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
				0,577			Bloque
N 101	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
				0,000			Comisariato
N 102	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	Lavandería





				0,577			Bloque
N 103	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
			1	0,577	,	,	Bloque
N 104	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
				0,577			Bloque
N 105	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
				0,577			Bloque
N 106	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
				0,577			Bloque
N 107	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
				0,577			Bloque
N 108	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
				0,000			
N 109	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,000			
N 110	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,300 l/s	Piscina
				0,000			
N 111	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,300 l/s	Coliseo
				0,000			Canchas de usos
N 112	2	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,100 l/s	múltiple
				0,577			Bloque
N 113	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
				0,577			Bloque
N 114	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional
				0,000			
N 115	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
				0,000			
N 116	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
		_		0,000			
N 117	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,300 l/s	Cocina Comedor
				0,000			
N 118	1	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,300 l/s	Cocina Comedor
NI 440	•	_	0.000.1/	0,000	0.000.1/	0.000.1/	
N 119	0	0	0,000 l/s	l/s	0,000 l/s	0,000 l/s	
N 400	•	40	0.000.1/	0,039	0.075.1/	0.400.1/:	O siller in the
N 120	3	13	0,030 l/s	l/s	0,075 l/s	0,100 l/s	2 villas y suit
NI 400		400	0.4441/	0,577	4.440.1/	4 440 1/:	Bloque
N 123	1	192	0,444 l/s	l/s	1,110 l/s	1,110 l/s	Habitacional

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Definidas las demandas de los nudos se procede a subir al modelo hidráulico generado en el programa WaterGems, dentro de este punto es importante mencionar que el modelo se analizó con la demanda máxima horaria.

En las siguientes tablas se presenta los resultados obtenidos de la modelación hidráulica.





Tabla 6- 31: Resultados del Modelo Hidráulico del Campamento Operación

Label	Length	Diameter	Material	C Hazen-	Flow	Velocity	Hf	Start	Stop
Labei	Length	(mm)	Waterial	Williams	(L/s)	(m/s)	(m/km)	Node	Node
T 1	126	110	PVC	120	3,77	0,47	3	R-1	N 2
T 2	94	110	PVC	120	3,77	0,47	3	N 2	N 1
Т3	54	110	PVC	120	1,64	0,2	1	N 1	N 3
T 9	52	110	PVC	120	-2,03	0,25	1	N 8	N 1
T 12	21	63	PVC	120	0,99	0,37	4	N 8	N 9
T 13	61	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 9	N 10
T 14	53	63	PVC	120	0,79	0,3	3	N 9	N 11
T 15	41	63	PVC	120	0,69	0,26	2	N 11	N 12
T 16	28	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 12	N 13
T 17	25	63	PVC	120	0,59	0,22	2	N 12	N 14
T 18	18	63	PVC	120	0,59	0,22	2	N 14	N 15
T 19	65	63	PVC	120	0,22	0,08	0	N 15	N 16
T 20	28	63	PVC	120	-0,48	0,18	1	N 16	N 17
T 22	53	63	PVC	120	-0,58	0,22	2	N 17	N 19
T 23	66	63	PVC	120	-0,98	0,37	4	N 19	N 20
T 24	107	63	PVC	120	0,06	0,02	0	N 20	N 21
T 25	80	63	PVC	120	0,4	0,15	1	N 19	N 22
T 26	13	63	PVC	120	0,4	0,15	1	N 22	N 23
T 27	30	63	PVC	120	0,2	0,08	0	N 23	N 24
T 28	67	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 24	N 25
T 29	54	63	PVC	120	0,2	0,08	0	N 23	N 26
T 30	23	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 26	N 27
T 31	40	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 26	N 28
T 32	54	63	PVC	120	0,6	0,23	2	N 16	N 29
T 33	35	63	PVC	120	0,4	0,15	1	N 29	N 30
T 34	37	63	PVC	120	0,3	0,11	0	N 30	N 31
T 35	29	63	PVC	120	0,2	0,08	0	N 31	N 32
T 36	103	63	PVC	120	0,2	0,08	0	N 32	N 33
T 37	70	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 33	N 34
T 38	37	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 29	N 35
T 39	22	110	PVC	120	1,24	0,15	0	N 5	N 36
T 40	20	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 36	N 37
T 41	34	110	PVC	120	1,14	0,14	0	N 36	N 38
T 42	74	63	PVC	120	0,52	0,2	1	N 38	N 39
T 43	51	63	PVC	120	0,42	0,16	1	N 39	N 40
T 44	33	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 40	N 41
T 45	62	63	PVC	120	0,58	0,22	2	N 38	N 42
T 46	45	63	PVC	120	0,48	0,18	1	N 42	N 43
T 47	24	63	PVC	120	-0,22	0,08	0	N 43	N 40
T 48	33	63	PVC	120	0,4	0,15	1	N 43	N 44
T 49	62	63	PVC	120	0,3	0,11	0	N 44	N 45
T 169	28	110	PVC	120	-1,04	0,13	0	N 20	N 6





Label	Length	Diameter (mm)	Material	C Hazen- Williams	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Hf (m/km)	Start Node	Stop Node
T 171	46	110	PVC	120	-1,24	0,15	0	N 5	N 3
T 172	45	110	PVC	120	1,04	0,13	0	N 8	N 6
T 174	57	63	PVC	120	0	0	0	N 132	N 18
T 175	28	63	PVC	120	0,19	0,07	0	N 15	N 18
T 176	25	63	PVC	120	-0,04	0,02	0	N 21	N 38

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Tabla 6- 32: Resultados del Modelo Hidráulico del Campamento Construcción

Label	Length	Diameter (mm)	Material	C Hazen- Williams	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Hf (m/km)	Start Node	Stop Node
T 50	230	200	PVC	120	32,5	1,21	10	R-2	N 47
T 51	69	200	PVC	120	32,5	1,21	10	N 47	N 46
T 52	51	160	PVC	120	11,53	0,67	4	N 46	N 48
T 53	60	160	PVC	120	9,31	0,54	3	N 48	N 49
T 54	89	160	PVC	120	8,2	0,48	2	N 49	N 50
T 55	31	110	PVC	120	6,96	0,86	10	N 50	N 51
T 56	49	110	PVC	120	6,66	0,82	10	N 51	N 52
T 57	117	63	PVC	120	-0,59	0,22	2	N 52	N 53
T 59	98	63	PVC	120	1,11	0,42	5	N 54	N 55
T 60	55	63	PVC	120	-2,22	0,83	19	N 54	N 48
T 61	52	63	PVC	120	-0,59	0,22	2	N 53	N 56
T 62	86	160	PVC	120	-20,97	1,23	13	N 56	N 46
T 63	51	160	PVC	120	19,27	1,13	11	N 56	N 57
T 64	62	160	PVC	120	19,27	1,13	11	N 57	N 58
T 65	36	110	PVC	120	3,85	0,47	3	N 58	N 59
T 66	19	110	PVC	120	3,85	0,47	3	N 59	N 60
T 67	31	63	PVC	120	0,85	0,32	3	N 60	N 61
T 68	50	63	PVC	120	0,45	0,17	1	N 61	N 62





Label	Length	Diameter (mm)	Material	C Hazen- Williams	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Hf (m/km)	Start Node	Stop Node
T 69	79	63	PVC	120	-0,45	0,17	1	N 62	N 63
T 70	93	63	PVC	120	-1,56	0,59	10	N 63	N 64
T 71	40	110	PVC	120	-6,14	0,76	8	N 64	N 52
T 72	26	63	PVC	120	1,24	0,47	6	N 50	N 65
T 73	51	63	PVC	120	0,54	0,2	1	N 65	N 66
T 74	34	63	PVC	120	0,7	0,26	2	N 65	N 67
T 75	73	63	PVC	120	0,4	0,15	1	N 67	N 68
T 76	65	63	PVC	120	0,4	0,15	1	N 68	N 69
T 77	68	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 69	N 70
T 78	33	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 70	N 71
T 79	15	63	PVC	120	0	0	0	N 70	N 72
T 80	65	63	PVC	120	0,24	0,09	0	N 72	N 73
T 81	70	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 73	N 74
T 82	97	110	PVC	120	4,58	0,56	5	N 64	N 75
T 83	71	110	PVC	120	4,58	0,56	5	N 75	N 76
T 84	54	110	PVC	120	3,47	0,43	3	N 76	N 77
T 85	32	63	PVC	120	1,32	0,5	7	N 77	N 78
T 86	72	63	PVC	120	1,11	0,42	5	N 78	N 79
T 87	53	63	PVC	120	-0,9	0,34	4	N 78	N 62
T 88	50	110	PVC	120	2,15	0,27	1	N 77	N 80
T 89	84	63	PVC	120	-0,4	0,15	1	N 80	N 61
T 90	31	110	PVC	120	1,44	0,18	1	N 80	N 81
T 91	84	110	PVC	120	-3	0,37	2	N 81	N 60
T 92	51	63	PVC	120	3,33	1,25	40	N 81	N 82
T 93	37	63	PVC	120	3,33	1,25	40	N 82	N 83





Label	Length	Diameter (mm)	Material	C Hazen- Williams	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Hf (m/km)	Start Node	Stop Node
T 94	36	63	PVC	120	2,22	0,83	19	N 83	N 84
T 95	100	63	PVC	120	1,11	0,42	5	N 84	N 85
T 96	48	63	PVC	120	-1,11	0,42	5	N 86	N 83
T 97	22	160	PVC	120	15,42	0,9	7	N 58	PRV- 1
T 98	159	160	PVC	120	15,42	0,9	7	PRV- 1	N 88
T 99	19	160	PVC	120	15,42	0,9	7	N 88	N 89
T 100	101	160	PVC	120	15,42	0,9	7	N 89	N 90
T 101	50	160	PVC	120	15,12	0,88	7	N 90	N 91
T 102	38	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 91	N 92
T 103	24	160	PVC	120	14,92	0,87	7	N 91	N 93
T 104	92	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 93	N 94
T 105	321	160	PVC	120	14,82	0,87	7	N 93	N 95
T 106	43	160	PVC	120	14,82	0,87	7	N 95	N 96
T 107	50	110	PVC	120	6,82	0,84	10	N 96	N 97
T 108	63	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 97	N 98
T 109	35	110	PVC	120	6,72	0,83	10	N 97	N 99
T 111	78	110	PVC	120	3,89	0,48	4	N 100	N 101
T 112	24	63	PVC	120	0	0	0	N 101	N 102
T 113	132	110	PVC	120	2,78	0,34	2	N 101	N 103
T 115	106	63	PVC	120	-0,33	0,12	1	N 104	N 103
T 116	46	63	PVC	120	2,46	0,93	23	N 99	N 105
T 117	159	63	PVC	120	1,35	0,51	8	N 105	N 106
T 118	63	63	PVC	120	1,11	0,42	5	N 106	N 107
T 119	80	63	PVC	120	-0,87	0,33	3	N 106	N 108





Label	Length	Diameter (mm)	Material	C Hazen- Williams	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Hf (m/km)	Start Node	Stop Node
T 120	35	63	PVC	120	0,7	0,26	2	N 108	N 109
T 121	66	63	PVC	120	0,3	0,11	0	N 109	N 110
T 122	47	63	PVC	120	0,4	0,15	1	N 109	N 111
T 123	66	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 111	N 112
T 124	122	110	PVC	120	4,16	0,51	4	N 99	N 113
T 125	117	110	PVC	120	3,05	0,38	2	N 113	N 114
T 126	46	63	PVC	120	2,68	1,01	27	N 114	N 108
T 127	24	110	PVC	120	-0,74	0,09	0	N 114	N 115
T 128	21	110	PVC	120	-1,34	0,16	0	N 115	N 103
T 129	223	63	PVC	120	0,6	0,23	2	N 115	N 116
T 130	68	63	PVC	120	0,3	0,11	0	N 116	N 117
T 131	99	63	PVC	120	0,3	0,11	0	N 116	N 118
T 132	48	63	PVC	120	-0,34	0,13	1	N 72	N 119
T 133	101	63	PVC	120	-0,44	0,16	1	N 119	N 66
T 134	32	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 119	N 120
P-142	53	63	PVC	120	-1,11	0,42	5	N 123	J-124
P-143	43	63	PVC	120	0,78	0,29	3	J-124	N 104
P-144	80	110	PVC	120	6,89	0,85	10	N 96	J-125
P-145	42	110	PVC	120	5	0,62	6	J-125	N 100
P-146	50	63	PVC	120	-1,89	0,71	14	J-124	J-125
T 159	41	63	PVC	120	0	0	0	N 128	N 129
T 160	28	63	PVC	120	-0,4	0,15	1	N 129	N 3
T 161	55	63	PVC	120	-0,1	0,04	0	N 127	N 130
T 162	23	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 130	N 124
T 164	26	63	PVC	120	-0,1	0,04	0	N 125	N 131





Label	Length	Diameter (mm)	Material	C Hazen- Williams	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Hf (m/km)	Start Node	Stop Node
T 165	56	63	PVC	120	0,1	0,04	0	N 131	N 126
T 167	22	63	PVC	120	0,4	0,15	1	N 129	N 130
T 168	23	63	PVC	120	0,2	0,08	0	N 130	N 131

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Con los criterios definidos para el dimensionamiento de las válvulas reductoras de presión se determina que la válvula reductora de presión será de D=3" (caudal máximo recomendable 18,24 l/s), el caudal de la reductora es de 15,42 l/s

Ver Mapa IGP 003_Planta_General_Agua_Potable_A1.

6.3.2.3 Diseño de la red interna de agua potable de las edificaciones

El diseño de las redes de distribución interna de agua potable de las diferentes edificaciones de los campamentos Operación y Construcción se realiza con la ayuda del paquete informático CYPE. A continuación se presenta los criterios que emplea el software mismos que fueron homologados con la Norma Ecuatoriana NEC 2011.

El objetivo fundamental en el diseño de las redes de distribución interna es hacer llegar el agua a cada punto de consumo de la edificación en condiciones óptimas estos es cantidad y presión.

El problema puede abordarse desde dos puntos de vista diferentes:

- Diseño: suele ser el caso más habitual, en el que a partir de una serie de datos de consumo y distribución de los mismos, se desea obtener los diámetros adecuados de las conducciones de agua.
- Comprobación: a partir de una red ya diseñada, se desea conocer si cumple con las limitaciones de diseño impuestas o consideradas a juicio del técnico.

Tanto si se desea diseñar como si lo que se quiere es comprobar, es necesario tener en cuenta las siguientes pautas:

- a) Las condiciones de llegada del agua a los puntos de consumo: es necesario respetar una serie de condicionantes, como presiones en los consumos y velocidad del agua en las tuberías.
- b) Facilidad de construcción: la utilización de materiales, diámetros y otros elementos fácilmente disponibles en el mercado, que se ajusten a las normas tanto en dimensiones como en comportamiento.
- Mantenimiento: es fundamental conseguir un buen funcionamiento de la red para evitar un excesivo y costoso mantenimiento correctivo, facilitando el mantenimiento preventivo.
- d) Economía: La red debe tener un costo razonable evitando en lo posible





sobredimensionar.

Una vez definido los objetivos y los preceptos para lograrlos se procede a realizar los diseños, para lo cual se tiene como insumo fundamental el proyecto arquitectónico de cada estructura y/o edificación

Información previa

Condiciones del suministro

El programa permite realizar el cálculo de una red de dos maneras:

- a) A partir de una presión de acometida dada, que debe ser introducida por el usuario.
- b) Permitiendo que el programa dé como resultado la presión necesaria en acometida que garantice el correcto funcionamiento de la red.

El diseño de las edificaciones se realizó partiendo de la presión en la acometida, puesto que en el diseño de las redes de distribución se definió las presiones en los diferentes nudos, como criterio se adoptó la presión más desfavorable para estructuras que se repiten en los campamentos

Simultaneidad en los consumos

El cálculo hidráulico de la red de fontanería se puede realizar acumulando los caudales brutos definidos en los consumos, o bien aplicando coeficientes de simultaneidad.

Para los aparatos dentro de una vivienda, el coeficiente de simultaneidad viene dado por la siguiente expresión:

$$K_{s} = \frac{1}{(n-1)^{1/2}}$$

En donde:

K_s Coeficiente de simultaneidad

n número de puntos de consumo (aparatos)

Este coeficiente puede multiplicarse por otro valor de corrección que está en función del tipo de estructura (el coeficiente de simultaneidad de una vivienda difiere del de una batería de baños del comedor, por ejemplo).

Previo a realizar el diseño se realizó una correlación entre el valor de corrección del programa CYPE y el coeficiente de simultaneidad que se utiliza en la norma brasileña, obteniendo los siguientes valores:

Tabla 6- 33: Correlación entre Valor de Corrección y Coeficiente de Simultaneidad

Valor de Corrección CYPE	Coeficiente de Simultaneidad N. Brasileña
1,25	0,25
1,50	0,30
1,40	0,35
2,00	0,40





Valor de	Coeficiente de
Corrección CVDE	Simultanoidad N
2,25	0,45
2,50	0,50
2,75	0,55
3,00	0,60
3,25	0,65
3,50	0,70
3,75	0,75
4,00	0,80
4,25	0,85
4,50	0,90
4,75	0,95
5,00	1,00

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Para el diseño de las estructuras se adoptó los siguientes valores de corrección:

Tabla 6-34: Valores de Corrección asumidos para las edificaciones

Estructura	Valor de Corrección
Villa	1,5
Suites	1,5
Bloque Habitacional	2,5
Oficinas	1,5
Centro de Salud	1,5
Coliseo	2,5
Comisariato y Lavandería	2,5
Casino	1,5
Piscina	2,5
Cocina Comedor	2,5
Bomberos Guardianía	1,5
Dormitorios Personal	1,5
Talleres	1,5
Centro de Convenciones	2,5
Gimnasio	1,5

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Criterios de Diseño

La norma NEC-2011 establece que la infraestructura interior para el suministro de agua en edificaciones debe cumplir con los siguientes requisitos:





- Caudal, presión y diámetro en viviendas: Para el funcionamiento adecuado de los aparatos sanitarios, se deberá dimensionar la red interior tal que, bajo condiciones normales de funcionamiento, provea los caudales instantáneos mínimos y a las presiones dadas en la siguiente tabla.
- Incrementar el caudal instantáneo 1,67 veces cuando el aparato sanitario seleccionado se diseñe para uso público.
- Considerar como caudal instantáneo mínimo de agua caliente el 67% del caudal instantáneo mínimo de agua fría, en aquellos aparatos que corresponda uso de agua caliente.
- Toda unidad de consumo y muebles sanitarios deberán proveerse por lo menos de una llave de corte. Deben instalarse las llaves de corte necesarias para facilitar las reparaciones en el sistema.
- Para los diámetros de acople de otros aparatos sanitarios, referirse a la norma ASMEA112.19.5.

Tabla 6- 35: Demanda de caudales, presiones y diámetros en aparatos de consumo

	Caudal	Presión		
Aparato sanitario	Instantáneo Mínimo	Recomendada	Mínima	Diámetro mm
Bañera / tina	0,30 l/s	7 mca	3 mca	20
Bidet	0,10 l/s	7 mca	3 mca	16
Calentadores / calderas	0,30 l/s	15 mca	10 mca	20
Ducha	0,20 l/s	10 mca	3 mca	16
Fregadero cocina	0,20 l/s	5 mca	2 mca	16
Fuentes para beber	0,10 l/s	3 mca	2 mca	16
Grifo para manguera	0,20 l/s	7 mca	3 mca	16
Inodoro con depósito	0,10 l/s	7 mca	3 mca	16
Inodoro con fluxor	1,25 l/s	15 mca	10 mca	25
Lavabo	0,10 l/s	5 mca	2 mca	16
Máquina de lavar ropa	0,20 l/s	7 mca	3 mca	16
Máquina lava vajilla	0,20 l/s	7 mca	3 mca	16
Urinario con fluxor	0,50 l/s	15 mca	10 mca	20
Urinario con llave	0,15 l/s	7 mca	3 mca	16

Fuente: Norma NEC-2011 Elaboración: ACOTECNIC

Velocidades

Un criterio importante para el dimensionamiento de redes internas de edificaciones es la velocidad, la bibliografía recomienda velocidades máximas de 2,5 m/s, pero este criterio no es del todo aplicable dado que con estas velocidades las pérdidas unitarias son elevadas lo





que disminuye la ostensiblemente la carga disponible y por ende las condiciones de servicio.

Otros autores recomiendan que las velocidades en tuberías no deben superar el valor que viene dado por la expresión:

$$V = 14 \sqrt{D}$$

En donde:

V= velocidad en m/s

D= diámetro nominal en metros.

El programa permite editar los límites de velocidad que se utilizarán para realizar comprobaciones y dimensionar. La velocidad máxima de diseño asumida es de 2 m/s.

Presiones en los consumos

Cuando se diseña una red, es necesario asegurar en los puntos de consumos una presión disponible mínima.

También se debe limitar el valor máximo de la misma, ya que el exceso de presión podría provocar roturas en las tuberías, este se descarta puesto que las redes de distribución de los campamento ya regulan las presiones máximas.

El rango normal de presiones disponibles en nudos de consumo en un edificio oscila entre los 10 y los 50 mca, aunque estos valores pueden venir determinados en gran medida por las necesidades de cada tipo de consumo.

Tuberías

El funcionamiento de una red en un edificio depende en gran medida del tipo y diámetro de las tuberías empleadas.

Materiales

Determinan la rugosidad superficial del tubo con la que se va a encontrar el agua. Una mayor rugosidad del material implica mayores pérdidas en el tramo. Se suele expresar en milímetros. Éstos son los valores habituales en proyecto de la rugosidad absoluta:

Tabla 6-36: Valores de Rugosidad Absoluta

Valores habituales de rugosidad absoluta (mm)
0,030
0,042
0,030
0,020
0,020
0,030
0,010

Fuente: CYPE Ingenieros Elaboración: ACOTECNIC





Las redes de distribución de las diferentes edificaciones se modelaron con tuberías de PVC.

Cálculo

Una vez obtenidos los datos de partida, se procede al cálculo de la red, de acuerdo con los tipos de redes, diámetros, elementos intercalados, caudales demandados y presiones de suministro. Para ello el programa CYPE emplea la formulación que se detalla a continuación.

Formulación tuberías

Para resolver los segmentos de la red se calculan las caídas de altura piezométrica, entre dos nudos conectados por un tramo, con la fórmula de Darcy-Weisbach:

hp =
$$f * \frac{8 * L * Q^2}{\pi * g * D^5}$$

En donde:

hp: Pérdida de carga (mca.)

L: Longitud resistente de la conducción (m)

Q: Caudal que circula por la conducción (m3/s)

g: Aceleración de la gravedad (m/s2)

D: Diámetro interior de la conducción (m)

El factor de fricción f es función de:

a) El número de Reynolds (Re)

Representa la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas viscosas en la tubería. Cuando las fuerzas viscosas son predominantes (Re con valores bajos), el fluido discurre de forma laminar por la tubería. Cuando las fuerzas de inercia predominan sobre las viscosas (Re grande), el fluido deja de moverse de una forma ordenada (laminar) y pasa a régimen turbulento, cuyo estudio en forma exacta es prácticamente imposible.

Cuando el régimen es laminar, la importancia de la rugosidad es menor, respecto a las pérdidas debidas al propio comportamiento viscoso del fluido, que cuando es régimen turbulento, donde, por el contrario, la influencia de la rugosidad se hace más patente.

b) La rugosidad relativa (ε/D)

Traduce matemáticamente las imperfecciones del tubo. En el caso del agua, los valores de transición entre los regímenes laminar y turbulento para el número de Reynolds se encuentran en la franja de 2000 a 4000, calculándose como:

$$Re = \frac{V * D}{v}$$

En donde:

V: La velocidad del fluido en la conducción (m/s)

D: El diámetro interior de la conducción (m)

v: La viscosidad cinemática del fluido (m2/s)

En edificios no se permite el flujo laminar en las tuberías, y para el cálculo en régimen





turbulento del factor de fricción se podrán utilizar dos fórmulas:

c) Colebrook-White

Mediante un cálculo iterativo, da un resultado exacto del factor de fricción.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log\left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}}\right)$$

d) Malafaya-Baptista

La formulación es muy similar a la de Colebrook-White, pero evita las iteraciones en el cálculo, mediante una aproximación.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log\left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re(0.4894Re^{-0.11}) + 0.18Re^{-0.095}\left(\frac{\varepsilon}{D}\right)^{0.6}}\right)$$

En donde:

f: Factor de fricción

ε: Rugosidad absoluta del material (m)

D: Diámetro interior de la conducción (m)

Re: Número de Reynolds

Como parámetro se necesita los datos de la viscosidad cinemática del fluido, 1.010e-6 m2/s para el agua fría y 0.478e-6 m2/s para el agua caliente.

Dimensionamiento

Al dimensionar, el programa CYPE tratará de optimizar y seleccionar el diámetro mínimo que cumpla todas las restricciones (velocidad, presión), y en caso de que se haya elegido la opción de velocidad óptima, serán seleccionados aquellos diámetros que garanticen que la velocidad del fluido en ellos se aproxime más a la óptima.

Para iniciar el dimensionado, se establece el diámetro de cada uno de los tramos al menor de la serie del material asignado.

Hay que hacer notar que no se alterará durante el dimensionado el material del tramo, ya que las variaciones en el material empleado en una obra suelen ser limitaciones impuestas al diseño por factores externos o normas.

El tramo que se encuentra en peores condiciones, es decir, cuya desviación sobre los límites de velocidad es la mayor, se modifica de la siguiente forma:

- Si la velocidad del fluido es mayor que el límite máximo, se aumenta el diámetro.
- Si la velocidad del fluido es menor que el límite mínimo, se disminuye el diámetro.

Una vez que los tramos cumplen estas condiciones, se comprueba si existen nudos que no cumplan con las condiciones de presión máxima y mínima. En caso de existir, se modificará el diámetro de las conducciones más cargadas, es decir, aquellas con una pérdida de carga unitaria mayor.





Unidades

El programa solicita los datos en una serie de unidades, si bien internamente utiliza las unidades requeridas por la formulación. Estas son las unidades empleadas:

•	Caudal	l/s
•	Diámetro	mm
•	Velocidad	m/s
•	Presión	mca
•	Temperatura	٥С
•	Longitud	m

En la siguiente figura se advierte la modelación de la red interna de una de las estructuras en el entorno del programa CYPE.

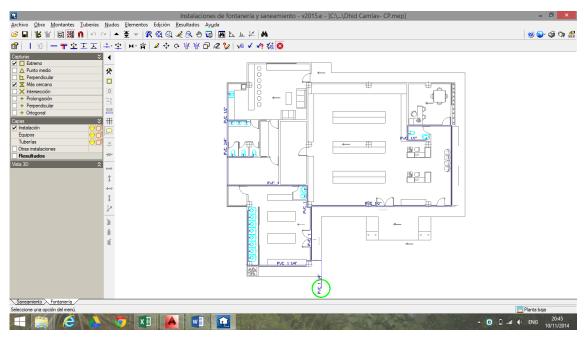


Figura 6-70: Modelo de cálculo de una edificación en el CYPE

Fuente: CYPE Ingenieros Elaboración: ACOTECNIC

6.3.3 Diseño del sistema de saneamiento

Campamentos operación y construcción

El sistema de saneamiento que se proponen para los campamentos están constituidos por:

- Redes de alcantarillado sanitario, y
- Plantas de tratamiento de aguas residuales.

Las tuberías que forman parte de la red de alcantarillado sanitario tendrán como diámetro mínimo 300 mm y el material empleado será el PVC, la ubicación de esta infraestructura será en los retiros de las vías, porque facilita las actividades de operación; cada edificación planificada contará una conexión domiciliaria.

Los campamentos tendrán plantas de tratamiento de aguas residuales individuales para 250 y 5000 personas respectivamente, los efluentes de las plantas de tratamiento se dispondrán





en los cursos naturales de agua que se encuentran más próximos (quebrada de Sunkants y s/n respectivamente).

6.3.3.1 Diseño de las redes de alcantarillado sanitario

Previo a realizar el dimensionamiento de la red se realiza una breve reseña de los criterios y parámetros de diseño que regirá el estudio.

Caudales de diseño

El caudal de aguas residuales está constituido por aguas domésticas, aguas industriales, comerciales, institucionales, infiltración e ilícitas; para cada uno de estos caudales se plantea los siguientes parámetros de diseño:

Caudal medio de aguas residuales domésticas (gar)

Corresponde a la aportación del caudal medio diario, el mismo que se puede obtener en base al consumo medio de agua potable, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$q_{AR} = \frac{K * P * D}{86400}$$

En donde:

qar Caudal medio de aguas residuales domésticas (I/s)

K Coeficiente de retorno de agua de abastecimiento a la red de alcantarillado

D Dotación per cápita de agua potable 200 l/hab/día

P Población aportante

• Coeficiente de retorno (K)

Este coeficiente considera que no toda el agua consumida retorna al alcantarillado, en el presente proyecto se utilizará un Coeficiente de retorno de 0,80

Caudal máximo horario de aguas residuales. (QMar)

El diseño de un alcantarillado sanitario deberá efectuarse con el caudal máximo horario, el mismo que se obtiene multiplicando el caudal medio de aguas residuales Qar por un factor de mayoración M que varía en forma inversa con la población o en forma inversa con el caudal.

$$Q_{Mar} = M \cdot q_{ar}$$

Factor de Mayoración

En ausencia de valores estadísticos, se pueden emplear ecuaciones empíricas para la obtención del factor de mayoración, para el presente proyecto se utilizará la ecuación de Harmon.

$$M = 1 + \frac{14}{4 + P^{0.5}} = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

Siendo P la población en miles





Caudal de Infiltración. (Qinf) (I/s)

Se produce por el ingreso a través de las uniones entre tramos de las tuberías, fisuras en los conductos y en los pozos de revisión, del agua que se encuentra por debajo del nivel freático del suelo.

Considerando que en el proyecto se instalará tuberías de PVC, se ha considerado como caudal de infiltración 1 l/s/km.

Caudal de Aguas Ilícitas o conexiones erradas. (Qili)

Para el caso de los sistemas de alcantarillado sanitario, se considera un caudal por concepto de conexiones ilícitas. Qili = 80 l/hab/día, valor establecido para el presente proyecto.

Caudal de diseño para alcantarillado sanitario. (Qsan)

Se calcula con la expresión:

$$Q_{san} = Q_{Mar} + Q_{inf} + Q_{ili}$$

En cualquier caso (especialmente en los tramos de cabecera), se adopta un caudal mínimo de diseño de 2,2 l/s; correspondiente al que se produce por la descarga de un inodoro.

Tiempo de concentración

El tiempo de concentración está compuesto por el tiempo de entrada (te) o tiempo de concentración inicial y el tiempo de recorrido (tr) en el colector, el tiempo de entrada corresponde al tiempo requerido para que la escorrentía llegue al sumidero del colector, mientras que el tiempo de recorrido se asocia con el tiempo de viaje o tránsito del agua dentro del colector, este parámetro varía de 3 a 20 minutos.

$$t = t_e + t_r$$

<u>Tiempo de concentración inicial.</u>

Para el presente proyecto se adopta un tiempo de concentración de 10 minutos, el cual es el tiempo estimado que tardaría una partícula de agua desde el punto más alejado hasta el sumidero más próximo

Tiempo de recorrido.

En cuanto al tiempo de recorrido, este se irá determinando conforme se avance en el diseño de las redes y subredes, mediante la expresión:

$$t_r = \frac{1}{60} \sum \frac{L_i}{V_i}$$

En donde:

tr: = tiempo de recorrido del agua (min)

Li = Longitud del colector (m)

Vi = Velocidad en el colector (m/s)

El trazado de las redes de alcantarillado se lo realiza por los retiros de las estructuras planificadas, es decir, esta infraestructura no se ha previsto implementar en las vías de los





campamentos lo que mejora las condiciones operativas y de mantenimiento del sistema, el trazado vertical de las redes se lo realizará paralelo al perfil natural del terreno (en lo posible).

La profundidad a la que se ha proyectado las redes debe garantizar las cotas de servicio de las estructuras, considerando que no es conveniente profundizar la infraestructura puesto que los costos se incrementan en forma proporcional con la profundidad.

En las siguientes figuras se presentan los trazados de las redes de alcantarillado y la ubicación de las plantas de tratamiento de aguas residuales.



Figura 6- 71: Trazado de la red de alcantarillado del campamento operación Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC





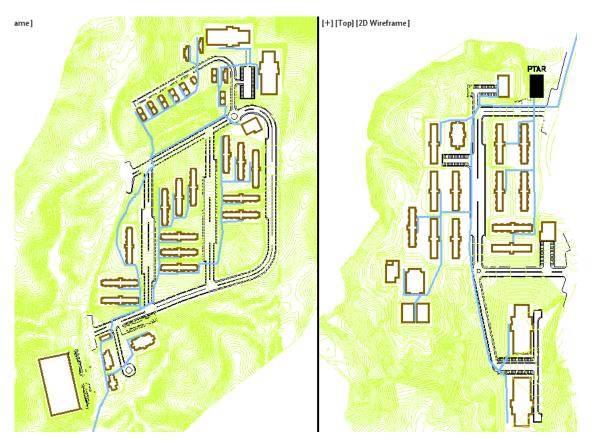


Figura 6-72: Trazado de la red de alcantarillado del campamento de la etapa de construcción

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Para el diseño de la red de colectores de alcantarillado sanitario se elaboró una hoja de cálculo, misma que contiene todos los criterios y parámetros de diseño descritos en la presente memoria, en el anexo 2 se presenta el dimensionamiento.

Ver Mapa IGP 004_Plano_General_Alcantarillado_Sanitario

6.3.3.2 Diseño de las plantas de tratamiento de aguas residuales

Planta de tratamiento de aguas servidas para el campamento de operación

Considerando las características del proyecto, es conveniente utilizar un sistema de bajo costo que permita eliminar la mayor cantidad de materia orgánica de las aguas residuales, para lo cual se propone un sistema de *fosa séptica – filtro anaerobio* como sistema de tratamiento, lo que permitirá cumplir con los parámetros de descarga que establece la legislación vigente, este sistema poses las siguientes características:





- Será construido en hormigón.
- No requiere de personal especializado para su operación y mantenimiento.
- Se requiere de poco espacio para su construcción.
- No requiere de elementos electromecánicos para su funcionamiento, opera automáticamente, aprovechando las características topográficas del terreno.
- Debido a la separación de sólidos que se realiza en la Fosa Séptica es poco probable que se presenten problemas de colmatación en el tratamiento posterior a través del Filtro Anaerobio, lo cual permite una mejor distribución del flujo y consecuentemente una mayor eficiencia de depuración.
- Debido a que el proceso es completamente anaerobio, existe poca producción de lodos en el filtro, lo que nos evita problemas de manejo o gestión de lodos.
- Es muy resistente a sobrecargas.

Principios de funcionamiento

El funcionamiento del sistema de tratamiento se basa en un principio natural, toda sustancia orgánica susceptible a ser degradada por microorganismos que se encuentran en la naturaleza, puede ser llevada a condiciones en las cuales estos mismos microorganismos realicen esta labor, pero con mayor eficiencia y evitando daños a la población y al medio ambiente.

La digestión anaerobia, se puede definir como un proceso bacteriano con ausencia de oxígeno, en el cual la materia orgánica es transformada en una mezcla de gases, en la que predominan principalmente el metano y dióxido de carbono.

La Fosa Séptica es un sistema ampliamente probado como un pretratamiento eficaz, que ayuda a eliminar los sólidos suspendidos y las grasas que se encuentran en el efluente; en esta unidad se produce la sedimentación de sólidos suspendidos, los que precipitan al fondo y son sometidos a un proceso de degradación, transcurrido el periodo de diseño estos lodos serán extraídos y evacuados a sitios de recepción.

El Filtro Anaerobio es una fase en la que se realiza un proceso biológico de depuración en ausencia de oxígeno, para un adecuado funcionamiento se consigue una alta concentración de biomasa en el interior del mismo, lo cual se consigue bajo el mecanismo de adhesión de microorganismos a un medio de soporte, formando una película biológica. Los microorganismos se retienen en el reactor, durante un largo período de tiempo.

La elevada concentración de microorganismos dentro del reactor permite que puedan alcanzarse bajos tiempos de retención hidráulica, altas eficiencias y rendimientos significativos en la producción de biogás.

Es importante que el medio filtrante posea una alta superficie específica y una amplia relación de vacíos, que permita una mayor superficie de contacto entre la capa biológica y el agua residual.

Debido a que la digestión anaerobia es un proceso biológico, es necesario considerar factores que intervienen en el funcionamiento de un sistema de este tipo:





- El rango óptimo de pH, que indica la intensidad de acidez y de alcalinidad en las aguas, está entre 6.8 y 7.5, pero el proceso aún ocurre satisfactoriamente en el rango de 6.0 y 8.0.
- La temperatura incide en la actividad biológica, valores entre 15° y 40° C. permiten que se realice el proceso de digestión, mientras se cuente con temperaturas más cercanas al valor más alto, aceleran el proceso de degradación.
- La alcalinidad es un indicador que permite determinar la capacidad que posee un agua determinada para neutralizar un ácido, lo cual garantiza que el sistema se está protegiendo contra fluctuaciones de pH

Diseño del sistema de tratamiento.

La fosa séptica será diseñada en dos compartimientos, ya que proporcionan una mejor eliminación de los sólidos en suspensión, razón por la cual se adopta esta alternativa.

La capacidad es uno de los factores más importantes en el diseño, una adecuada capacidad permite operar con seguridad y permite periodos más largos.

Las unidades de tratamiento de aguas servidas han sido instaladas de tal forma de evitar que sean afectadas por las zonas de inundación, para ello se han de construir plataformas que permitan evitar este inconveniente, tal como lo detallan los planos respectivos.

Criterios de diseño.

1. Fosa séptica

Los principales factores que se han considerado al fijar la capacidad de la fosa séptica son los siguientes:

- a) El caudal medio diario de aguas residuales
- b) El tiempo de retención del agua residual dentro de la fosa, que generalmente se recomienda sea de 24 horas. Sin embargo existen algunos criterios que permiten, en algunos casos, reducir el periodo de retención.
- c) El espacio necesario para la acumulación de lodos.
- d) El espacio necesario para la acumulación de natas.
- e) El área total de las aberturas entre las cámaras debe estar entre el 5% y el 10% de la sección transversal útil de la fosa séptica.
- Dispositivo de entrada

Una te ventilada de entrada deberá proporcionarse para desviar el agua residual entrante hacia abajo.

El ramal inferior deberá penetrar en el tanque, como mínimo 8 cm arriba del nivel de líquido en el tanque para permitir una elevación momentánea del nivel del líquido durante la descarga del agua residual de la fosa séptica. Este ramal se hará penetrar en la masa líquida unos 30 cm con el fin de que la capa de nata no obstruya la boca del tubo de entrada.

Dispositivo de salida

El dispositivo de salida retendrá las natas en el tanque, pero al mismo tiempo, limitará cantidad de lodo que puede acomodarse sin ser arrastrado, lo cual provocaría descarga de lodo el efluente del pozo. El dispositivo de salida será una tee ventilada, cuyo ramal inferior





empezará al mismo nivel del líquido y será importante que penetre lo suficiente (40 cm) bajo el líquido para proporcionar un balance entre el volumen de almacenamiento de lodos y las natas.

Parámetros generales recomendados por la norma Brasileña para el diseño de Filtros Anaerobios

- El lecho filtrante en lo posible deberá tener una altura de 1,30 m, este criterio tiene su fundamento debido a que ha sido demostrado en muchos trabajos de investigación, que por encima de 1 m de altura del material filtrante, las eficiencias en la eliminación de materia orgánica no mejoran sustancialmente. El material filtrante debe tener una granulometría lo más uniforme posible, pudiendo variar entre 50 y 80 mm.
- La profundidad útil (h) del Filtro Anaerobio se recomienda sea de 1.80 m, sin embargo, este puede variar un poco de acuerdo a las necesidades.
- El dispositivo de salida consistirá en cuatro tuberías de 4" de diámetro las cuales bajarán hasta el fondo falso del Filtro distribuyendo el caudal en 4 puntos distintos del fondo del Filtro, los cuales fueron seleccionados para darle una mejor cobertura a toda la capa filtrante, evitando así problemas de cortocircuitos.
- Dispositivos de control y limpieza del sistema

Todo tratamiento biológico cuenta con una producción de lodos, en los sistemas anaerobios esta producción es mínima, sin embargo es necesario disponer de dispositivos que permitan su evacuación, en el momento que se considere apropiado para garantizar el buen funcionamiento del sistema; el sistema propuesto cuenta con pozos de visita que permitirán cumplir la extracción de esos lodos. Estos pozos están dotados con tuberías de descarga que están conectadas al fondo de cada una de las secciones del sistema, lo cual permitirá obtener la mayor carga hidrostática disponible para el empuje del lodo que suele acumularse en el fondo; el lodo purgado podrá ser evacuado hasta sitios apropiados para su deshidratación.

Para el caso particular del pozo correspondiente al «Filtro», además de contar con los dispositivos ya descritos, está dotado de tuberías de 3/4" de diámetro conectadas a diferentes cotas del «Filtro», esto nos permitirá obtener muestras de agua a diferentes alturas controlando así la eficiencia del « Filtro» en todo su espesor, así como el poder detectar a tiempo problemas de funcionamiento.

Limpieza

El sistema de tratamiento deberá limpiarse antes de que se acumule demasiado lodo o natas. Si el lodo o las natas se acercan mucho al dispositivo de salida, estos serán arrastrados fuera de la misma, provocando problemas de atascamiento en el Filtro, lo que afectaría el buen funcionamiento del sistema; por lo tanto, se hace necesario llevar a cabo una inspección periódica de los niveles de acumulación de lodos y natas en el sistema.

La inspección tendrá como objetivo determinar lo siguiente:





La distancia desde el fondo de la nata al extremo inferior del tubo de conexión.

El espesor de la capa de lodo acumulada en el primer compartimiento.

• Frecuencia de inspección

El sistema de tratamiento deberá inspeccionarse cada 6 meses.

Otras recomendaciones

Para lograr un funcionamiento estable, lo más rápido posible en el sistema, es recomendable la introducción de 100 a 150 litros de lodo proveniente de otras fosas sépticas, o en ausencia de estas, estiércol diluido en agua o una misma cantidad de suelos ricos en humus.

Si durante la operación ya estabilizada del sistema continúa produciendo malos olores habrá que introducir cal a la Fosa Séptica, con el fin de reducir la acidez del agua residual y mejorar el desarrollo de la digestión anaerobia.

La limpieza del sistema podrá realizarse por medio de tubos de descarga que están localizados en los pozos, estos tubos de descarga podría permanecer cerrados con tapones roscados. La extracción de lodos podrá hacerse por medio de cubetas.

Las instalaciones del sistema estarán provistas de cerramientos adecuados que eviten la circulación de personas o animales en los alrededores.

Diseño de la planta de tratamiento

Fosa séptica

Tabla 6-37: Diseño de Fosa Séptica: Campamento Operación

COMPONENTE	SÍMBOLO	ECUACIÓN	UNIDAD	VALOR
Caudal medio diario	Q		l/s	0.92
caudal máximo horario	Qmax		l/s	1.29
caudal máximo diario	Qmd		l/s	1.20
Volumen de la fosa	V	$V = (4252 + 0.75 \times Q) \times Th$	m3	40.88
Tiempo de retención	Th		días	0.50
Carga DBO5	DB		Kg/día	22.50
Carga de sólidos	DS		Kg/día	31.50
Remoción DBO5	RB		%	0.25
Remoción Sólidos	RS		%	0.65
DBO5 de ingreso	CO i		mg/l	283.23
DBO5 de salida	CO f		mg/l	212.42
Producción de fango primario	SP	SP = DS * RS	Kg/día	20.48
Concentración de fango primario	Ci		%	0.03
Peso específico de fango	Р		Kg/m3	1015.00
Volumen de fango primario	Qf	Qf = SP/(CI*P)	m3/día	0.67
Sólidos volátiles en fango primario	Svp	Svp = (Vp * SP)	Kg/día	15.36
Porcentaje de sólidos volátiles	Vp			0.75
Sólidos suspendidos remanentes	SSr	SSr = [DS - Svp]	Kg/día	16.14
Vol. solido suspendido remanente	Vssr	Vssr = SSr/(CI*P)	m3/día	0.53
Velocidad ascensional	Va	recomendada	m/h	2.40
Área de la fosa séptica	Af	Af = Q / Va	m2	33.12





COMPONENTE	SÍMBOLO	ECUACIÓN	UNIDAD	VALOR
Altura de la fosa	Н	H = V / Af	m	1.71
Longitud de la fosa	L	L = 2 x E	m	7.50
Ancho de la fosa	E	E = [(A/2)(1/2)]	m	4.50
	POZO DE	FANGOS		
Inclinación de la solera	j			0.30
Altura de pozeta	h			0.60
Volumen de pozo de fango	Vf	Vf = (L x E x j x h)	m3	10.13
Tiempo de acumulación de fango	Tf	Tf = Vf / Vssr	días	19.00

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Filtro anaerobio

Tabla 6-38: Diseño de Filtro Anaerobio Campamento Operación

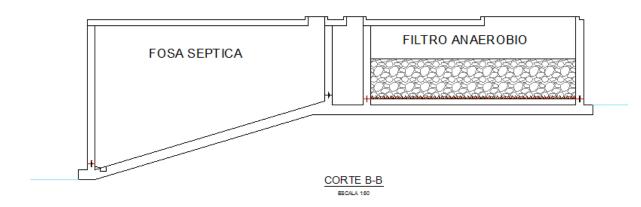
COMPONENTE	SÍMBOLO	ECUACIÓN	UNIDAD	VALOR
Volumen de vacíos de lecho	Va		%	0,55
Caudal medio diario	Q		l/s	0,92
caudal máximo horario	Qmax		l/s	1,29
caudal máximo diario	Qmd		l/s	1,20
Volumen del reactor	Vr	$Vr = (Q \times Th)$	m3	34,44
Tiempo de retención	Th		horas	8,00
Carga DBO5	DB		Kg/día	16,88
Carga de sólidos	DS		Kg/día	11,03
Remoción DBO5	RB		%	0,90
Remoción Sólidos	RS		%	0,90
DBO5 de ingreso	COi		mg/l	212,42
DBO5 de salida	CO f		mg/l	21,24
Altura del filtro	hf		m	1,21
Altura sobrenadante	hn		m	0,30
Área del filtro	Ar	Ar = Vr / hf	m2	28,46
Longitud del filtro	L	L = 2 x E	m	6,70
Ancho del filtro	Е	E = [(A/2)(1/2)]	m	4,50
Velocidad superficial	Vs	Vs = Qmax / Ar	m/h	0,16
		Thf = $(Vr x Va) + (hn)$		
Tiempo de retención final	Thf	x Ar)	hora	6,38
		Ef = 100 x [1 - (0,30		
Eficiencia del filtro	Ef	/ Thf)]	%	95,30

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

En la Figura 6- 73 se observa la planta de tratamiento propuesta para el campamento de operación.







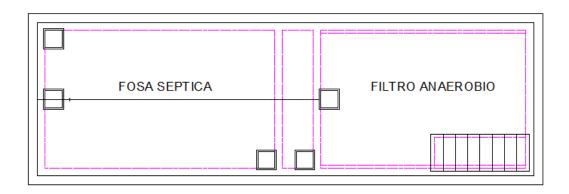


Figura 6- 73: Planta de tratamiento de aguas residuales Campamento Permanente

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales para el campamento de construcción

El estudio describe el funcionamiento de cada uno de los componentes de la Planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR), asimismo se ilustran los parámetros y normas de diseño, tomados como base para el desarrollo del proyecto y sus respectivos cálculos, obteniendo como consecuencia los planos arquitectónicos de la PTAR.

Fundamentos básicos

Los contaminantes biodegradables de las aguas residuales pueden ser tratados mediante diferentes procesos, tales como físicos, químicos y biológicos, o una combinación de ellos, con los cuales se logra tener un agua tratada libre de contaminación. En esta combinación de procesos, los contaminantes son degradados mediante procesos en los que los microorganismos aceleran la descomposición de la materia orgánica. Estos microorganismos utilizan dicha materia orgánica como alimento para crecer y para su metabolismo de mantención.

Normalmente, los tratamientos de las aguas residuales se llevan a cabo en tres etapas básicas:





- Primero se realiza un tratamiento primario en el cual se eliminan los sólidos gruesos de las aguas.
- Posteriormente, el efluente proveniente de la primera etapa pasa al tratamiento secundario, en el que se reduce la cantidad de materia orgánica por la acción de bacterias.
- Finalmente, de ser necesario, el efluente puede pasar al tratamiento terciario, el cual se usa para eliminar los nutrientes como fosfatos, nitratos, sales, materia orgánica persistente, etc.

En este estudio se especificarán los tratamientos primario, secundario, de desinfección y procesamiento de lodos, debido a que son los más importantes para este tipo de aguas residuales domésticas.

Se analizarán los posibles equipos que se pueden instalar para todos los procesos. Es importante recalcar que se hace la elección del tipo de tratamiento, en función de las necesidades y características del efluente.

Es por esto que en este caso se ha elegido un sistema de tratamiento MBBR (Reactor biológico de lecho móvil)

Descripción del sistema de tratamiento

El sistema de tratamiento de aguas residuales constará de cuatro etapas:

- Pre-Tratamiento (Canal Rejilla donde se retendrán sólidos gruesos y medianos que ingresan al sistema)
- Tratamiento Principal (Tanque Aireado y Clarificador)
- Digestión de Lodos (digestor aeróbico o reactor secundario)
- Filtración terciaria (filtro de grava ascendente)

En este documento se presentan las características de cada una de las etapas mencionadas, los parámetros de operación y los factores más importantes de cada una.

El porcentaje de tratamiento que se logra en cada etapa de este diseño, garantiza el cumplimiento de las regulaciones medioambientales vigentes, tanto para la calidad de la descarga, como para control de olores y ruidos.

Consideraciones y diseño de los componentes del sistema.

Para el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales se tiene un caudal de 400 m3/día, que corresponde a una población de 2500 habitantes, es decir, la mitad de la población total que habitará en el campamento temporal.

Se consideran además aspectos ambientales como de mantenimiento, lo cuales se citan a continuación:

Areas afectadas directamente y medidas a tomar para mitigar la cercanía de la planta:





- ✓ Por ser la planta de tipo aeróbica no generará gas sulfhídrico o metano, gases que producen un efecto desagradable sobre las zonas próximas.
- ✓ Al contrario, este tipo de plantas (aeróbicas), producen nitrógeno y oxígeno, siendo su olor característico al del césped con hierba recién cortada.
- ✓ No obstante, por prevención ante cualquier evento anómalo, se dan a conocer las medidas a tomar para evitar cualquier generación de olores.

Descripción de Control de Olores

El sistema de aireación cuenta con un exigente monitoreo de operación, en el que los equipos son revisados periódicamente por personal autorizado debidamente capacitado, y calibrados de ser necesario los tiempos, con el fin de permitir que el nivel de oxígeno generado en los tanques sea el óptimo necesario, para que no se produzcan reacciones químicas que provoquen olores perceptibles.

Colocación de Barreras Vegetales

Como una medida de prevención y para mitigar cualquier efecto exógeno, se colocarán barreras vegetales de manera que rodeen el perímetro de la planta de tratamiento, con esto se busca reducir el impacto visual y los olores que pudiesen generarse. De entre las plantas a colocar como barrera vegetal, tenemos plantas trepadoras, como son: veraneras, campanas, peregrinos; se evitará árboles de raíces agresivas, como la acacia, ficus, caucho o bambú.

Adicional, se puso especial énfasis en la climatología del sector. Los aspectos considerados son los siguientes:

Pluviosidad

Temperatura

Viento

Topografía

Generación de Ruido

Consideraciones generales

Para el dimensionamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales se realizaron algunas suposiciones importantes:

El sistema se considera funcionando en estado continuo.

Las propiedades del fluido y la temperatura permanecen constantes.

La velocidad de depuración está controlada por la cinética de los microorganismos.

La velocidad específica de crecimiento de la población microbiana puede ser expresada como una relación del tipo Monod.

El coeficiente de rendimiento de sustrato en células (Y, 5) es constante.

La concentración celular puede ser expresada como SSV.

La concentración de sustrato puede ser expresada como DBO o DQO.





De acuerdo a estas consideraciones generales, se realizará el diseño de cada una de las unidades y equipos, determinando las consideraciones específicas y sus dimensiones.

Manejo final de efluentes

De acuerdo a lo establecido por el equipo técnico, el efluente será dispuesto a un cuerpo de agua dulce, por lo cual debe cumplir con la norma correspondiente establecida en el Texto Unificado de la Legislación Secundaria del Ministerio de Ambiente (TULAS).

Los lodos pueden permanecer el tiempo que se desee en el digestor, siempre y cuando su volumen lo permita, una media a considerarse es el 10% del volumen total (peso seco de los lodos).

Cada vez que se bombee el agua superficial del digestor hacia el tanque aireado, los lodos se comprimirán más por efecto de la presión hasta que llegará un punto, probablemente cuando tengan una concentración del 50%, en que no se liberará agua clara en la superficie. En ese momento el operador del sistema de tratamiento, vaciará el digestor de lodos por medio de un Hydrocleaner o serán enviados a un deshidratador de lodos.

Equipos de aireación

Los equipos de aireación son una parte importante de la planta de tratamiento.

Para este proyecto utilizaremos dos Blower Sutorbilt 4L 20HP los cuales son sopladores que difunden el oxígeno dentro de los tanques y abastecerá a todo el sistema. El aire es descargado debajo de la superficie y por medio de difusores se transformará en burbujas de oxígeno.

Manual de operación y mantenimiento

El manual de operación y mantenimiento indicará como operar eficientemente el sistema, dentro de este documento se detallan los lineamientos para la operación y el mantenimiento mecánico y biológico. También se describen los análisis que se deben realizar en la planta y los procedimientos que se deben seguir para ello.

Inicialmente, es importante destacar una buena calibración y arranque del sistema, para que el funcionamiento sea adecuado, por lo que se dan guías iniciar el sistema.

Es importante verificar que estén todas las conexiones correctamente instaladas, que los switches y la electricidad esté apagada, que no hayan materiales en el interior del tanque, que los aireadores y las bombas estén bien instalados, antes de realizar la puesta en marcha inicial.

La naturaleza del sistema de tratamiento no permite el desarrollo de la eficiencia máxima del mismo inmediatamente después de puesto en operación. Es necesario acumular sólidos residuales y organismos biológicos en suficiente concentración para formar un buen lodo activado, antes que los resultados deseados puedan ser obtenidos.

Descripción de equipos y materiales

La descripción de los equipos es muy importante para poder realizar la construcción de la planta, por lo que se detallan los equipos y materiales que lleva cada unidad de la planta, tales como cañerías, uniones, válvulas, etc.

Descripción general del sistema a desarrollarse





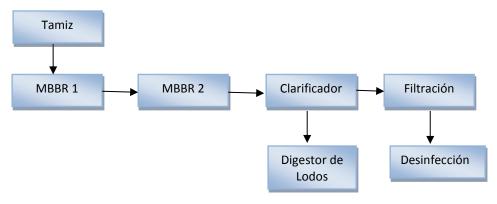
Para el sustento técnico de las instalaciones propuestas, se toma como base la normativa del TULAS (Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente).

Para efectos del diseño que se propone en este documento parámetros característicos de un agua residual urbana común, cuyas principales características son las siguientes:

Efluente proyectado	afluente	efluent	е
DBO5:	350mg/l	< 50	mg/l
Total de Sólidos Suspendidos:	250mg/l	< 50	mg/l
Nitrógeno Kjeldahl	14 mg/l	< 5	mg/l

El sistema seleccionado, por ser considerado el más eficiente para este tipo de tratamientos, es el MBBR (Reactor Biológico de Lecho Móvil) y digestión prolongada de lodos, que se lo pude describir como un proceso en el que por la mayor concentración de licor mezcla se puede lograr una mayor reducción de materia orgánica en un espacio de tanques reducidos, cuyo diagrama de flujo se presenta a continuación:

DIAGRAMA DE FLUJO



Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

La aireación artificial es el elemento que promoverá el desarrollo acelerado de los microorganismos presentes de manera natural en las aguas residuales a tratar. De esta forma a mayor cantidad de bacterias, mayor tratamiento de la materia orgánica debido a los completos procesos de colonización de las mismas.

El mezclado es otro elemento indispensable en el correcto desempeño de un sistema de tratamiento de este tipo, por lo que se han considerado para lograr este objetivo las condiciones necesarias en cada una de las unidades donde habrá aireación.

El proceso biológico se dará en los reactores basados en el concepto MBBR (reactor de biopelícula de lecho móvil) donde portadores plásticos con una biopelícula eliminan las sustancias orgánicas e inorgánicas del agua. El diseño propuesto incluye elementos portadores de biopelícula que se mezclan libremente en el reactor los cuales garantizan el crecimiento del biopelícula.





Contando con los procesos de aireación y mezclado que se darán en las dos unidades del sistema propuesto (Reactor biológico y Digestor de Iodos), se incluye también un Clarificador, elemento donde se separan las aguas claras (tratadas) de los sólidos, los mismos que se reinsertan por medio de bombas neumáticas desde el fondo de la tolva del Clarificador hacia el tanque desde donde provinieron, con la finalidad de que continúen su tratamiento.

Luego de un determinado tiempo en el que los lodos del sistema se han reinsertado al Tanque Aireado desde el clarificador, la concentración de materia orgánica en ellos deja de ser "atractiva" para las bacterias ante los niveles de la misma que traen los lodos que ingresan día a día, por lo que se confina a los lodos que no continúan su digestión en el tratamiento principal (Tanque Aireado) en un digestor de lodos, al que sólo entrará biomasa con un alto grado de reducción previo (45% aproximadamente).

Esta unidad es fundamental para el manejo y la disposición final de los lodos que genera todo tipo de sistema de tratamiento de aguas residuales. Facilita el manejo porque solo requiere purgas una vez cada 6 meses cuando la Planta esté 100% operativa, sino está en esta condición podría prolongarse su primera purga a más de dos años. Facilita la disposición porque de cada 100 kg de materia que ingresan al tratamiento principal del sistema, del digestor solo salen entre 5 y 8 kg de materia estabilizada, compuesta en un 95% de materiales inorgánicos y minerales.

Aplicado el sistema de lodos activados en la manera que se especificará en esta memoria y para este proyecto, los efluentes cumplirán con las normas de descarga estipulados en el Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio de Ambiente.

Pretratamiento

Tamizado estático autolimpiante.

El tamiz estático autolimpiante es una estructura de acero inoxidable 304, que contiene una malla parabólica de acero inoxidable, constituido por filamentos trapezoidales, conocidos como "malla tipo Johnson o "wedge wire, con un ingreso de líquido por la parte superior y una salida por la parte inferior de la caja, después de haber atravesado la malla. Como la malla es una malla de filtración absoluta, ninguna partícula de dimensiones superiores a la de corte podrá pasar y por lo tanto será retenida en la malla.

Dada la forma de la malla, parabólica cóncava, los sólidos retenidos en el primer tercio de malla, van deslizándose malla abajo hasta salir de la misma, parcialmente desaguados y secos. La caída desde la malla hasta el contenedor de sólidos ubicado bajo el tamiz es por gravedad.

La malla tiene abertura aproximadamente 3 mm, lo que permite la retención de cualquier sólido que pueda ocasionar problemas en el tratamiento principal.







Fotografía 6- 4: Tamiz estático

Reactor biológico.

En este tanque se realizará la más importante parte del tratamiento, provisto de aireación proporcionará los niveles de oxígeno óptimos para la propagación del sistema biológico, el cual es el principal causante de la reducción de la materia orgánica proveniente de las aguas residuales.

Al ser este un sistema MBBR en este tanque se dispondrá el medio plástico el cual permite que la concentración de lodos en el tanque sea mucho mayor y con esto lograremos que el tratamiento del agua más eficiente.

El sistema de difusión de aire está compuesto principalmente por dos blowers 4LP de 20HP, suficiente energía que se requiere para dotar de aire y mezclado al tanque y el sistema completo.

Para el diseño de este tanque se han aplicado los criterios comúnmente utilizados para plantas de este tipo, es decir, mínimo un día período de retención, proporcionándonos un margen de seguridad y protegiendo así la planta de tratamiento de cualquier incremento imprevisto en el flujo.

El proceso que se empleará para el tratamiento secundario, es MBBR Reactor Biológico de Lecho Móvil. Por lo tanto se emplean cálculos y fórmulas correspondientes a este proceso, así como se han adoptado valores de ciertas constantes dentro de los rangos establecidos por la literatura consultada.

En este caso se utilizará dos tanques aireados iguales.

Medidas de Cada Reactor Biológico:

Largo: 3,15m.

Ancho: 3,63m.

Altura Total: 3,35m.

Altura Útil: 2,90m.

Volumen aproximado: 33,16m³

Periodo de Retención: 3h58min

Medidas Total Reactores:





Largo: 6,30m.

Ancho: 3,63m.

Altura Total: 3,35m.

Altura Útil: 2,90m.

Volumen aproximado: 66,32m³

Periodo de Retención: 3h58min



Fotografía 6-5: Reactor biológico

Cálculo de volumen.

$$V = l.a.h$$

V = 66.32m3

Se comprueba sus dimensiones con la siguiente expresión:

$$V = \frac{Q \times S_o}{X(F_M)}$$

Donde

So: Concentración de Sustrato en el afluente (DBO5).

Q: Caudal de agua residual afluente.

X: Concentración de sólidos suspendidos totales en el tanque de aireación 3000mg/l

F/M =Relación alimento microorganismo,

$$V = \frac{400^{\,\text{m}^3}\!\!/_{\!\!d} \times 250^{\,\text{mg}}\!\!/_{\!\!l}}{3000^{\,\text{mg}}\!\!/_{\!\!l} \times 0.5026^{\,\text{KgDBO}_{\!5}}\!\!/_{\!\!\text{Kg}_{\text{celulas}} \cdot d}}$$

$$V = 66.32m^3$$





$$66.32m^3 \le 66.32m^3$$
 Sí cumple con el criterio

Tiempo de Retención Hidráulica

Se debe verificar el Tiempo de Retención hidráulico del tanque de aireación:

$$TRH = \frac{V_u}{Q}$$

Donde:

TRH = Tiempo de Retención Hidráulico.

Vu = Volumen útil del tanque de aireación.

Q = Caudal de agua residual afluente.

$$TRH = \frac{66.32m^3}{400^{m^3/d}}$$

$$TRH = 3h58 \min$$

Cálculo de la Carga Másica

$$CM = \frac{S_o Q}{X \times V_r}$$

Donde:

CM = Carga Másica del tanque de aireación.

So = Concentración de Sustrato en el afluente (DBO5).

Q = Caudal de agua residual afluente

X = Concentración de Sólidos Suspendidos en el Tanque de Aireación

Vr = Volumen Real del Tanque de Aireación

$$CM = (250^{mg}/\times400^{mt}) \div (3000^{mg}/\times66.32^{mt})$$

$$CM = 0.50^{kgDBO}/_{kgSSV}$$

Cálculo de la carga volumétrica

$$CV = \frac{S_o Q}{V_r \cdot 1000}$$

Donde:

CV = Carga Volumétrica en el tanque de aireación.

Q = Caudal de agua residual afluente, m3/d

So = Concentración de Sustrato en el afluente (DBO5), mg/l





Vr = Volumen real del tanque de aireación, m3/d

$$CV = \frac{250^{mg}/l \times 400m^3}{66.32m^3 \times 1000}$$

CV= 1.75 KgDBI/m3d

Cálculos de la edad de los lodos en el Tanque aireado

SS en aeracion = SSLM x
$$V = 3000^{mg}/_{t}$$
 x66.32 $m^3 = 198960mg/lt$

Donde:

SSLM= Sólidos Suspendidos en Licor de Mezcla

V= Volumen real del Tanque aireado

SS afluente =
$$Q \times SS = 400^{m3}/_{d} \times 250^{mg}/_{l} = 100000^{mg}/_{l}$$

Donde:

Q = Caudal de entrada, 400m³/d

S = Concentración de Sólidos Suspendidos en el afluente, 250mg/l

$$\theta_c = \frac{SS \ en \ aeracion}{SS \ afluente}$$

Donde:

θc = Tiempo de retención de las células

SS en aireación = Sólidos Suspendidos en el tanque de aireación

SS afluente = Sólidos Suspendidos en el afluente de la planta

$$\theta_c = \frac{198960mg/l}{100000mg/l} = 2d$$

Cálculos de Aireación.

Parámetros de Proceso

Flujo diario 400m3/día

Influente DBO 250mg/l

Influente SST 250mg/l

Temperatura Min. 20°C

Temperatura Max. 32°C

Elevación 650 MSL

• Diseño del Sistema de Aireación

Cálculo AOR





Lb O2/lb DBO: 1.43 kg O2/ kg DBO

Lb O2/lb NH3:4.6 kg O2/kg Nh3

$$AOR = \frac{Q \cdot DBO \cdot 1.43 KgO2 / KgDBO \cdot 2.2 lb / Kg}{1000 mg / g} = 314.60 lbO2 / día$$

Cálculo SOR

SOR=
$$\frac{(AOR)(C_{s20})}{\alpha(\beta C_w - C_I)(1.024^{t-20})}$$

Donde:

$$\alpha = 0.90$$
 $Cw = 7.72$

$$\beta = 1.00$$
 CL = 1.0

Cálculo de valores

$$C_{w} = DO_{sat} \left(1 - \frac{MSNM^*, m}{9450m} \right)$$

*Metros sobre el nivel del mar

Donde:

$$DO_{sat} = 14,652 - 0,41022T + 0,0079910T^2 - 0,000077774T^3$$

DOsat = Concentración de la saturación de oxígeno disuelto, mg/l

T = Temperatura, 30°C

$$C_{w} = 14,652 - 0,41022 \cdot 30 + 0,007991 \cdot 30^{2} - 0,000077774 \cdot 30^{3} \left(1 - \frac{0}{9450}\right) = 7.72 mg/l$$

$$C_{s20} = 14,652 - 0,41022 \cdot 20 + 0,007991 \cdot 20^2 - 0,000077774 \cdot 20^3 = 9.09 mg / l$$

Donde:

Cs20 = Concentración de la saturación de oxígeno a 20°C

En consecuencia:

SOR=
$$\frac{(AOR)(C_{s20})}{\alpha(\beta C_w - C_I)(1.024^{i-20})}$$

$$Re moción = \frac{391.12lb / día}{12hr / día} = 32.59lb / hr - tan que$$





Tipo de Aireador Blower Sutorbilt

Diseño Sae 2.2 lb O2/BHp-hr

$$HP \text{ Re } querido \ para \ Airear = \frac{32.59lb / \tan que}{2.2lbO2 / hp - hr} = 14.82HP$$

Aireadores del sistema 2 blower de 20HP

HP del sistema 40HP

Horas de funcionamiento 12h/d

14.82HP ≤ 40HP Sí cumple con el criterio.

Diseño del Sistema de Mezclado

Requerimiento de Mezclado: 120HP/MG (Mezcla Completa)

Poder Re querido =
$$\frac{66.32m^3 \cdot 1000 \text{ lts/}m^3 \cdot 60HP/MG}{3.785lts / g \cdot 1000000 g / MG} = 1.05HP/Tanque$$

Poder Requerido: 4.21HP/Tanque

HP del sistema: 40HP

1.05HP ≤ 40HP □ Sí cumple con el criterio.

Clarificador

Las aguas provenientes del Tanque Aireado pasarán por un clarificador físico donde se separarán los lodos sedimentables y las aguas claras. Los lodos se asentarán en el cono, para que estos retornen al Tanque Aireado y cumplir con la realimentación y reducción de lodos. En la superficie se encontrarán un skimmer para las grasas reinsertarlas al Tanque Aireado.

La unidad específica propuesta es un clarificador, dotado de un bafle de entrada y otro de salida, un canal de desagüe con separadores en V, la tolva tiene su respectivo Skimmer y bomba de lodos de tipo airlift, y se usará el mismo blower que proporcionará aireación al digestor de lodos, ecualizador y tanque aireado.

Se evitará el uso de bombas mecánicas, debido a la alta concentración de sólidos con que se trabajará; su uso baja sustancialmente la confiabilidad del sistema, por lo cual no son recomendadas.







Fotografía 6- 6: Clarificador Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Medidas del Clarificador:

Largo: 3,66m.

Ancho: 7,32m.

Profundidad: 3,65m.

Lado recto: 1,50m.

Cono: 2,90m.

Volumen: 48,29m3

TRH: 2h54min

El diseño del clarificador se realizó, buscando un mínimo de sólidos en el efluente; para que esto suceda los sedimentadores no deben sobrecargarse; para lo que se consideraron dos criterios fundamentales (Van Sperling, 1997):

Los sedimentadores no deben ser sobrecargados en términos de clarificación; para lo cual la tasa de aplicación hidráulica qA, no debe exceder la velocidad de sedimentación del lodo v. El diseño del clarificador debe cumplir con la siguiente inecuación:

$$\frac{Q_o}{A} \le v_o e^{-kc} \implies A \ge \frac{Q_o}{v_o e^{-kc}}$$

Donde:

Qo = caudal medio del afluente de cada clarificador

A = área superficial del clarificador (m2)

X = C = concentración de las células en el tanque aireado

vo = coeficiente de velocidad de sedimentación cuando X = C = 0 (8,6m/h)

k = coeficiente de sedimentación (0,5m3/Kg.)

e = base de logaritmo neperiano





Se tomaron los valores de vo y k de la siguiente tabla para la condición Media de sedimentabilidad del lodo activado:

Tabla 6-39: Fases de Sedimentabilidad del lodo activado

Sedimentabilidad del	$v = v_0 e^{-kc} \binom{m_h}{h}$				
Lodo Activado	Vo (m/h)	k (m3/kg)			
Óptima	10	0,27			
Buena	9	0,35			
Media	8,6	0,5			
Pobre	6,2	0,67			
Pésima	5,6	0,73			

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Reemplazando los valores en la inecuación, se tiene:

$$\frac{Q_o}{A}$$
 0.62 $\leq v_o e^{-kc}$ 0.83

Sí cumple con el criterio.

$$A \ge 27 \ge \frac{Q_o}{v_o e^{-kc}} 20.06$$

Los Sedimentadores no deben ser sobrecargados en términos de espesamiento; para lo cual el flujo de sólidos suspendidos totales aplicado Ga, no debe exceder el flujo de sólidos límite GL. El diseño del clarificador debe cumplir con la siguiente inecuación:

$$\frac{\left(Q_{o}+Q_{r}\right)}{A}X\leq m\left(\frac{Q_{r}}{A}\right)^{n}$$

Donde:

Qo = caudal medio del afluente de cada clarificador

Qr = caudal de recirculación de lodo

A = área superficial del clarificador

X = C = concentración de las células en el tanque aireado

m, n = coeficientes de la regresión lineal de Von Sperling (1995).

Se tomaron los valores de n y m de la siguiente tabla para la condición Media de sedimentabilidad del lodo activado:





Tabla 6- 40: Fases de sedimentabilidad del lodo activado

Sedimentabilidad del Lodo Activado	Flujo Límite de Sólidos Kg/m²h m n			
Óptima	14,79	0,64		
Buena	11,77	0,70		
Media	8,41	0,72		
Pobre	6,26	0,69		
Pésima	5,37	0,69		

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Donde:

Qo = caudal medio del afluente al clarificador

Qr = caudal de recirculación de lodo

R = factor de recirculación de lodo. Entre 0,50 y 1,50

$$Q_r = RQ_o = 1.00 \times 16.67 \frac{m^3}{h} = 16.67 \frac{m^3}{h}$$

Reemplazando los valores en la fórmula se tiene:

$$\frac{(\mathcal{Q}_o + \mathcal{Q}_r)}{A} X \qquad m \left(\frac{\mathcal{Q}_r}{A}\right)^n$$

3,73 ≤ 5,98 m² Sí cumple con el criterio

Adicionalmente se tomó en consideración otros criterios también fundamentales para el dimensionamiento del clarificador:

Tiempo de retención hidráulico (TRH) debe ser mayor o igual a 2 horas en procesos de aireación prolongada, siendo el tiempo de retención hidráulico:

$$TRH = \frac{V}{Q_o}$$

TRH = 4h 06 min

La tasa de escurrimiento longitudinal en la salida debe ser menor o igual a 290 ó 12.1 Siendo la tasa de escurrimiento longitudinal:

$$q_L = \frac{Q_o}{L}$$

Donde:

qL = taza de escurrimiento longitudinal

Qo = caudal medio del afluente al clarificador

L = Longitud del canal de salida del clarificador

La tasa de escurrimiento es de 2.28 m3/m*h es ≤ igual a 12.10m3/m*h





2.28 < 12.10 m³/m•h Sí cumple con el criterio

Digestor de lodos.

Los lodos tratados excedentes del sistema serán enviados a un digestor biológico de lodos, que ha sido diseñado para que utilice aire con un sistema de difusores, para cumplir con las necesidades de aireación y mezclado que se requieren en esta etapa del proceso.

Este último tanque permite confinar los lodos semi-estabilizados provenientes del tanque aireado para que continúen los procesos de biodigestión hasta convertirse en lodos estabilizados (minerales y residuos inorgánicos). Este digestor de lodos permite reducir sustancialmente los lodos que ingresan al sistema pudiendo espaciar las remociones o purgas hasta períodos tan largos como una vez cada 18 meses, esto en función de la cantidad de sólidos en el afluente.

Su diseño guarda una relación directa al volumen y la carga proyectada, en él se receptarán los lodos semi-estabilizados pero con posibilidades de mayor reducción.

El objetivo de este tanque aparte de continuar los procesos de digestión de lodos y de almacenarlos, será el de mantener un área independiente a la influencia primaria y los recolectores de tal forma que si por alguna razón disminuyese el proceso biológico del tanque aireado, se pueda utilizar su contenido dentro de un proceso de recolonización del tanque principal.



Fotografía 6- 7: Digestor de lodos Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Medidas del digestor de lodos:

Largo: 4,06m.

Ancho: 3,63m.

Profundidad (WL) 2,90m.

Volumen aproximado: 42,77m³

TRH: 2h34min

Para el dimensionamiento del digestor de lodos se utilizó la siguiente fórmula





$$V_d = \frac{Q_i \left(X_i + YS_i \right)}{X \left(k_d P_v + \frac{1}{\theta} \right)}$$

Donde:

Qi = Caudal promedio que ingresa al digestor (m3/d)

Xi = Concentración de Sólidos Suspendidos en el afluente al digestor.

30000 mg/l

Y = fracción de DBO5 en el afluente correspondiente a lodos primarios

En este caso es 0 ya que no ingresan lodos primarios al digestor.

Si = DBO5 en el afluente (250mg/l)

X = Concentración de Sólidos Suspendidos en digestor de lodos, 75% de Xi.

Kd = Constante de reacción, 0,06 d-1

Pv = Fracción de Sólidos Suspendidos volátiles en el digestor, 0,90.

Θc = Tiempo de retención de lodos en el digestor.

Reemplazando valores en fórmula se tiene:

Vd=18,20mt3

En la producción diaria de lodos se aplica la siguiente expresión:

$$Px_{v} = \frac{YQ(S_0 - S)}{1000 \times (1 + K_d \theta_0)}$$

Donde

Y: Factor de rendimiento,

Q: Caudal afluente,

S0: Concentración de sustrato afluente,

S : Concentración de sustrato efluente.

Kd : Constante de reacción de los microorganismos.

Oc : Tiempo de retención de lodos.

De esta forma se obtiene una producción diaria de lodos del clarificador de:

$$Px = 42,58Kg SST/d$$

Deshidratación de lodos.

Entre sus principales ventajas se encuentran las siguientes:

Su bajo costo, referente a que no necesita consumo de energía.

Su operación y mantenimiento son sencillos comparado con los otros sistemas.





No requiere del uso de equipos mecánicos para su funcionamiento.

No es necesario el uso de químicos.

No es sensible si se presentan cambios en las características del lodo.

Tiene un bajo costo de instalación y de mantenimiento, en relación con los otros sistemas.

Tabla 6-41: Variables de Comparación entre Sistemas de Secado de Lodos

Proceso	Consumo de Energía	Requiere equipos mecánicos	Complejidad de Operación	Uso de Químicos	Puede Recibir lodos con diferentes características	Costo de Instalación y Mantenimiento
Lecho de Secado	NO	NO	NO	NO	SI	NO
Centrifugación	SI	SI	SI	SI	NO	SI
Deshidratador	NO	NO	NO	NO	SI	NO
Filtración al Vacío	SI	SI	SI	SI	NO	SI
Filtro de Presión de						
Banda	SI	SI	SI	SI	NO	SI
Filtro Prensa	SI	SI	SI	SI	NO	SI

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Estos son utilizados para pequeñas y medianas poblaciones, aunque se han dado casos en los que se han empleado en instalaciones más grandes, teniendo como desventajas un mayor costo de inversión inicial y un mayor costo de remoción de lodo.

Una vez digerido el lodo, este es retirado del digestor previa succión del sobrenadante, el cual es dirigido al tanque. El lodo se extiende sobre el deshidratador, en capas entre 30 y 40 cm, y se deja secar.

El lodo se deshidrata por drenaje a través de la masa de lodo y del medio filtrante, y por evaporación desde la superficie expuesta al aire. La mayor parte del agua se extrae por drenaje, razón por la cual es fundamental disponer de un sistema de drenaje adecuado.



Fotografía 6- 8: Deshidratador de Iodos Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





Al poseer un doble fondo perforado, éste permite que las aguas clarificadas en los sustratos superiores se filtren hacia el cuerpo receptor, mediante la tubería de drenaje instalada en el fondo falso.

Capa drenante.

Consta de una capa de soporte, un medio filtrante y un sistema de drenaje.

La capa de soporte tiene como finalidad:

- Mantener un espesor de lodo uniforme.
- Evitar que el lodo digerido dispuesto en el deshidratador se mezcle con la arena del medio filtrante.
- Facilitar la remoción manual del lodo seco.
- Evitar la formación de agujeros debido a la operación de remoción del lodo.

Dicho medio de soporte estará constituido por una capa de 5 cms. de ladrillos recocidos, colocados sobre el medio filtrante, con juntas de una separación de 2 a 3 cm, rellenas con arena gruesa del medio filtrante. Dispuestos de forma armoniosa para facilitar la reposición de los mismos cuando se encuentren defectuosos. El medio filtrante está conformado por capas de piedras de granulometrías diferentes, dispuestas una sobre otra, procurando que la capa inferior tenga granulometría mayor que la capa superior.

Según las Normas Brasileras para la construcción de un Deshidratador, el medio filtrante estará compuesto por las siguientes capas:

Inferior: Ubicada debajo de la capa media y conformada por tres capas de grava, siendo la inferior de un espesor de 15 cm y piedra mayor a grava #4; la capa intermedia con un espesor de 20 a 30 cm de grava # 3-4, y la capa superior con espesor de 10 a 15cm de grava # 1-2.

Media: Una capa con espesor de 7.5 a 15 cm, conformada por arena con un diámetro efectivo de 0.3 a 1.2 mm y Coeficiente de Uniformidad igual o mayor a 5.

Superior: Ladrillos recocidos; sobre la capa de arena deberán ser colocados ladrillos recocidos de 5x7.5x15 cm con juntas de 2 a 3 cm rellenas con arena del mismo tipo que la capa media.

Fondo: el fondo debe ser plano e impermeable, para lo cual se ha dispuesto recubrirlo con geomembrana. Con una inclinación mínima del 1% en sentido de la cámara que recogerá el líquido filtrado.

El sistema de drenaje conformado por tubos de 160 mm de diámetro instalados debajo de la grava. Con la finalidad de recoger el removido de los lodos, en fase de secado.

El líquido drenado deberá ser convenientemente dispuesto, generalmente retornando al proceso.

Área útil de relleno.

El principio de operación se explica de la siguiente forma:

Una vez espesados los lodos en el digestor, mediante el retiro de las capas claras superficiales, se bombea los lodos comprimidos y espesados del fondo llenando la totalidad del volumen disponible en una de las unidades de deshidratación dispuestas.





El líquido vertido percolará por su misma presión y volumen drenando el agua de forma descendente como una cernidera. La operación de llenado se repetirá cuantas veces lo permite el sistema hasta que se colmate, mediante el uso de un aditamento tipo remo, con el cual se agitará ligeramente el agua para permitir que drene hacia abajo.

Terminada esta operación, se permitirá que los lodos se sequen durante 60 días antes de ser retirados en sacos para su uso como fertilizante o disposición final.

Recomendaciones de purga.

Se deberá de realizar durante los meses secos o de baja precipitación.

El período de purga dura 8 meses y permite 4 remociones completas en caso de ser necesario.

Condiciones generales.

Para el diseño del Deshidratador se consideraron las siguientes fórmulas y datos:

Tabla 6- 42: Parámetros para el dimensionamiento del Deshidratador

Descripción	Nomenclatura	Unidad	Valor
Producción diaria neta de lodos	Px	Kg SSV/d	52,38
Densidad del lodo	ρ	lt/kg	1,010
% Humedad del lodo	Н	-	95
Factor de conversión	F	m3/lt	1/1000
Ciclo de operación resultante	d	días	9,95
Espesor de la capa de lodo		cm	30

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Producción diaria neta de lodos (Px) = 47,14 Kg SSV/d (reducción de sólidos suspendidos volátiles)

Para determinar la Masa de sólidos secos en Kg SST/d, (se asume que el 90% de SST está compuesto por SSV) utilizamos la siguiente ecuación:

$$M = Px / 0.90$$

Remplazando en la fórmula se tiene:

M = 47,14 Kg SSV/d/0.90

M = 52,38Kg SST/d

Donde:

M = Masa de Sólidos Secos en Kg SST/d

Para la determinación de la masa de lodo (Agua + Sólido) digerido, se asume que el 5% de lodos está compuesto por lodo seco, utilizamos la siguiente fórmula:

TS = M / 0.05

Reemplazando:

TS = 52,38 / 0,05





TS =1047,62Kg Lodo/día

Donde:

TS = Producción de lodo digerido por día

Para el cálculo del volumen del lodo afluente en m3/día, se emplea la siguiente ecuación:

V lodo = TS*p*F

Reemplazando:

V lodo = 1047,62Kg Lodo/día* 1,010 lt/Kg* 1m3/1 000 lt

V lodo = 1,04m³/día

Donde:

V lodo = Volumen del Lodo.

Calculado el Volumen Generado por ciclo, por medio de la siguiente fórmula:

V Ciclo = V lodo * d

Reemplazando:

V Ciclo= 1,04 m3/día *9,95días

V Ciclo= 10,32 m³

Donde:

V Ciclo = Volumen generado por Ciclo

d = Ciclo de operación resultante

Para calcular el área necesaria para el Deshidratador, la determinaremos mediante la siguiente fórmula:

A= V Ciclo / ε

Reemplazando:

 $A = 10,32 \text{ m}^3/0.30 \text{ m}$

 $A = 34,40m^2$

Área necesaria ≤ Área real

34,40m2 ≤ 40,5m2 cumple con el criterio.

Finalmente se confirma la Tasa de Aplicación:

Tasa = M * d / A

Reemplazando:

Tasa = 52,38Kg SST/día * 9,95 días / 34,40m2

Tasa = 15 Kg SST/m2

Dimensiones del Deshidratador

Largo total: 4,5m





Ancho total: 4,5m

Cantidad deshidratadores = 2

Tubería del Sistema de Drenaje = de 6" de diámetro que atraviesa el largo del lecho de secado.

Tanque de almacenamiento = Paredes de hormigón de 1,80 m de altura.

Manual para el manejo de lodos.

Los deshidratadores son unidades de tratamiento, generalmente tanques en forma rectangular, diseñadas y construidas para recibir los lodos del digestor. Donde se reduce la humedad de estos por medio de filtración del agua liberada durante el proceso de filtrado y secado por temperatura ambiental.

Para la operación del Deshidratador, es necesario instruir al personal, para que se le dé un correcto funcionamiento a éste.

El lodo es extraído de la unidad, una vez que se haya secado y drenado suficientemente para ser oscuro. El contenido de humedad, después de 25 días en condiciones favorables, será reducido desde el 60 % de humedad inicial, al 30% de humedad final.

El espesor del lodo debe ser de 30 cm, ya que con buen tiempo y bien digerido, el lodo seca en 3 o 4 semanas.

La pasta de lodo se agrieta a medida que se seca, permitiendo que ocurra una evaporación adicional, y el escape de agua lluvia desde la superficie.

Período de aplicación de la capa de lodo digerido: 6 horas.

Período de remoción del lodo seco: manual 1 semana.

La extracción del lodo se realiza manualmente con palas, carretillas o camiones. Para facilitar esta operación, se ha considerado el área de mantenimiento determinada en los planos de detalle. Finalmente dicho lodo es desalojado como basura doméstica, y llevado al Relleno Sanitario, ya que tiene un bajo porcentaje de humedad.

El lodo se secará normalmente en estaciones de verano, de preferencia se deberá realizar las descargas durante las mismas. No descartando el secado del lodo durante el invierno, ya que las aguas lluvias son filtradas, pudiendo realizar su normal procedimiento, aunque tomará un poco más de tiempo.

En el caso de presentarse molestias con moscas, para el control de estas, se deberá atacar a las larvas con bórax y borato de calcio, los mismos que no son peligrosos para los seres humanos y animales domésticos, rociando en el lodo, especialmente en las grietas, pasada la primera semana.

Después de la remoción del lodo seco del Deshidratador, es necesario realizar una limpieza cuidadosa, antes de ser nuevamente cargado con lodo digerido. Está limpieza consiste en:





- Remover los fragmentos del lodo que hayan guedado en el Deshidratador.
- Remover la vegetación que haya germinado, si fuera el caso.
- Reponer ladrillos rotos y arena en el Deshidratador en los intersticios de los mismos, para que no se acumule lodo.
- Mantener limpio el lecho para una próxima utilización del mismo.

Medidas de protección:

Es de hacer notar que la cantidad y tipos de unidades de cada Planta hará que el operario tome menores o mayores precauciones; pero indiscutiblemente, se debe tener presente que el riesgo de accidentes o contaminaciones es el mismo, ya que se cuenta con líquidos altamente sépticos, tanques, escaleras, etc.

Por lo tanto vale recordar y tomar en cuenta lo dicho en cuanto a:

- Obligatoriamente utilizar la vestimenta y equipos de protección personal.
- Si se está lastimando, cubrir la lastimadura antes de trabajar.

Manejo final de lodos y desinfección.

Filtro de grava.

Se utiliza para pulir el efluente de plantas de tratamiento de aguas residuales industriales u otros procesos de tratamiento, previo a su reutilización. Es un método muy robusto para separar los sólidos suspendidos del agua. La filtración media consiste en una capa múltiple de grava con una variedad en tamaño.

En los Filtros Percoladores Ascendentes las aguas residuales provenientes del clarificador fluyen de abajo hacia arriba a través de un doble fondo compuesto por una losa perforada y grava. El objetivo es que las aguas con un remanente de sólidos suspendidos pequeños sean filtradas de manera terciaria a través de esta unidad física.

Las losas perforadas ligeramente separadas del fondo, sirven de base para la piedra de 1" que va en su parte superior, a continuación se agrega de acuerdo a las especificaciones de los planos grava de menor diámetro y finalmente en algunos casos arena.



Fotografía 6- 9: Filtro de grava Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





Desinfección.

Las aguas tratadas podrían ser conducidas a un proceso de desinfección de acuerdo a las necesidades de la planta y requerimientos municipales. Se colocará un sistema dosificador/dispensador de cloro, por donde pasará el agua e irá cumpliendo el proceso de tiempo de contacto.

Para que el efluente, pueda ser aceptado para su desecho, debe aparte, pasar por una cámara de contacto, este sistema debe implementarse mediante un tanque tipo floculador hidráulico, donde haya un tiempo mínimo de retención de 30 minutos y máximo de 45 minutos.



Fotografía 6- 10: Dosificador dispensador de cloro

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

El alimentador comprimido se utiliza para aplicar tabletas de productos químicos secos a grandes flujos de agua y de aguas residuales. Transportable, fácil de usar y diseñado para manejar hasta 275 galones por minuto, es una alternativa superior a las bombas de líquidos voluminosos y sistemas de difusores de cloración o desinfección con cloro.

Existen numerosas aplicaciones y opciones de instalación para el alimentador incluyendo toma de agua y piscina, poniendo, aguas pluviales, depósitos municipales y torres de refrigeración. La unidad de es portátil y también se puede asegurar en su lugar para garantizar un tratamiento óptimo. Combinando un rendimiento superior con la comodidad portable, es un sistema de dosificación de tableta seca con suficiente capacidad para satisfacer las necesidades de tratamiento de aguas residuales.

La unidad se transporta fácilmente y es diseñado para la facilidad operativa. Solo tiene que rellenar los tubos de alimentación moldeadas con las tabletas químicas adecuadas y colocar en contacto directo con la corriente de flujo.

Purga de lodos de tanque aireado.

La idea del digestor es que sirva como depósito de lodos semi-estabilizados. Aquí se enviarán los lodos maduros del tanque de aireación, una vez que estos hayan cumplido su ciclo de reinserciones con el clarificador.

Un método fácil de definir las purgas del Tanque Aireado al digestor es mediante una prueba simple de sedimentación. Si el 80% de los lodos se sedimentan en un periodo





inferior de 15 minutos, se deberá de reinsertar durante las próximas 24 horas todos los lodos productos del clarificador, una vez concluido este tiempo se deberá de volver a la operación normal, que es reinsertar los lodos al Tanque Aireado.

Purgas del digestor.

En el digestor los lodos pueden permanecer el tiempo que se desee siempre y cuando su volumen lo permita, una media a considerarse es el 10% del volumen total (peso seco de los lodos).

Para purgarlo se apaga el sistema de aireación con la finalidad de que los lodos se sedimenten, dejando agua clara en la parte superior. Esta agua debe ser bombeada de regreso al tanque aireado para que continúe su tratamiento. Cada vez que se bombee el agua superficial del Digestor, los lodos se comprimirán más por efecto de la presión hasta que llegará un punto, probablemente cuando tengan una concentración del 50%, en que no se liberará agua clara en la superficie. En ese momento un hydrocleaner deberá de retirar esos lodos para disponerlos finalmente.

En la siguiente figura se puede apreciar la planta de aguas residuales propuesta para el campamento Temporal.

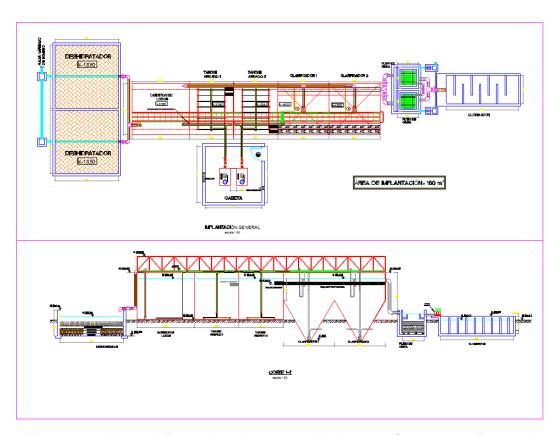


Figura 6-74: Planta de Tratamiento de aguas residuales para Campamento Temporal

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





Costos por operación y mantenimiento

Tabla 6-43: Costos de Operación y Mantenimiento

COSTOS POR OPERACIÓN							
COTOS DE ENERGÍA ELÉCTRICA							
FASE	CANTIDAD	EQUIPO	HP TOTAL	HORAS TRABAJO	POTENCIA		
IAGE	CANTIDAD	LQUIIO	III TOTAL	DIA	KW/día		
Reactores,							
digestor de	2	BLOWER 4LP	40	18	537,12		
lodos y		BLOWER 4LI	40	10	337,12		
clarificador							
			Tota	al Kw / día	537,12		
		Total Kw / mes		16.113,60			
			Costo de energía por mes		1.127,61		
		COTOS DE	MANTENIMIEN	ТО			
ITEM	CANTIDAD COSTO		COSTO	OBSERVACIO	MES		
I I CIVI	CANTIDAD	ANUAL	MENSUAL	OBSERVACIO	DINES		
Blowers	2	800,00	66,67	mantenimiento cada	a 24 meses		
Motores	2	800,00	66,67	limpieza química y	oxidante		
Varios	1	1.200,00	100,00	Pinturas, anclajes	, tableros		
Operador	1	2.500,00	208,33	cambio cartuchos de	membrana		
	Costo mant	enimiento mes	441,67				
	Costo oper	ación mensual	1.569,28				
	Costo poi	r m3 de agua					
	tra	atada	0,13				

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Especificaciones de los equipos

- a) Dosificadores de aire para el Reactor biológico MBR, Clarificador, Digestor de Lodos.
- Un sistema de generación de oxígeno compuesto de:
- 2 Blower de lóbulos 4LP con motor eléctrico 20HP 3PH Motor TEFC 60 Hz clase NEMA con aislamiento B, con succión y descarga de 3" con capacidad de 245SCFM. Incluye todos sus accesorios, manómetro, válvula de alivio, banco express, mesa, poleas y bandas, silenciador de entrada y filtro de aire
 - b) Tamiz estático autolimpiante
- Construido en acero inoxidable 304, malla perfil de cuna de espaciamiento 3 mm.





- c) Relleno estructurado Móvil.
- Relleno estructurado móvil, para adhesión de biomasa, para alta superficie específica. Incluye sistema de retención de medio de abertura de 6mm construido en acero inoxidable 304
 - d) Sistema de difusión de aire para los Reactores biológicos, Clarificador y Digestor de Lodos
- Red de difusores de burbuja en acero inoxidable 304
 - e) Manifold de distribución de aire
- En acero inoxidable 304. Incluye conexiones y accesorios
 - f) Sistema de distribución principal de aire
- En acero cédula 40 y PVC presión
- Acoples
- Válvulas de control
- Sistema de fijación de tuberías
- Transporte al sitio
- Mano de obra para la instalación
 - g) Componentes Clarificador

Componentes para clarificador que incluye:

- Canal de salida.
- 2 Skimmers por 450P/300- 1 en acero inoxidable con sus respectivos AIRLIFT.
- 2 Bombas de lodos por 450P/ 300-1 tipo AIR LIFT con bridas de conexión, válvulas de acople y elevador de aire.
- Pernos en acero inoxidable 316 para fijación de bombas y conexión.
- Sistema de fijación para los componentes/ empaquetaduras de neopreno.
- Sistema en H para fijación de los equipamientos.
 - h) Tablero Eléctrico

Panel metálico construido con plancha metálica, galvanizado, pintada al horno con grados de protección IP-55 para exteriores, estará provisto de:

- Arrancadores directos con protección térmica de sobrecarga.
- Breaker principal, protección contra cortocircuito
- Breaker secundario
- Control programable de horario semanal
- Electores manual y automático
- Luces piloto de marcha





- Sirena (alarma).
- Voltímetro
- Amperímetro
 - i) Instalación eléctrica y sanitaria

Del equipo al tablero incluye:

- Cable con pantalla hidroscópica auto fundida para trabajar en exteriores y sumergidos.
- Calibración
- Arranque y visitas periódicas durante el primero año para modificar en caso que se requiera calibración en función del crecimiento de la población.
- Instalación de bajantes de aire, bomba de aire y skimmer.
- Instalación de blower con sus accesorios.
 - j) Planta Portátil Paquete

De acuerdo a esquema adjunto.

- Incluye módulos Reactores biológicos, Clarificador y Digestor de Lodos.
- Procedencia: Ecuador
- Construido en Acero al carbón espesor 6" de grado estructural ASTM A-36.
- Soldadura: De arco, con doble revestimiento.
- Sistema de refuerzo estructural de costillas y en H.
- Incluye Escaleras, y puente y pasamano para mantenimiento.
- Pintura: Epóxico
- Transporte e instalación en instalaciones del cliente.
 - k) Sistema de desinfección
- Clorinador

6.3.3.3 Diseño de la red interna de alcantarillado sanitario

El diseño de la red de alcantarillado sanitario se realizará aplicando el concepto de "unidades de descarga". La Unidad de Descarga (UD), equivale a un caudal que corresponde a la evacuación de 28 litros de agua en un minuto de tiempo, o lo que es lo mismo 0,47 l/s.

Este valor se considera que es igual a la capacidad de un lavabo (standard) y permite adecuando los volúmenes necesarios, expresar en función de esa capacidad unitaria los caudales de evacuación de los distintos aparatos. Esta unidad engloba el concepto de gasto y simultaneidad, por lo que su clasificación será función del uso privado o público de cada uno de los aparatos sanitarios del edificio, por las características del proyecto se ha adoptado dos coeficientes de simultaneidad, el primero para la descarga de los inodoros y





se ha fijado en 0,50, el segundo considera al resto de aparatos sanitarios y se ha considerado un coeficiente de simultaneidad de 0,30.

En la Tabla 6- 44 se presenta las unidades de descarga que tienen los diferentes aparatos sanitarios:

Tabla 6- 44: Unidades de Descarga de aparatos sanitarios

Unidades de Descarga					nin. Sifón y individual
Tipo de Aparato Sanitario		Uso Privado	Uso Público	Uso Privado	Uso Público
Lavabo		1		32	40
Bide		2		32	40
Ducha		2		40	50
Bañera (con o sin Ducha)		3		40	50
Inodoro	Con Cisterna	4		100	100
Iniddoro	Con Fluxómetro	8		100	100
	Pedestal		4	-	50
Urinario	Suspendido		2	-	40
	En Batería		3.5	-	
Fragadara	De Cocina	3	6	40	50
Fregadero	Restaurante		2		40
Lavadero		3		40	
Vertedero			8		100
Fuete para beber			0.5		25
Sumidero Sifónico		1	3	40	50
Lavavajillas		3	6	40	50
Lavadora		3	6	40	50
Cuarto de baño (lavabo,	Inodoro Cisterna	7		100	
inodoro, bañera, bide)	Inodoro Fluxómetro	8		100	
Cuarto de baño (lavabo,	Inodoro Cisterna	6		100	
inodoro, ducha)	Inodoro Fluxómetro	8		100	

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Dentro del diseño de la red de alcantarillado sanitario interior (baterías sanitarias) se ha considerado una pendiente mínima del 1%, está pendiente puede ser modificada en aumento y en ningún caso en menos.





En la siguiente figura se aprecia el diseño de la red interna de alcantarillado de una edificación.

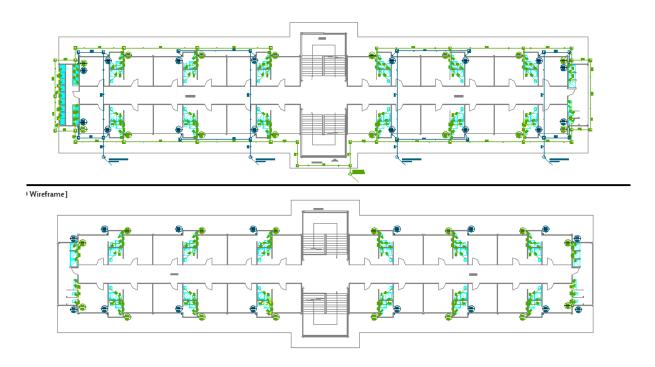


Figura 6- 75: Diseño de la red de alcantarillado interna de una edificación

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Ver Mapa IGP 004_Plano_General_Alcantarillado_Sanitario

6.3.4 Diseño del sistema de drenaje pluvial

Campamentos de operación y construcción

El sistema de drenaje propuesto para los campamentos consta de:

- a) Cunetas perimetrales en los campamentos.
- b) Canales en las vías.
- c) Red de alcantarillado pluvial.

Los sitios previstos para los campamentos colindan con quebradas y cauces naturales de agua, estos facilitan el drenaje de las aguas lluvias hacia estos cursos de agua.

Las cunetas perimetrales tienen por objetivo captar el agua que se escurre en la parte alta de los campamentos y de esta forma evitar su ingreso a las instalaciones, estas cunetas descargarán a los cauces naturales, que se encuentran cercanos a los campamentos.

Los canales en las vías captarán y conducirán el agua lluvia hacia los cauces naturales.

6.3.4.1 Criterios y parámetros de diseño

Caudal de aguas lluvias o pluviales





Para la determinación de caudales pluviales se aplica el Método Racional, que expresa el caudal de aguas lluvias mediante la expresión:

$$Q = \frac{C * I * A}{0.36}$$

En donde:

Q = caudal de aguas lluvias en l/s.

C = coeficiente de escorrentía.

I = intensidad de la lluvia en mm/h.

Intensidad de Lluvia

El estudio de zonificación de lluvias Intensas realizado por el INAMHI en el año 1999 determina que el proyecto se encuentra en la zona 23.

En lo referente a la máxima intensidad de lluvia diaria para un periodo de retorno de 5 y50 años se tiene que es de Id=4.5 y 6 respectivamente. Figura 6- 76 y Figura 6- 77.

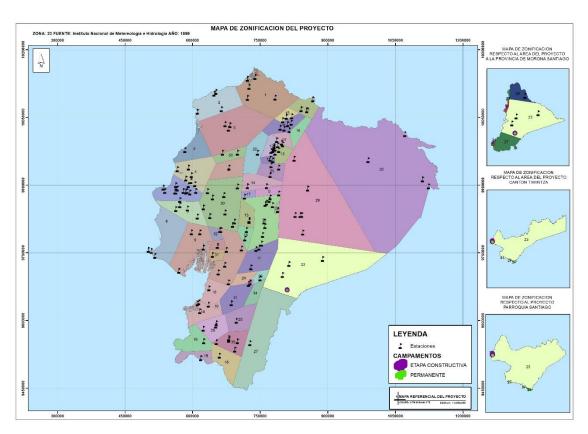


Figura 6-76: Zonificación del país.

Fuente: INAMHI Elaboración: ACOTECNIC







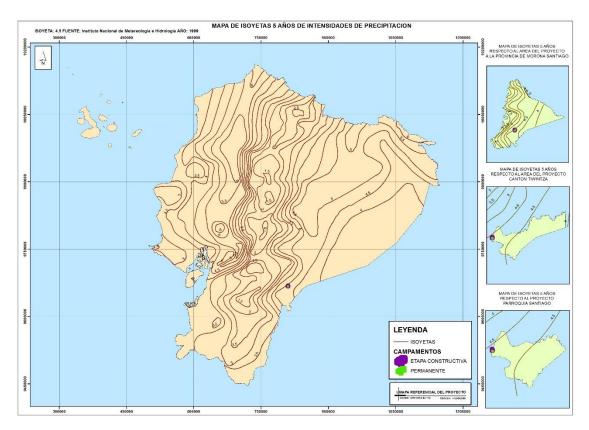


Figura 6-77: Zonificación del país.

Fuente: INAMHI Elaboración: ACOTECNIC

Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía, C, es función del tipo de suelo, del grado de permeabilidad de la zona, de la pendiente del terreno y otros factores que determinan la fracción de la precipitación que se convierte en escorrentía. En su determinación deben considerarse las pérdidas por infiltración en el suelo y otros efectos retardadores de la escorrentía.

Para el proyecto se ha considerado los siguientes coeficientes de escurrimiento:

- Áreas verdes, parques, jardines
 0.40
- Áreas cubiertas o impermeables, vías, etc. 0.90

6.3.4.2 Dimensionamiento del sistema de drenaje

Previo a realizar el dimensionamiento de las diferentes estructuras es importante definir los puntos de descarga y las áreas de aporte de cada una de estas. En la Figura 6- 78 se presenta le trazado de los canales, la ubicación de las descargas y las áreas de aporte de cada una de estas.





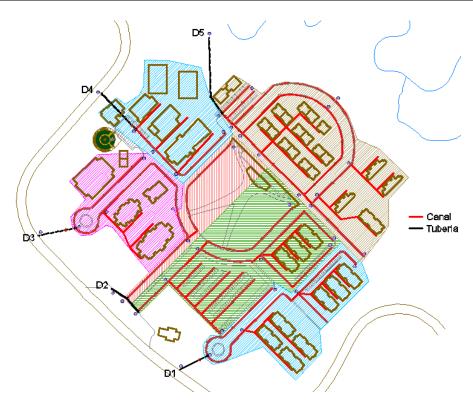


Figura 6-78: Ubicación de descargas con sus áreas de drenaje del campamento Operación

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

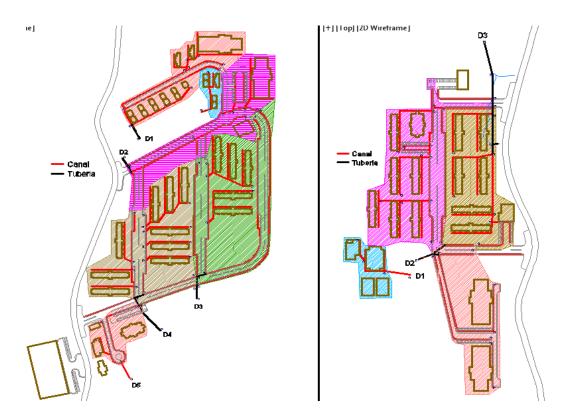


Figura 6-79: Ubicación de descargas con sus áreas de drenaje del campamento Construcción

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





Por la configuración de los campamentos es necesario ubicar los canales en la parte inferior de las veredas cubiertas por losas.

Para el diseño se consideró:

- Pendiente mínima J=1%, la pendiente con la que se construirán los canales es la misma que tiene la vía.
- Los canales captarán los caudales pluviales producidos en las vías y los caudales producidos en las estructuras y plataformas más próximos.
- En los puntos que confluyan más de dos canales se ha previsto implementar cajas o pozos de revisión.

Una vez calculados los caudales de los diferentes tramos de la red de canales de drenaje pluvial se determinó que existe un rango de caudales que va desde los 20 hasta los 400 l/s, analizando el proceso constructivo y en pos de facilitarlo, se diseñó 5 tipos de canales.

Para el diseño de los canales tipo se consideró:

- Que las dimensiones del canal preste facilidades para las actividades de operación y mantenimiento
- Los rangos de diseño considerados son de 100 l/s.
- La sección escogida para los canales paralelos a las vías es rectangular y para los paralelos a las estructuras es triangular.
- Por la gran variedad de pendientes que tienen las vías del proyecto se asumió la mínima para el diseño, esto es J=1%.

En la siguiente tabla se presenta las características de los canales tipo del proyecto.

Tabla 6- 45: Canales Tipo

Estructura	Sección	Caudal	b	Z	T	у	y asumido	Velocidad
Tipo 1	Rectangular	< 100 l/s	0,40m	0,00m	0,40m	0,17m	0,20m	1,45 m/s
Tipo 2	Rectangular	< 200 l/s	0,40m	0,00m	0,40m	0,29m	0,30m	1,72 m/s
Tipo 3	Rectangular	< 300 l/s	0,40m	0,00m	0,40m	0,40m	0,40m	1,86 m/s
Tipo 4	Rectangular	< 400 l/s	0,40m	0,00m	0,40m	0,51m	0,50m	1,95 m/s
Tipo 5	Triangular	< 100 l/s	0,00m	1,00m	0,52m	0,26m	0,25m	1,46 m/s

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

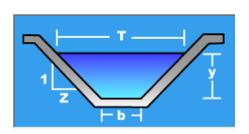


Figura 6-80: Canales tipo

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





La descarga 3 del campamento Construcción capta los caudales de 2 cauces naturales, a continuación se presenta las características de las mismas:

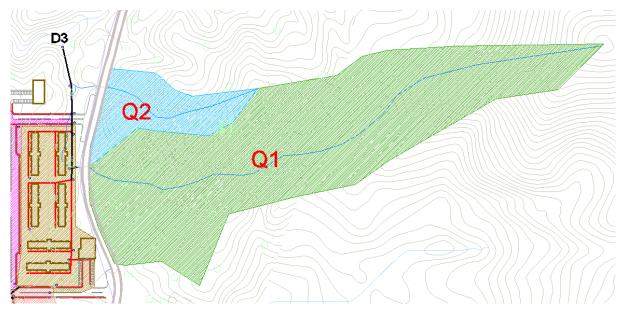


Figura 6- 81: Características de los cauces Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Tabla 6- 46: Características de las cuencas hidrográficas de los cauces

Cauce	Área	Cota Mínima	Cota Máxima	Longitud de Cauce	Tiempo de Concentración
Q1	11.70 Ha	651	875	870 m	6,0 min
Q2	1.85 Ha	650	730	260 m	2,2 min

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Analizando la tabla anterior se desprende que los tiempos de concentración calculados son inferiores a 10 minutos, que es el valor que recomienda la literatura como valor mínimo, en tal razón, se adopta 10 minutos como tiempo de concentración para los 2 cauces.

Para el cálculo de los caudales que se producen en las cuencas se utilizó el método racional americano, que se encuentra descrito.

Los criterios y parámetros empleados en el cálculo de los caudales son:





Periodo de retorno 50 años
Coeficiente de escurrimiento 0,35
Valor de Id para 50 años 6,0

• Tiempo de concentración 10 minutos

Intensidad de Iluvia
 I = 54,246 * Tc (-0,4596) * Id

Con la información antes descrita se calculó los caudales de las cuencas con un periodo de retorno de 50 años.

Tabla 6- 47: Caudal de los cauces

	Tiempo de	Coef. de		Área Equiv.		1/0.36	CAUDAL
	Concentra	Escurri	Área	Parcial	Acum		q
	(min)	С		A*C		L/S/Ha	L/S
Quebrada 1	10,00	0,35	11,70	4,10	4,10	313,77	1284,90
Quebrada 2	10,00	0,35	1,85	0,65	0,65	313,77	203,17

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

VER MAPA IGP 005_Plano_General_Sistema_Drenaje_Pluvial

6.3.5 Diseños eléctricos

El estudio presenta los diseños eléctricos tanto de alimentación a nivel de distribución como de interiores de las edificaciones de los campamentos temporal y permanente. Se realiza el diseño de las instalaciones eléctricas interiores: de iluminación, tomacorrientes, especiales de fuerza, iluminación de emergencia que brindarán servicio a las edificaciones que se proyecten en los campamentos. El diseño también incluye la transformación de niveles de tensión, las diversas acometidas en media tensión, la medición de energía y la generación de emergencia según el caso.

En lo referente a media tensión, se ajustan a los criterios técnicos y especificaciones requeridas por la Empresa Eléctrica Regional CENTROSUR, encargada de regentar esta área de concesión, así como:

- Ministerio de Electricidad y Energía renovable, documento HOMOLOGACIÓN DE LAS UNIDADES DE PROPIEDAD (UP) Y UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN (UC) DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN ELÉCTRICA. 2010
- Regulación del CONELEC No 004-01
- Calidad del servicio Eléctrico de distribución

En cuanto a baja tensión, el diseño toma como base los siguientes documentos:

- Código Eléctrico Nacional, Ecuador, CPE INEN 19:2001.
- NFPA70 Código Eléctrico Nacional. EEUU, 2008.

Con ellos se determina las condiciones mínimas de seguridad que deben cumplir las





instalaciones eléctricas en bajo voltaje (inferiores a 600V), en este caso se aplicarán las normativas usadas para edificaciones de tipo residencial, comercial e industrial que son de carácter privado, todo esto con el fin de salvaguardar la integridad de las personas que las operan o hacen uso de ellas, proteger los equipos y preservar el ambiente en que han sido construidas. En esencia contiene básicamente exigencias de seguridad.

6.3.5.1 Consideraciones de diseño

Acometida en media tensión

El nivel de tensión para distribución será de 22000V según resolución del exCONELEC, así se considerará para los presentes diseños. Por los sitios en los cuales se emplazara el proyecto existe en la actualidad un alimentador de la CENTROSUR de 150 km de longitud aproximadamente, que parte de la Subestación S/E Bella Unión en la ciudad de Méndez con un nivel de tensión de 13.8 KV, a la altura del kilómetro 16.5 de la vía Méndez – Puerto Morona tiene implantada una mini sub estación elevadora de 13.8 a 22 KV con capacidad de 200 KVA, de la cual se sirven todos los poblados que se asientan a lo largo de la vía Patuca – Tiwintza – Puerto Morona (Figura 6-82).



Fotografía 6- 11: Subestación #22 sector Bella Unión

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





Figura 6- 82: Diagrama unifilar de alimentador existente 2212

Fuente: Centro Sur

Elaboración: ACOTECNIC

Por si solo este alimentador no abastece los requerimientos del proyecto. De los datos obtenidos, los niveles máximos de caída de tensión del alimentador sin incluir las demandas del proyecto, llegan a un valor de 6.6%, y si se incluye los valores de demanda de los campamentos únicamente, los valores de caída de tensión máximos llegan a 8.3%, además se sobrepasa la capacidad de potencia instalada de la S/E elevadora.

Como solución se optó por diseñar una línea de transmisión en alta tensión a 69 KV que parte desde la S/E Bella Unión, hasta una S/E reductora de 69KV a 22KV en el campamento permanente, y desde allí servir a los diferentes campamentos a un nivel de tensión de 22 KV. Se puede construir un alimentador en media tensión desde dicha S/E para alimentar de energía a los campamentos permanente y temporal, o también se puede utilizar el alimentador ya existente, que una vez repotenciado sirva para dicho fin y además para alimentar a los diferentes usuarios que se sirven de él.

Para este caso se toma la segunda opción (Figura 6-83).

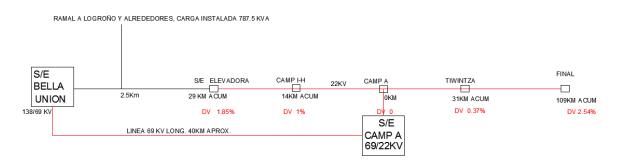


Figura 6-83: Diagrama unifilar del alimentador definitivo en MT

Fuente: Centro Sur Elaboración: ACOTECNIC

Los detalles de los cálculos de caida de tensión para el alimentador repotenciado se observa que los niveles de caida de tensión en el extremo del alimentador (kmro 109 acumulado) llegan a un máximo de 2.54%, mientras que en el sentido contrario hacia la S/E elevadora llegan a 1.65%, parametros que están dentro de los valores permitidos. Además el cálculo se lo realiza con los valores de potencia instalada de los transformadores, los que estan debidamente proyectados para una demanda futura de 10 años. En el estudio





deficinitos de campamentos se puede encontrar de manera detallada los diferentes estados del levantamiento eléctrico del alimentador repotenciado, asi como las respectivas variantes que se realizan para su mejor operatividad. En las figuras Figura 6- 84 y Figura 6- 85 se presenta los mencionados planos minimizados; en el primero se observa el alimentador hacia los campamentos subdividido en 16 laminas con escala 1:7500, mientras en la segunda se tiene todo el alimentador repotenciado en escala 1 a 150000.

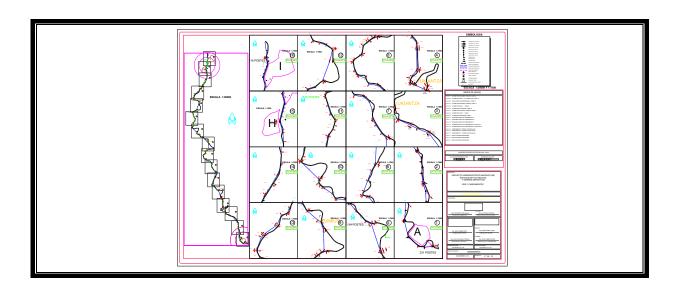


Figura 6- 84: Plano C ELE 109 minimizado. Alimentador campamentos Operación a Construcción Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

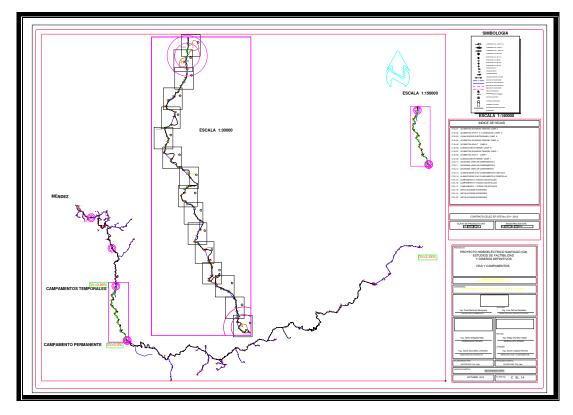


Figura 6- 85: Plano C ELE 110 minimizado. Alimentador total repotenciado. Fuente: ACOTECNIC / Elaboración: ACOTECNIC





De una inspección visual en el sitio se determinó que el alimentador esta en buen estado y tiene 6 años de funcionamiento, se recomienda realizar mantenimiento preventivo en lo conserniente a desbroce de maleza y vegetación, así como el cambio de herrajeria en aproximadamente un 5% del total de estructuras.

La derivación de la acometida en media tensión para el campamento de operación será aérea, parte desde el poste P1 (Figura 6- 86). (#386812 EERCSA), con un conductor ACSR 3x3/0+1/0 y, a traves de 3 postes de hormigón armado llega al transformador de distribución T1 único para el campamento, con una longitud de 160 metros aproximadamente. Los niveles de caida de tensión son minimos, ya que practicamente está en el punto de partida de la subestación reductora. El detalle constructivo de las estructuras se encuentra especificado en el plano C EL 094 del anexo de planos.

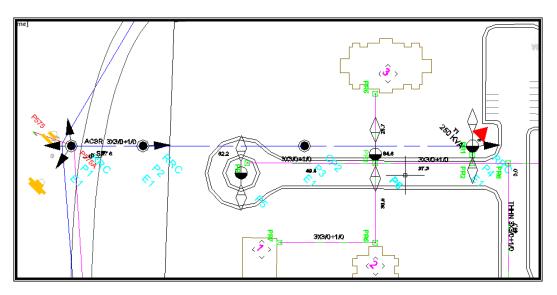


Figura 6- 86: Esquema del alimentador aéreo para el campamento Operación (A)

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

La acometida en media tensión para el campamento de construcción parte desde la S/E reductora proyectada en el campamento de operación y, a traves del alimentador repotenciado se transmitirá la energía hasta dichos puntos con un nivel de tensión de 22 KV como se indicó anteriormente. El nivel de caida de tensión del alimentador en los terrenos H-I (donde se emplaza el campamento de construcción) llega al valor del 1%, considerando que para el cálculo se toma la potencia instalada de los transformadores. Dichos cálculos se presentan en el anexo 2 (hoja 2 de 3). La distribución se realizara con 5 transformadores estrategicamente colocados en los centros de carga, a traves de 5 acometidas aereas en media tensión a 22000 V que se derivarán del alimentador principal.

Para el transformador T1 del campamento de construcción, la acometida parte desde el poste P1 proyectado hasta el par P81-P81a y, con un conductor ACSR 3x3/0+1/0 a traves de 4 postes de hormigón armado con una longitud de 447 metros aproximadamente llega al transformador en mención. Los niveles de caida de tensión en este punto llegan a 1%. (Figura 6-87).





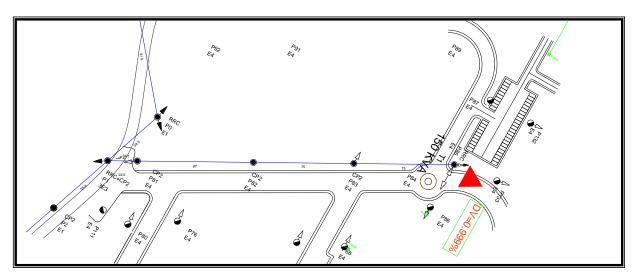


Figura 6-87: Esquema del alimentador aéreo del campamento de construcción para T1

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Para el transformador T2 del campamento de construcción, la acometida parte desde el poste P6 proyectado hasta el par P52-P52a y con un conductor ACSR 3x3/0+1/0 a traves de 2 postes de hormigón armado con una longitud de 52 metros aproximadamente llega al transformador en mención. Los niveles de caida de tensión en este punto llegan a 1,007%. (Fig.3.7).

Para el transformador T3 del campamento de construcción se toma la acometida desde el mismo punto del alimentador repotenciado en los postes P6-P6a. Los niveles de caida de tensión en este punto son de 0,999%. (Figura 6- 88).

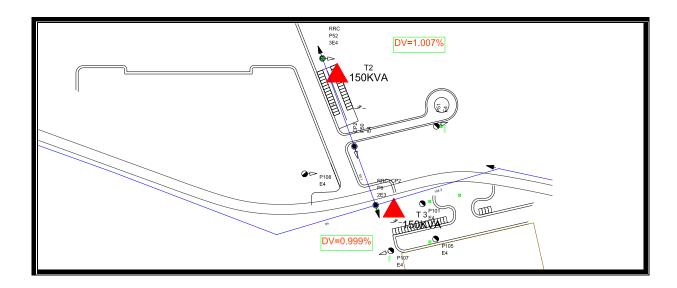


Figura 6-88: Esquema del alimentador aéreo del campamento de construcción para T2 y T3

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





Para el transformador T4 del campamento de construcción, la acometida parte desde el poste P12 proyectado hasta el par P16-P16a y, con un conductor ACSR 3x3/0+1/0 a traves de 5 postes de hormigón armado con una longitud de 256 metros aproximadamente, llega al transformador en mención. Los niveles de caida de tensión en este punto llegan a 0.984%. (Fig.3.8).

Para el transformador T5 del campamento de construcción, la acometida parte desde el poste P12 proyectado hasta el par p20-P20a también proyectados y, con un conductor ACSR 3x3/0+1/0 a traves de 4 postes de hormigón armado con una longitud de 190 metros aproximadamente llega al transformador en mención. Los niveles de caida de tensión en este punto llegan a 0,983%. (Figura 6-89).

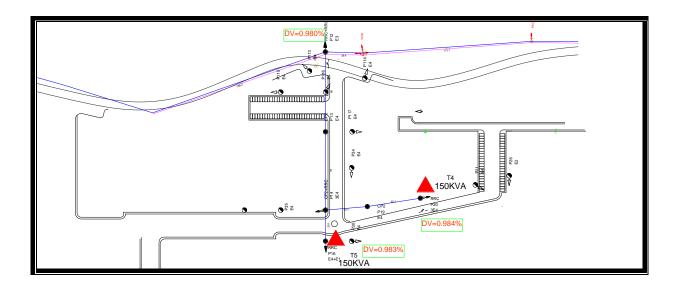


Figura 6-89: Esquema del alimentador aereo del campamento de construcción para T4 y T5

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

En cada una de las estructuras proyectadas que brinden servicio eléctrico en media tensión a los diversos ambientes de los campamentos, se considerará la adición de los siguientes items dependiendo el caso:





- Pararrayos por cada fase, clase distribución, tipo polimérico de Oxido de Zinc, adecuado para una tensión de servicio de 22.8 KV, Tensión Nominal: 18 KV, Máxima tensión de descarga para una onda de corriente de 8 x 20 microsegundos: 59 KV para 5 KA y 66 KV para 10 KA. Completo, con accesorios de soporte para montaje en cruceta de hierro ángulo y adecuado para operación a 3000 msnm, Los detalles de fabricación y diseño deben satisfacer la Norma ANSI C-62.1.
- Un Seccionador-fusible unipolar por cada fase, tipo abierto, adecuado para una tensión de servicio de 22.8 KV. Tensión máxima de diseño: 15/27 KV. Capacidad nominal: 100 A, Capacidad de interrupción simétrica: 7100 A, Capacidad de interrupción asimétrica: 10000 A, BIL 125 KV, Completo, con tubo portafusible y accesorios de soporte para montaje en cruceta de hierro ángulo.
- Tirafusible para Media tensión, cabeza removible, tipo H, según designación EEI-NEMA, de 2 A nominales.
- Varilla para puesta a tierra, cooperweld, de 16mm de diámetro y 1.8m de longitud, soldada por sistema de termofusión, al conductor de bajada de puesta a tierra, cobre 1/0.
- Cruceta de acero galvanizado, universal, perfil "L" 75x75x6x2400 mm.

3.6.5.2 Tablero general de medición (TGM).

La medición del consumo de energía esta previsto realizarse en media tensión, obteniendo las señales a traves de un transformador mixto (TRAFOMIX) para cada uno de los alimentadores de los terrenos H e I (campamento de construcción), así como para el alimentador del campamento de operación. Los contadores de energía (medidores) serán trifásicos, de energía activa y reactiva se colocaran en los tableros generales de medición TGM ubicados en el punto de arranque de cada alimentador y serán suministrados por la Empresa Eléctrica Regional Centrosur.

Debido a las características climáticas de la zona en la que se ubicaran los campamentos, el tablero general de medición TGM será metálico, con armazón de hierro y cubierto con plancha de hierro tool galvanizado de 1/32" de espesor, tratado con pintura anticorrosiva y terminado con esmalte martillado. Los aspectos constructivos, corresponden a los recomendados por la Empresa Eléctrica Centrosur C.A.

Conforme se indicó, el contador de energía especificando el tipo de consumidor será suministrado por la Empresa Eléctrica Centrosur C.A, previo contrato solicitado y tramitado por el cliente.

En el TGM, su carcasa metálica y el conductor neutro se conectarán sólidamente a tierra, acoplandose al sistema de puesta a tierra de la estación de transformación. Se recomienda que la suelda de este conductor se base en el sistema de termofusión Cadweld. Estas especificaciones, se presentan con el objetivo de brindar el margen de protección respectivo contra sobretensiones, atenuar los disturbios eléctricos, y a la vez brindar la respectiva conexión a tierra para los equipos eléctricos y electrónicos sensibles que lo requieran.





6.3.5.3 Distribucion en baja tension, calculo de demandas.

La acometida de la distribución en baja tensión para los diferentes campamentos será trifásica 220-127 V con neutro corrido, esto en consideración a las demandas requeridas por cada locación, las cuales se hacen en base de la implantacion total de todos los campamentos proyectados y de la potencia total instalada para ello.

Para la distribución y protección general del sistema eléctrico, se ha previsto la instalación de diversos tableros de distribución general TDG, en los cuales se alojará un Interruptor Termomagnetico de caja moldeada, la capacidad dependera de la demanda de cada alimentador, además contendrán de ser el caso las barras de cobre, los respectivos interruptores termomagnéticos (Breakers) de 3 polos para la protección de los alimentadores que se dirigen hacia cada tablero de distribución, que pertenecen a los distintos circuitos de ambientes o locales. Los servicios generales corresponden a circuitos de iluminación de pasillos, escaleras, parqueaderos, iluminación exterior, etc.

Distribucion en baja tensión para el campamento de operación

La distribución en baja tensión y las acometidas eléctricas para el campamento de operación serán soterradas, a traves de canalización eléctrica la que se detallará mas adelante.

El campamento de operación consta de 45 diferentes localidades, las cuales dependiendo de su utilización, su ubicación y de su demanda serán agrupadas para la distribución óptima eléctrica.

En el caso presente se agrupa en 18 diferentes bloques eléctricos los cuales se presenta en la Tabla 6-48, donde se observa la potencia instalada de cada bloque, su demanda diversificada, la corriente por fase, la protección usada y el cálculo de la caída de tensión de cada circuito de alimentación. Además de la demanda diversificada total se obtiene el valor para el dimensionamiento del transformador, que con un factor de sobre carga del 30% corresponde a una potencia nominal de 250KVA. Tres circuitos serán para iluminación exterior.

En la Tabla 6-48, se observa que los niveles de caida de tensión para cada circuito de alimentación secundario que se propone, no excede los valores reglamentarios de 5% como máximo, considerando además que el cálculo se realiza con la demanda maxima diversificada. El cable de acometida será del tipo THHN y primero cumplirá con el criterio de capacidad de conducción, luego revisamos que si por la distancia de la acometida se incrementan las perdidas reflejadas en la caida de tensión, se opta por un calibre mayor a fín de cumplir con los dos parámetros. El detalle de el cálculo de la demanda y las caidas de tensión usando el método de momento de potencias, asi como las protecciones y el conductor escogido para cada alimentador secundario del campamento de operación (A) lo encontramos en el Estudio Definitivo de Campamentos, CELEC EP 2014.





Tabla 6-48: Distribución de alimentadores para el campamento Operación (A)

	CALCULO DE POTENCIAS DE	DEMANDA	CAMPAMENTO	DE OPI	ERACIO	N (A)	
CIRCUITO	DENOMINACION	CANT	P INSTALADA	P DIV.	I FASE	PROTEC	DV
TD#		U	KVA	KVA	Α	Α	DV
1	CASINO	1	8,38	3,13	21,89	3X30	0,59
2	PISCINA	1	16,86	5,80	44,05	3X50	1,37
3	CANCHAS	1	36,20	6,38	94,57	3X50	1,39
4	COCINA COMEDOR	1	39,92	10,96	104,29	3X150	0,62
5	VILLAS FAMILIARES	15	46,29	12,00	120,92	3X150	2,10
6	SUITES	3	24,48	6,47	62,95	3X100	1,50
7	BLOQUE DE ALOJAMIENTO	6	125,62	16,54	164,08	3X200	1,71
8	BLOQUE DE ALOJAMIENTO	4	83,74	11,03	109,38	3X150	1,23
9	LAVANDERIA-COMISARIATO	1	18,94	4,59	49,48	3X100	0,97
10	COLISEO	1	50,75	19,51	132,59	3X200	1,13
11	CENTRO SALUD	1	14,73	4,28	38,47	3X50	0,84
12	ESTACION BOMBEROS	1	12,36	3,31	32,29	3X50	2,79
13	OFICINAS	1	85,22	22,16	222,61	3X250	1,67
14	OFICINAS	1	85,22	2216	222,61	3X250	1,67
16	ILUMINACION EXTERIOR	1	14,00	7,00	36,57	3X30	1,01
17	ILUMINACION EXTERIOR	1	17,00	8,50	44,41	3X30	4,88
18	ILUMINACION EXTERIOR	1	28,00	14,00	73,15	3X50	3,78
15	HELIPUERTO	1	8,52	1,64	22,26	3X30	0,42
		Demanda	total	185,94	KVA		

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

En la Figura 6- 90 se presenta de manera general la ubicación de los 15 tableros generales de distribución en el campamento de operación.

En los el Estudio Definitivo de Campamentos, CELEC EP 2014, se encuentra detallado la ubicación de los 15 tableros de distribución general, así como los calibres de conductor de alimentación para la distribución en baja tensión, las trayectorias a traves de la canalización eléctrica y las distancias de acometidas.





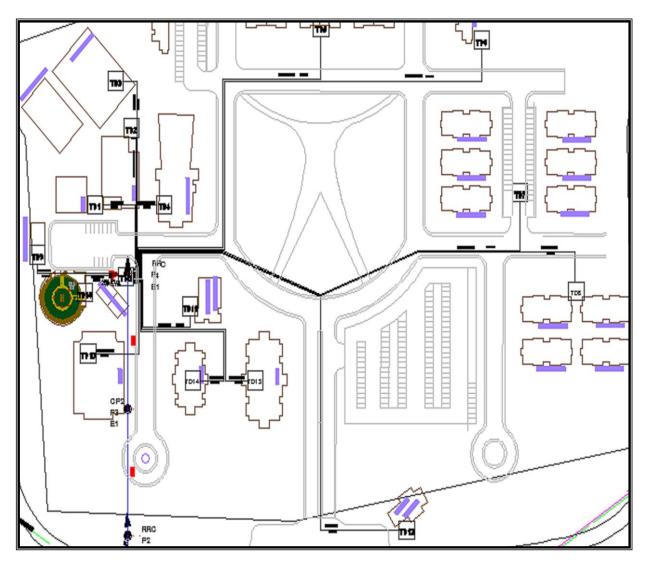


Figura 6- 90: Distribución de tableros de distribución para el campamento Operación (A)

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Distribución en baja tension para el campamento de construcción (H-I).

La distribución en baja tensión para los campamentos de construcción será aérea, a través de postes de hormigón armado de 10 m de altura, con la respectiva herrajería. A su vez se utilizará dicha infraestructura para instalar los circuitos de iluminación exterior de los campamentos, como analizaremos posteriormente.

Como se indicó en el numeral 3.1, la implantación arquitectonica requiere la zonificación de los campamentos de construcción en 5 sectores, desde el punto de vista eléctrico, cada uno de ellos alimentados por un transformador trifásico colocado lo más próximo al centro de carga eléctrico de cada alimentador.

Transformador 1.

El resumen del cálculo de demandas se presenta en la Tabla **6-49**, de la demanda diversificada total se obtiene el valor para el dimensionamiento del transformador, que con un factor de sobre carga del 30% corresponde a una potencia nominal de 150KVA.





Tabla 6- 49: Demandas de campamento de construcción Terreno I T1

	CALC. POT. POR CIRCUITO Y	TOTAL	CAMP. CONST	RUCCIO	NITRAF	O1 (T1)	
CIRCUITO	DENOMINACION	CANT	P INSTALADA	P DIV.	P X UNI	I FASE	PROTEC
TD#		U	KVA	KVA	KVA	Α	
3	CANCHAS	1	16,80	7,06	7,06	43,89	3X100
4	COCINA COMEDOR	2	106,95	31,24	15,62	279,39	3X100
5	VILLAS FAMILIARES	15	46,29	12,00	0,80	120,92	3X150
6	SUITES	3	24,48	6,47	2,16	63,95	3X150
7	BLOQUE DE ALOJAMIENTO	5	227,52	28,53	5,71	118,87	3X150
9	LAVANDERIA-COMISARIATO	1	18,94	4,59	4,59	49,48	3X50
15	ILUMINACION EXTERIOR	24	24,00	12,00	0,50	62,70	3X30
			DMD TOT	101,89			

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

El conductor escogido para red de distribución en baja tensión es el ACSR 3x3/0+1/0 AWG, con el los niveles de caida de tensión para cada ramal del circuito secundario que se propone, no excede los valores reglamentarios de 5% como máximo, considerando además que el cálculo se realiza con la demanda maxima diversificada. De los cálculos de las caidas de tensión secundarias para el T1 se tiene que el máximo valor obtenido es de 4,4%

Transformador 2.

El resumen del cálculo de demandas se presenta en la

Tabla 6- 50, de la demanda diversificada total obtenemos el valor para el dimensionamiento del transformador, que con un factor de sobre carga del 30% corresponde a una potencia nominal de 150KVA.

Tabla 6-50: Demandas campamento de construcción IT2

CALC.	POT. POR CIRCUITO Y TOT	AL CAMP.	CONSTRUCC. I	TRANS	FORMA	DOR 2 (1	Γ2)
CIRCUIT			Р	Р	PΧ	I	PRO
0	DENOMINACION	CANT	INSTALADA	DIV.	UNI	FASE	Т
TD#		U	KVA	KVA	KVA	Α	
	BLOQUE DE					118,8	3X40
7	ALOJAMIENTO	9	409,54	51,36	5,71	7	0
	LAVANDERIA-						
9	COMISARIATO	1	18,94	4,59	4,59	49,48	3X50
11	CENTRO SALUD	1	14,73	4,28	4,28	38,47	3X50
12	ESTACION BOMBEROS	1	12,36	3,31	3,31	32,29	3X50
						222,6	3X25
13	OFICINAS	1	85,22	22,16	22,16	1	0
15	ILUMINACION EXTERIOR	25	25,00	8,75	0,35	65,31	3X30
		P DIV					
		TOT		94,45			

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





El conductor escogido para red de distribución en baja tensión es el ACSR 3x3/0+1/0 AWG, con el los niveles de caida de tensión para cada ramal del circuito secundario que se propone, no excede los valores reglamentarios de 5% como máximo, considerando además que el cálculo se realiza con la demanda maxima diversificada. De los cálculos de las caidas de tensión secundarias para el T2 vemos que el máximo valor obtenido es de 4%.

Transformador 3.

El resumen del cálculo de demandas se presenta en la Tabla 6-51, de la demanda diversificada total obtenemos el valor para el dimensionamiento del transformador, que con un factor de sobre carga del 30% corresponde a una potencia nominal de 150KVA.

Tabla 6-51: Demanda del campamento de construcción, area de talleres T3

	CALC. POT. POR CIRCUITO Y TOTAL CAMP.CONSTR. I TRANSFORMADOR 3 (T3)								
CIRCUIT O TD#	DENOMINACION	CANT U	P INSTALADA KVA	P.DIV. KVA	P X UNI KVA	FASE A	PROTECCION		
	ILUMINACION								
15	EXTERIOR	10	10,00	3,50	0,35	26,12	3X30		
16	TALLERES	1	133,90	53,56	53,56	349,79	3X200		
17	BODEGAS	2	156,50	62,60	31,30	408,83	3X200		
		P DIV		119,6					
		TOT		6		0,00			

Fuente: ACOTECNIC. Elaboración: ACOTECNIC

El conductor escogido para red de distribución en baja tensión es el ACSR 3x3/0+1/0 AWG, con el los niveles de caida de tensión para cada ramal del circuito secundario que se propone, no excede los valores reglamentarios de 5% como máximo, considerando además que el cálculo se realiza con la demanda maxima diversificada. De los cálculos de las caidas de tensión secundarias para el T3 vemos que el máximo valor obtenido es de 3,8%.

Transformador 4.

El resumen del cálculo de demandas se presenta en la Tabla 6- 52, de la demanda diversificada total se obtiene el valor para el dimensionamiento del transformador, que con un factor de sobre carga del 30% corresponde a una potencia nominal de 150KVA.

Tabla 6- 52: Demandas campamento de construcción, terreno H T4

CA	LC. POT. POR CIRCU	ΙΤΟ Υ ΤΟ	TAL CAMP.CON	ST. H TRA	ANSFORI	MADOR	4 (T4)
CIRCUIT	DENOMINACION	CANIT	DINICTAL ADA	D DIV	PX	I	PROTECCI
0	DENOMINACION	CANT	P INSTALADA	P.DIV.	UNI	FASE	ON
TD#		U	KVA	KVA	KVA	Α	
1	CASINO	1	8,38	3,13	3,13	21,89	3X30
						279,3	
4	COCINA COMEDOR	2	106,95	31,24	15,62	9	3X200
	BLOQUE DE					118,8	
7	ALOJAMIENTO	6	273,02	34,24	5,71	7	3X400
	LAVANDERIA-						
9	COMISARIATO	1	18,94	4,59	4,59	49,48	3X100
	ILUMINACION						
15	EXTERIOR	30	30,00	10,50	0,35	78,37	3X30
		P DIV					
		TOT		83,70		0,00	

Fuente: ACOTECNIC. Elaboración: ACOTECNIC





El conductor escogido para red de distribución en baja tensión es el ACSR 3x3/0+1/0 AWG, con los niveles de caida de tensión para cada ramal del circuito secundario que se propone, no excede los valores reglamentarios de 5% como máximo, considerando además que el cálculo se realiza con la demanda maxima diversificada. De los cálculos de las caidas de tensión secundarias para el T4 se observa que el máximo valor obtenido es de 4,3%.

Transformador 5.

El resumen del cálculo de demandas se presenta en la

Tabla 6- 53 diversificada total se obtiene el valor para el dimensionamiento del transformador, que con un factor de sobre carga del 30% corresponde a una potencia nominal de 150KVA. de la demanda

Tabla 6-53: Demandas campamento de construcción, terreno H T5

CA	CALC. POT. POR CIRCUITO Y TOTAL CAMP.CONST. H TRANSFORMADOR 5 (T5)								
CIRCUIT			Р	P.DI	PΧ	I	PROTECCI		
0	DENOMINACION	CANT	INSTALADA	V.	UNI	FASE	ON		
TD#		U	KVA	KVA	KVA	Α			
1	CASINO	1	8,38	3,13		21,89	3X30		
2	PISCINA	1	16,86	5,80	5,80	44,05	3X50		
3	CANCHAS	1	3,20	1,34	1,34	8,36	3X15		
	BLOQUE DE					118,8			
7	ALOJAMIENTO	6	273,02	34,24	5,71	7	3X150		
						132,5			
10	COLISEO	1	50,75	19,51	19,51	9	3X150		
						222,6			
13	OFICINAS	1	85,22	22,16	22,16	1	3X250		
	ILUMINACION								
15	EXTERIOR	23	23,00	8,05	0,35	60,08	3X60		
		P DIV							
		TOT		94,23		0,00			

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

El conductor escogido para red de distribución en baja tensión es el ACSR 3x3/0+1/0 AWG, con el los niveles de caida de tensión para cada ramal del circuito secundario que se propone, no excede los valores reglamentarios de 5% como máximo, considerando además que el cálculo se realiza con la demanda maxima diversificada. De los cálculos de las caidas de tensión secundarias para el T5 se observa que el máximo valor obtenido es de 4,6%.

En el el Estudio Definitivo de Campamentos, CELEC EP 2014, se encuentra el detalle de los alimentadores, la ubicación de los tableros de distribución general, así como los calibres de conductor de alimentación para la distribución en baja tensión, las trayectorias a traves de la postería, las distancias de acometidas y los detalles constructivos de las estructuras eléctricas para los campamentos temporales H-I.





6.3.5.4 Tableros de distribución, TD

Para la protección y seccionamiento de los diferentes circuitos secundarios, ya sea de acometida general, de iluminación o tomacorrientes, se ha provisto la instalación de varios tableros de distribución secundarios.

Para el caso del campamento de operación, la distribución secundaria partirá desde un único transformador que alimenta al tablero general de distribución TGD, colocado en un gabinete tipo armario al pie del poste P4 proyectado. Dicho TGD contendrá un interruptor termomagnético tripolar de caja moldeada de 500 A serie XT para 600 V, como protección general (Figura 6- 91). De éste se conectará al sistema de pletinas de cobre colocadas dentro del gabinete para las diferentes derivaciones.

En el presente caso la corriente secundaria en demanda máxima es de 490 A y para el dimensionamiento de las pletinas se considera un 60% de sobre corriente, dandonos un total de 780 A. La sección de la pletina corresponde para esa corriente es de 400 mm2, y por ser 18 en total las acometidas que deben alimentarse, se opta por poner un sistema de doble pletina para la facilidad de conexión, pudiendo ser de 40 mm de ancho por 5 mm de espesor.

Considerando que se colocará un sistema de doble pletina, se puede mejorar la confiabilidad del alimentador secundario si lo dividimos en 2 partes, con dos interruptores termomagnéticos de 250 A de corriente nominal. Así en caso de falla el sistema saldra de operación solo un 50%.

El gabinete que alojará al TGD del campamento de operación (A), será del tipo ARTU-K IP65 de la casa ABB, con una tensión de funcionamiento de hasta 1KV, una tensión de aislamiento de hasta 8KV, una corriente nominal In de 4000 amperios, una Imax de corta duración de 105 KA, que cumpla las normas IEC 60439-1 y 60439-2, con puerta y laterales ciegos. Se montará sobre una base de hormigón de 15 cm de espesor sobre el nivel del piso terminado, debajo del compartimento se construirá los pozos de revisión. En dichos compartimentos se acoplarán las tuberías de entrada del primario y salida del secundario, estas tuberías serán de tipo PVC rígido para uso eléctrico. El anclaje será con pernos de material inoxidable.

Para los tableros de distribución general TDG 1 al TDG 15 ubicados en los diferentes bloques eléctricos designados en el numeral 3.3.1. se opta por colocar los de tipo PROTECA de la casa ABB, de tres fases cuatro hilos, tension nominal de hasta 600v, corriente nominal de hasta 250 A, una Imax de cotra duración de hasta 35 KA, que cumpla las normas IEC 60439-3 y BS 60439-1. El número de modulos para los interruptores termo magnéticos varía desde 12 hasta 48 puestos, escogiendo en cada caso el necesario según el número de salidas. En la Figura 6- 93 se observa el modelo estándar del mencionado tablero.







Figura 6- 91 Interruptor termo magnético de caja moldeada

Fuente: Asea Brown Boveri Elaboración: ACOTECNIC



Figura 6- 92: Gabinete de distribución ARTU-K IP65 de ABB Fuente: Asea Brown Boveri Elaboración: ACOTECNIC







Figura 6- 93: Gabinete de distribución tipo PROTECA de ABB
Fuente: Asea Brown Boveri
Elaboración: ACOTECNIC

Los detalles del número de tableros de distribución, las capacidades de los interruptores termo magnéticos así como el numero de los mismos, se encuentran detallados en los diagramas unifilares de cada zona.

En el campamento de construcción, terrenos H-I, las acometidas para cada bloque se tomarán desde la red de B.T. aérea empalmadas con conectores, luego a traves de las bajantes desde el poste correspondiente en tubería EMT de 4" x 6m con un codo reversible, la tubería se anclará firmemente al poste con la herrajeria Eriband y en el pie del poste se colocará un codo para hacer el ingreso del cable a un pozo de revisión, desde este lugar partirá a la canalización eléctrica, ubicada en la base de cada poste para así llegar al bloque respectivo y por ende al tablero de distribución TD correspondiente.

La mayoria de acometidas serán trifásicas a cuatro hilos, solamente para las viviendas unifamiliares tendremos acometidas monofásicas. Los detalles del número de tableros de distribución, las capacidades de los interruptores termo magnéticos así como el número de los mismos, el calibre de los conductores de acometidas, se encuentran detallados en los diagramas unifilares del campamento temporal, así para el H en y para el I la memoria de planos constructivos del el Estudio Definitivo de Campamentos, CELEC EP 2014.

El conductor para las acometidas será de cobre unilay o flexible, aislamiento TTU600V, calibre 2 x 6 AWG para fase y neutro, y 10 AWG para el conductor de tierra en el caso monofásico, y el THHN con calibres variables dependiendo la demanda para los casos trifásicos.





6.3.5.6 Canalización electrica

Para la canalización eléctrica se utiliza la normativa del Manual de Construcción del Sistema de Distribución Eléctrica de Redes Subterráneas del Ministerio de Electricidad y Energías Renovables, del cual se toma las siguientes recomendaciones.

Banco de ductos.

La ductería eléctrica según la Norma NTE INEN 2227 y NTE INEN 1869 deberán instalarse con tubo PVC de pared estructurada e interior lisa tipo B para red de MV y BV de diámetro de 110 milímetros y tubo PVC del tipo II pesado para alumbrado público y acometidas domiciliarias de diámetro 50 milimetros.

Se utilizará únicamente los materiales provenientes de fábricas que tengan el sello de calidad INEN.

El color del ducto para instalaciones eléctricas subterráneas será de color naranja.

La suma del área de la sección transversal de todos los conductores o cables en una canalización no debe exceder 40% de la sección transversal interior de la canalización según la norma NEC 354-5.

La configuración de los ductos dentro de una misma zanja estará dada en base al número de filas por número de columnas, donde el primer dígito indica el número de filas y el segundo dígito indica el número de columnas.

Para conservar una distancia uniforme entre ductos se deberán utilizar plantillas separadoras, estos deberán ser de láminas de PVC Figura 6- 94. La distancia longitudinal entre cada separador será de 2.5 m.

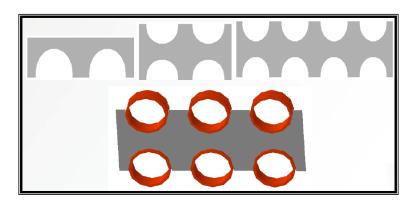


Figura 6- 94: Plantillas separadoras para ductos eléctricos Fuente: Ministerio de Electricidad y Energía Renovable Elaboración: ACOTECNIC

La separación mínima horizontal y vertical entre ductos de un mismo banco será de 5 cm, independiente del diámetro de tubería y del nivel de voltaje empleado.

Cuando el banco de ductos este instalado bajo las aceras el material de relleno será de arena y opcionalmente de hormigón de 140 Kg/cm2 de requerirse una mayor resistencia mecánica.

El fondo de la zanja tendrá un terminado uniforme sobre el cual se colocará una cama de arena o ripio de 5 cm dependiendo del material de relleno del banco de ductos que puede





ser arena u hormigón respectivamente, consiguiendo un piso regular y uniforme, de tal manera que al colocar la primera fila de los ductos, esta se apoye en toda su longitud.

Cuando el material de relleno del banco de ducto es arena, luego de colocar la primera fila de ductos se colocará el separador de tubería seguido de una capa de arena de 5 cm. y así sucesivamente hasta completar el número de ductos requeridos. La última capa de arena será de 10 cm de altura sobre el último ducto.

Cuando el material de relleno del banco de ducto es hormigón, se debe armar el banco de ductos con los separadores según lo requerido, y se debe rellenar todo de hormigón hasta una altura de 10 cm por encima de la última tubería. En ambos casos, después de la capa de 10 cm sobre el ultimo ducto irá una capa de 20 cm de material de relleno (libre de piedra) compactado manualmente, la siguiente capa de 10 cm será compactada en forma mecánica, luego de esto se colocará una capa de 10 cm de subbase compactada (arena o ripio) que depende del material de terminado de la acera si es adoquín u hormigón respectivamente. La distancia de las paredes de la zanjas hacia los ductos será de 10 cm.

Cuando el banco de ductos este instalado bajo las calzadas el material de relleno deberá ser de hormigón con resistencia mínimo de 180 Kg/cm2, hasta 10 cm por encima del ducto superior. Sobre el banco de ductos se colocará material de relleno (libre de piedra) dos capas de 25 cm compactado en forma mecánica, luego de esto se colocará una capa de 10 cm de subbase compactada (arena, ripio o lastre) que depende del material de terminado de la calzada si es adoquín, hormigón o asfalto respectivamente.

El fondo de la zanja tendrá un terminado uniforme sobre el cual se colocará una cama de ripio de 5 cm.

La separación horizontal mínima entre bancos de ductos eléctricos y otros servicios será de 25 cm. No se instalará ductos de otros servicios paralelamente por encima o debajo de ductos eléctricos, y de ser necesario en casos excepcionales la separación vertical será la misma indicada anteriormente.

La profundidad mínima a la que han de instalarse los ductos o bancos de ductos, debe ser considerada con respecto a la parte superior de los ductos. En lugares no transitados por vehículos 0.6 metros y en lugares transitados por vehículos 0.8 metros.

En los casos que no se puedan obtener estos valores de profundidad mínimas, se deberá colocar en todo el trayecto de la zanja hormigón de resistencia mecánica tal que garantice la misma protección al banco de ductos que con las condiciones de profundidades mínimas establecidas anteriormente.

El ancho de ésta debe ser tal, que permita colocar la plantilla, hacer el acoplamiento sin dificultad y compactar el relleno. La base de este acápite es la siguiente relación matematica para obtener el ancho de la excavación.

$$Bd = N * D + (N-1)e + 2x$$

Donde:

Bd: Ancho de la zanja.

N: Número de tubos (vías) en sentido horizontal.

D: Diámetro exterior del tubo.





- e: Espacio entre tubos (Mínimo 5 cm).
- x: Distancia entre la tubería y la pared de la zanja. (Mínimo 10 cm)

Por seguridad, para indicar la existencia de ductos eléctricos se debe colocar una cinta o banda de PVC en toda la trayectoria del banco de ductos Figura 6- 95. La cinta o banda se colocará a una profundidad de 20 cm medidos desde el nivel del piso terminado de la acera o calzada. La cinta de señalización deberá contener la siguiente información:

- Señal de advertencia de peligro de riesgo eléctrico. (ISO 3864)
- Leyenda de advertencia de la presencia de cables eléctricos.
- Logotipo de la empresa distribuidora.



Figura 6- 95: Cinta de advertencia para ducto eléctrico
Fuente: ACOTECNIC
Elaboración: ACOTECNIC

Pozos de revisión electricos

Se utilizarán pozos cuando existan cambios de dirección, transición aérea a subterránea, así como a lo largo de los tramos rectos de la ruta del circuito. La distancia entre pozos dependerá del diseño, esta distancia fluctuará entre 30 y 60 metros.

Los pozos deben mantener un espacio de trabajo limpio (cables y accesorios sujetos a la pared), suficiente para desempeñar las labores de mantenimiento. Figura 6-96.

Los pozos serán construidos con paredes de hormigón armado de 210 Kg/cm2 (en calzada) o de mampostería de ladrillo o bloque de hormigón pesado en acera. El espesor de la pared será como mínimo de 12 cm.

Las paredes interiores de los pozos construidos de mampostería de ladrillo o bloque serán enlucidas con mortero 1:3 y alisadas con cemento.

Las tapas de los pozos podrán ser de:

- Hormigón armado: Tendrá un marco y brocal metálico. El espesor de la losa de la tapa será de 70 mm (solamente para acera).
- Acero dúctil o grafito esferoidal: Clase D400-400 kN (para calzada o acera).





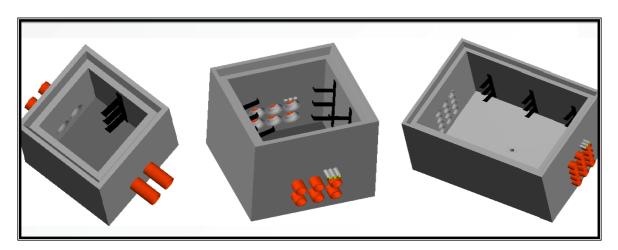


Figura 6- 96: Pozos para ductos eléctricos Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Dependiendo del tipo, los pozos se construirán según las dimensiones interiores establecidas en esta homologación.

TIPOS	Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)	Aplicación
Tipo C	0,60	0,60	0,75	AP-ACOM.
Tipo B	0,90	0,90	0,90	MV –BV-AP
Tipo A	1,20	1,20	1,20	MV- BV- AP

Las profundidades indicadas son mínimas y podrá aumentar dependiendo de cantidad de ductos a instalarse.

Los pozos se construirán de forma cuadrada o rectangular según el ángulo que forme el banco de ductos.

En caso de ser necesario se construirá pozos de forma octogonal.

En las calles y veredas en donde se construyen los pozos y ductos, generalmente existen instalaciones de agua potable, alcantarillado, teléfonos, energía eléctrica, etc., por lo cual, durante el diseño y la construcción se deberá consultar y coordinar con las entidades responsables de estos servicios para contar con los planos e información correspondientes de las instalaciones existentes.

La distancia entre la parte inferior de los ductos más profundos y la base del pozo debe ser mínimo de 10 cm. El banco de ductos debe estar centrado con respecto a las paredes laterales del pozo.

El banco de ductos no podrá rebasar el nivel de pared terminada del pozo, quedaran a 5 cm antes de salir a la superficie interior del pozo para dar una curvatura con radio de 3 cm (chaflán) para que ingresen los cables al ducto sin daño a la chaqueta.

Las tapas de hormigón tendrán un marco y brocal metálico construido de pletina de acero de espesor de 4mm y 50 mm de base por 75 mm de alto con una abertura de 110 grados tanto para el brocal como para el marco de la tapa Fig.25. La resistencia del hormigón de la tapa será de f'c=210 kg/cm2, de 70 mm de espesor en vereda y 150 mm en calzada con armadura Ø=12 mm cada 100 mm, en ambas direcciones.





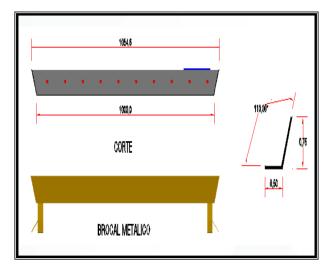


Figura 6- 97: Pozos para ductos eléctricos marco de tapa Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

El marco y brocal deberá tener un recubrimiento de pintura anticorrosiva, mínimo de dos capas. Con el fin de que el brocal se empotre correctamente este dispondrá de anclajes que irán embebidos al contorno del pozo. Figura 6-98

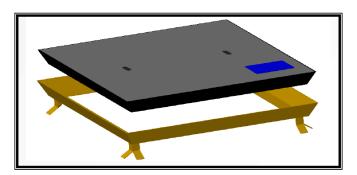


Figura 6- 98: Tapa de Pozos disposición de anclajes

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Para el levantamiento de la tapa de los pozos se dejara dos orificios sin fundir formados por tubo metálico rectangular de ¾ x 2" ubicados adecuadamente para distribuir el peso de la tapa y soldados a la armadura, que atraviesan todo el espesor de la misma, los cuales permiten el ingreso de una varilla de hierro doblada en la punta en forma de "L" que sirve para levantar la tapa Figura 6- 99.





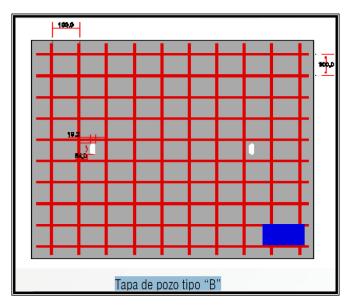


Figura 6- 99: Tapa de Pozos disposición de armadura

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Para los pozos ubicados en calzada podrán tener una tapa de grafito esferoidal (acero dúctil) clase D400-400 KN, si el tráfico es pesado, estas deberán cumplir con las especificaciones técnicas indicadas en este documento. Estas tapas dispondrán de un seguro de cierre de ¼ de vuelta con su llave respectiva. Las tapas se confeccionarán en fundición dúctil, estarán soportadas por un marco de acero galvanizado, que provee el soporte y bisagras para las tapas. El diseño de la tapa provee una superficie con un soporte antideslizante para los vehículos y peatones Figura 6-100.

Para la identificación de las tapas de los pozos se lo realizara en bajo relieve o se colocará una placa de hierro fundido.

Para la identificación en bajo relieve debe tener las características siguientes:

Letra: Técnica

Ancho: 4 cm

Altura: 7 cm

Deberá constar:

- Siglas de la empresa distribuidora.
- Nivel de voltaje MV y/ó BV
- Año de fabricación (opcional)
- Numeración de la tapa (opcional)

En caso de ser una placa, las características de la misma serán:





Largo: 15 cm.Ancho: 10 cm.Espesor: 0,5 cm.Letra: Técnica

Deberá constar:

- Siglas de la empresa distribuidora.
- Nivel de voltaje MV ó BV
- Año de fabricación (opcional)
- Numeración de la tapa (opcional)

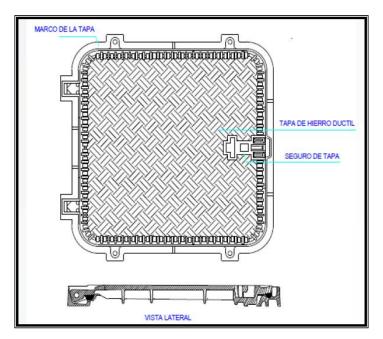


Figura 6- 100: Tapa de pozos de metal antideslizante

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Dependiendo del nivel freático de la zona donde se esté construyendo el sistema subterráneo, el piso de los pozos podrá ser:

- Piso con hormigón y drenaje: el piso de los pozos se fundirá completamente con una capa de hormigón de 10 cm mínimo y se ubicará un drenaje, el cual es opcional a juicio de la empresa, dependiendo del nivel freático de la zona donde se esté instalando el sistema subterráneo. Este drenaje constara de un sifón el cual estará conectado al sistema de alcantarillado público mediante una tubería de PVC de 50 mm de diámetro mínimo, preferiblemente pluvial. En la losa de piso se dará la inclinación del 1,5 % hacia el drenaje.
- Piso sin hormigón y material filtrante: el piso del pozo estará constituido por una capa de material filtrante de 10 cm mínimo (grava) que ocupará toda su área.





 Piso con hormigón y material filtrante: el piso de los pozos estará constituido por una loseta de hormigón de 10 cm mínimo con una inclinación del 1,5 % para evacuar el agua hacia una franja sin fundir rellena de material filtrante (grava), esta cubrirá al menos el 10 % del área total del piso del pozo.

Los cables dentro de los pozos deben quedar fácilmente accesibles y soportados de forma que no sufran daño debido a su propia masa, curvaturas o movimientos durante su operación, para ello los pozos dispondrán de soportes o pie amigos de acero galvanizado o fibra de vidrio para sujetar y ordenar los conductores que se encuentren dentro de este. Los soportes de los cables deben estar diseñados para resistir la masa de los propios cables y de cargas dinámicas; mantenerlos separados en claros específicos y ser adecuados al medio ambiente Figura 6- 101.

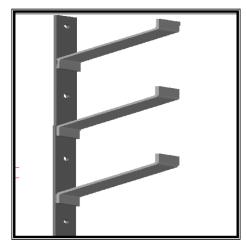


Figura 6- 101: Soportes para cables en pozos Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Los cables deben quedar soportados cuando menos 10 cm arriba del piso para estar adecuadamente protegidos. La ubicación de los soportes debe permitir el movimiento del cable sin que exista concentración de esfuerzos que dañen a los cables.

Como se indico inicialmente la distribución en baja tensión y las acometidas en el campamento permanente (A) sera en su totalidad subterranea, y para ello se ha previsto la construcción de ductería eléctrica a lo largo de todo el campamento. La longitud estimada de ductos es de 2666 metros lineales y serán de dos tipos, el primero para distribución en baja tensión de 12 vias de 110mm y 4 vias de 50mm (966 metros aproximadamente) y el segundo de 2 vias de 110mm y 50 mm para acometidas e iluminación (1700 metros lineales aproximadamente).

El ancho de la excavación para la ductería de 12 vias repartidas en 2 filas y 4 columnas corresponde a 80cm, y para 2 vias es de 50cm.

Para los campamentos temporales H-I tendremos ductería solo para las acometidas, y en total se estimo que serán de una longitud acumulada de 365 y 1200 metros lineales aproximadamente cada campamento en su orden.





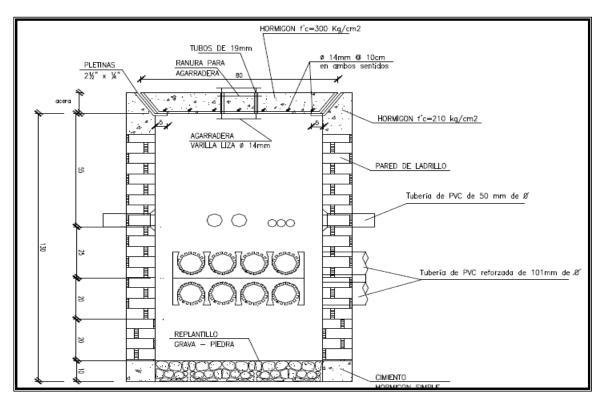


Figura 6- 102: Pozo de revisión eléctrico tipo B para 8 vias+2 iluminación Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Los pozos de revisión tambien tendremos de dos tipos, los de tipo B que inteconectarán la ducteria de distribución Figura 6- 103, y los de tipo C para acometidas y alumbrado público Figura 6- 103.

En el campamento de operación (A) se cuantifica la construcción de un pozo de tipo A, 30 pozos tipo B y 83 pozos de tipo C. Para los campamentos de construcción (terreno H) se construirá 47 pozos de tipo C, mientras que para los campamentos de construcción (terreno I) se necesita construir 82 pozos de tipo C.





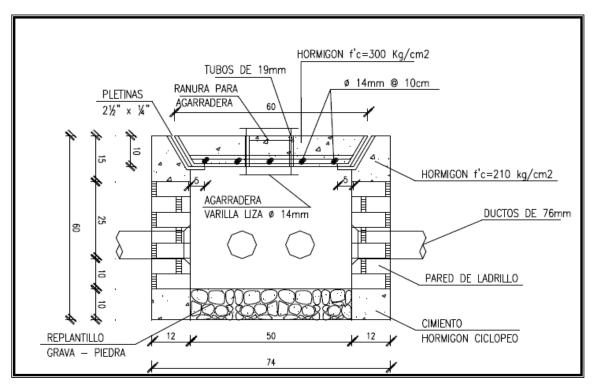


Figura 6- 103: Pozo de revisión eléctrico tipo C para 2 vías iluminación y acometidas

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

6.3.5.6 Especificaciones de transformadores, generadores, sistema de puesta a tierra

Conforme a los cálculos de la demanda, las diversas edificaciones requiere la instalación de seis transformadores trifásicos, cinco de 150 KVA para el sector de campamentos de construcción (5000 personas aproximadamente) y uno de 250KVA para el campamento de operación, todos del tipo convencionales, con tensión de entrada 22 KV, tensión de salida 220/127 V, 60 Hz, conexión YYO.

Se indica adicionalmente los componentes del sistema de puesta a tierra, y de protección contra descargas atmosféricas.

Las especificaciones, consideraciones de diseño y detalles constructivos de estos sistemas, se pueden apreciar en el el Estudio Definitivo de Campamentos, CELEC EP 2014.

6.3.5.7 Especificaciones de los circuitos.

En los planos de detalle se indica mediante la simbología adecuada, los siguientes aspectos:

Los recorridos de los diferentes circuitos de iluminación, tomacorrientes.

- La ubicación de los mandos de iluminación.
- Localización y tipo de luminarias.
- Ubicación de tomacorrientes y circuitos especiales.
- Intensidad nominal de las protecciones termomagnéticas (Breakers).





Calibre, número, recorrido y canalización de conductores.

Se indica adicionalmente que los requerimientos para la implantación del campamento de construcción son de que debe ser desmontado una vez finalizada la construcción del proyecto, por lo que se construira con diseños de distribución aereos para media y baja tensión, a excepción de las acometidas desde los postes a las distintas instalaciones, por motivos de seguridad esencialmente. Por lo contrario las instalaciones eléctricas en el campamento de operación seran soterradas con excepción de la alimentación en media tensión. Se prevee construir ductos eléctricos a lo largo de todo el campamento (2700 metros aproximadamente).

Circuitos de iluminacion exterior.

El objetivo fundamental que tiene el alumbrado exterior llamado también público, es proporcionar una visibilidad adecuada durante el desarrollo de las actividades de tránsito vehicular como peatonal en vías, parques y demás espacios de libre circulación. Debe permitir a los peatones y vehículos transitar en la noche con la misma seguridad, comodidad y velocidad como lo hace durante el día. La seguridad depende de la fiabilidad visual que su vez es percibida por un conductor cuándo procesa una información visual de una situación conflictiva que es remitida por un escenario urbano bien iluminado. Por otro lado, la comodidad visual facilita la concentración del conductor, contribuyendo a disminuir la tasa de accidentes. Definimos en general tres principales propósitos:

- a) Permitir a los usuarios de automotores, motociclistas, bicicletas y otros motores que transiten sobre la vía pública en forma segura. Se basa en el concepto de la luminancia (cd/m2).
- Permitir a los peatones ver los riesgos, orientarles, reconocer a otros peatones y darles una sensación de seguridad. Conceptualiza la iluminancia (lux) para la iluminación.
- c) Mejorar la apariencia del medio ambiente en la noche. Se basa en la iluminancia (lux).

Los cálculos para determinar la iluminación se realizaran siguiendo los criterios establecidos en las publicaciones CIE 115 - 1995. "Recomendaciones para el Alumbrado de Carreteras con Tráfico Motorizado y Peatonal" y CIE 140 – 2000. "Métodos de calculo para la iluminación de carreteras". En la presente norma se establece los parámetros mínimos que debe cumplir el alumbrado público, los cálculos se pueden realizar por medio de programas computarizados diseñados para el efecto, software que estará avalizado por un laboratorio reconocido por la CIE.

Las luminarias a instalar en el área de diseño exterior, deben poseer un alto rendimiento fotométrico, determinada por el conjunto óptico compuesto por lámpara-proyector-protector y las pérdidas de energía propias de la luminaria deben ser mínimas.

Alumbrado de Vías.

El concepto de la luminaria en el alumbrado de vías, es el de aprovechar la propiedad reflectaría de la vía con la finalidad de mejorar la visión o descubrir objetos ubicados a la distancia en la calzada, por lo tanto el concepto de luminancia es proporcionar una vía con una superficie de calzada adecuadamente iluminada. El diseño en consecuencia,





comprenderá la determinación de los niveles de iluminación, mismas que cumplirán con factores de uniformidad; selección de las luminarias y fuentes luminosas; la adopción de esquemas de control; y la localización y disposición de elementos para su montaje.

Para el cálculo utilizaremos el "Método del Flujo Total", un método sencillo que permite obtener valores útiles para alumbrados en los que no son necesario resultados precisos.

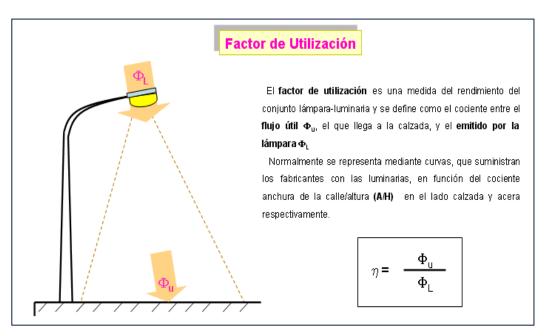


Figura 6- 104: Cálculo por método de flujo total

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

El método de cálculo adoptado se basa en los requerimientos presentados en la Figura 6-105 y Tabla 6- 54 y

Tabla 6- 55





CÁLCULO DE ALUMBRADO EXTERIOR

El objetivo es calcular la distancia de separación entre las luminarias que garantice un nivel de iluminación E_m medio determinado. Se conoce:

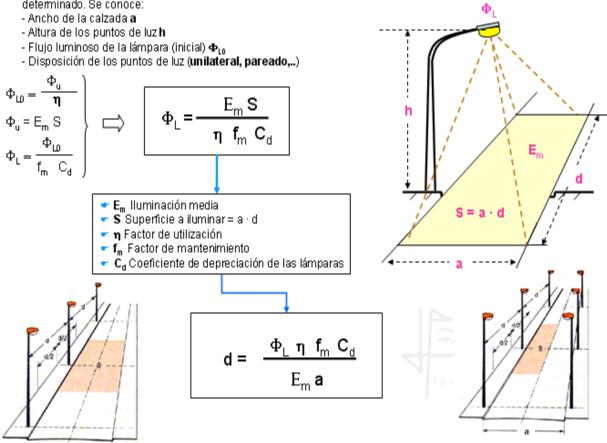


Figura 6- 105: Cálculo de alumbrado exterior Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Tabla 6-54: Requerimiento lumínico por el tipo de vía

Тіро	Iluminación media E _m (Lux)
Autopistas, autovías y carreteras con intenso tráfico	20-35
Vías urbanas y plazas importantes	10-20
Vías y paseos residenciales	5-15
Polideportivos	100-500

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





Tabla 6- 55: Flujo de lámparas vs. Altura de mástil

Flujo de la lámpara (Lm)	Altura (m)
$3.000 \le \Phi_L < 10.000$	6 ≤ H < 8
$10.000 \le \Phi_L < 20.000$	8 ≤ H < 10
$20.000 \le \Phi_{L} < 40.000$	10 ≤ H < 12
$\Phi_L\!\ge 40.000$	≥ 12

Un valor util para el diseño de los campamentos es la que tiene los porcentajes de iluminación recomendados para vias, carreteras y polideportivos, Tabla 6- 54.

Procedemos a calcular el flujo lumínico promedio que extistirá para la implantación propuesta y verificamos si cae dentro del rango sugerido de Em para nuestro caso de la Tabla 6-54 esta sugerido entre 10 a 20 luxes.

Los datos para nuestra via tipo son:

- Lámpara con luminaria de vapor de sodio cerrada a alta presión, del tipo Philips TPK-88036 de 250w,o GEL2202 para poste, flujo luminoso (FI)33000 lumen, rendimiento (n) del 80%, altura de montaje de hasta 10 metros.
- Ancho de la via (a) promedio 10 metros
- Separación entre postes (I) que contienen luminarias, es de 50 metros maximo para el campamento permanente y de 80 metros maximo para el campamento temporal. Area total 500m2 (A) y 800m2 (H-I).
- Factor de mantenimiento (Fm), es la relación entre la luminancia media en la zona iluminada después de un determinado período de funcionamiento de la instalación de alumbrado exterior (luminancia media de servicio, E) y la luminancia media obtenida al inicio de su funcionamiento como iluminación nueva (luminancia media inicial Eo).

El factor de mantenimiento será siempre menor a la unidad y resultará de multiplicar los factores de depreciación del flujo luminoso de las lámparas, de su supervivencia y de su depreciación:

Donde:

FDFL = factor de depreciación del flujo luminosote la lámpara.

FSL = factor de supervivencia de la lámpara.

FDLU = factor de depreciación de la luminaria.

En la Tabla 6- 56 tenemos los distintos valores de FDFL, FSL, FDLU para la lámpara de vapor de sodio, donde Fm para un período de 2.2 años corresponde a:





$Fm = 0.94 \times 0.94 \times 0.89 = 0.78$

-Coeficiente de depreciación Cd con mantenimiento semestral y estando en una zona caliente, Cd = 0.7

Tabla 6-56: Depreciación de lámparas tipo

Tabla 1 - Factor de depreciación del flujo luminoso de la lámpara										
			Período de funcionamiento en horas							
Tipo de lámpai	ra	4.000 h	6000 l	ı	8.000 1	10.00	00 h	12.0	000 h	
Sodio de alta presión	n	0.98	0.97		0.94	0.9	1	0.	90	
Halogenuros metálic	cos	0.82	0.78		0.76	0.7	6	0.	73	
Vapor de mercurio		0.87	0.83		0.80	0.7	8	0.	76	
Tabla 2 - Factor de supervivencia de la lámpara										
Tino do lámpo]	Período de funcionamiento en horas							
Tipo de lámpai	a	4.000 h	60001	ı	8.000 l	10.00	000 h 12.0		000 h	
Sodio de alta presión	n	0.98	0.96		0.94	0.9	0.92		89	
Halogenuros metálic	cos	0.98	0.97		0.94	0.9	0.92		88	
Vapor de mercurio		0.93	0.91		0.87	0.8	2	0.	76	
	Tabl	a 3 - Factor	r de depr							
Grado protección	G	ado de		Iı	ntervalo	de limpie	za en	años		
sistema óptico	cont	aminación	1 año	1.5	5 años	2 años	2.5	años	3 años	
	Alto		0.91	(0.90	0.88	0.	85	0.83	
IP 6x Medi		0	0.92	(0.91	0.89	0.	88	0.87	
Bajo			0.93	(0.92	0.91	0.	90	0.90	
A los efectos de cálo	ulo de	l $f_{ m m}$, 1 año e	equivalen	te a	4.000 h	de funcion	namie	nto		

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

La iluminación media Em será:

De la relación anterior obtenemos que para un arreglo unilateral (Figura 6- 106) las vias del campamento permanente se logra una Em de 28.8 lux , y para el campamento temporal tienen un Em de 18.1 lux, que comparando con la Tabla 6- 56, estan dentro de los valores sugeridos. .





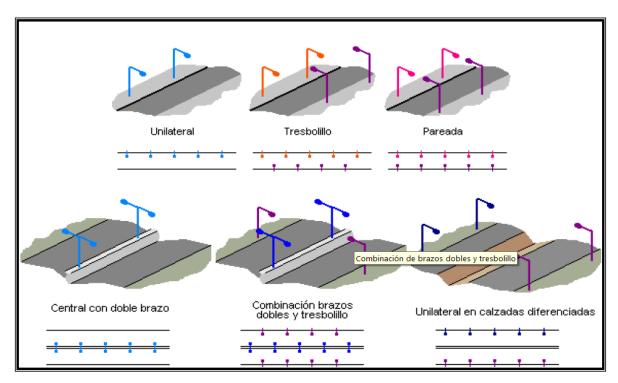


Figura 6- 106: Disposiciones de luminarias en vias.

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

El cálculo luminico de todos los espacios de los campamentos han sido respaldados utilizando el programa de luminotecnia de la casa Philips llamado DIALUX, la versatilidad de este utilitario nos brinda una serie de parámetros útiles para el diseño, cálculo del rendimiento lumínico, distribución isometrica de las lineas de flujo, etc. y sobre todo presenta una visión en 3D de la parte calculada.

En las Figura 6- 107, Figura 6- 108 y Figura 6- 109 se presenta un ejemplo de los parametros antes mencionados de cálculo lumínico para la via tipo del campamento permanente (A).





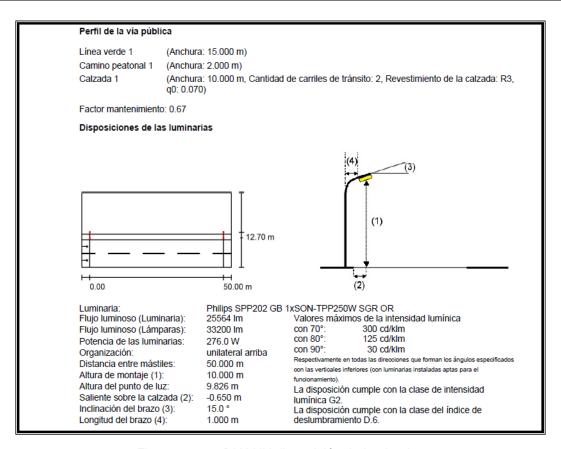


Figura 6- 107: DIALUX disposición de luminarias Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

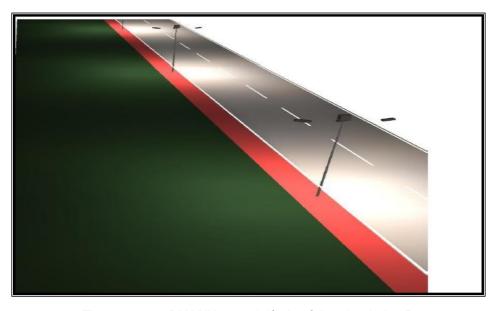


Figura 6- 108: DIALUX exposición lumínica simulada 3D

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC





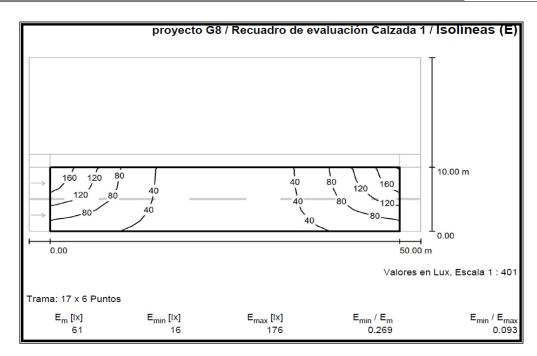


Figura 6- 109: DIALUX niveles de flujo lumínico Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

En las Figura 6- 110 y Figura 6- 111 se presenta los resultados simulados de la iluminación exterior de los campamentos permanente (A) y temporales (H-I) en 3D obtenidos del programa utilitario.



Figura 6- 110: DIALUX exposición lumínica simulada 3D campamento Operación A

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC







Figura 6- 111: DIALUX exposición lumínica simulada 3D campamentos Construcción H-I Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Alumbrado de Polideportivos.

Una parte fundamental de los campamentos es el área de recreación y más puntualmente, las canchas para actividades deportivas al aire libre. En los dos campamentos, tanto el de construcción como el de operación, se ha planificado la instalación de polideportivos al aire libre, que por la naturaleza de la actividad (turnos de trabajo), tendrán un nivel alto de ocupación incluido en la noche, por lo que se requiere dotarles de iluminación artificial. De la Tabla 6- 56, los valores de iluminación media (Em) para polideportivos se encuentran el en rango de 100 a 500 lux, dependiendo del uso. Para el presente proyecto se considera un uso recreacional; y por el tamaño, para la cancha de futbol se adopta un nivel de iluminación media Em= 150 lux, y para canchas menores (basquet o voley) entre 100 a 150 luxes. Como ejemplo en la Figura 6- 112 se presenta la gráfica de curvas isometrica de niveles de flujo de iluminación de la cancha de basquet, utilizando 4 reflectores de 400 W colocados, en postes de 10 m. de altura, en cada una de las esquinas.

Circuitos de iluminacion interior.

Para los calculos lumínicos interiores se utiliza la misma metodologia que en el caso de iluminación exterior. El área diseñada será la de cada locación, los rendimientos y factor de utilización se determinan de cálculos entre distintos valores previamente tabulados, los mismos que consideran entre otras cosas a los materiales del techo, paredes y piso. Tambien se debe considerar en este caso el plano útil de trabajo que para una actividad normal de un local interiór esta en 0,85 metros sobre el piso.

En cuanto a la altura de instalación de las luminarias, se recomienda ubicarlas en la máxima posible, para el caso de iluminación dirécta tales como oficinas o viviendas, para una





iluminación semi directa en ambientes generales o difusa para ambientes abiertos se recomienda usar la relación indicada en la Figura 6- 113.

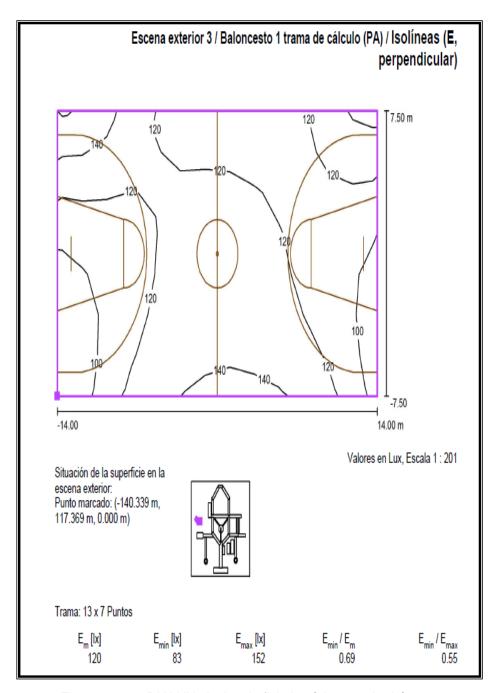


Figura 6- 112: DIALUX niveles de flujo lumínico cancha básquet

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC





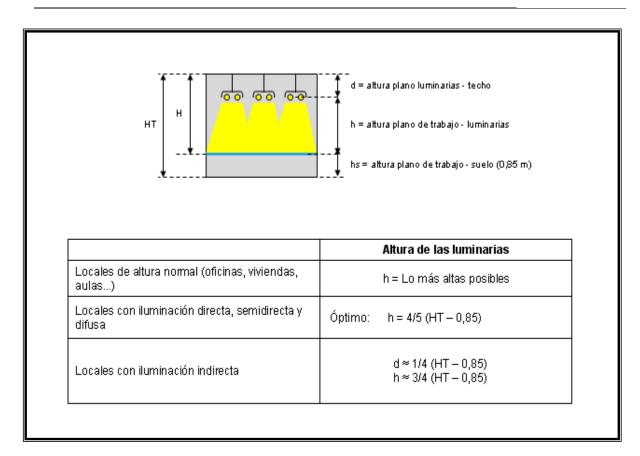


Figura 6- 113: Altura de ubicación de luminarias vs. Plano de trabajo Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Cuando se tiene locaciones con un área grande, donde se deba colocar varias luminarias, las distancias de separación entre ellas guardarán relación con la altura a la que se colocarán. Para ello es necesario basarse en las relaciones indicadas en la Figura 6- 114.





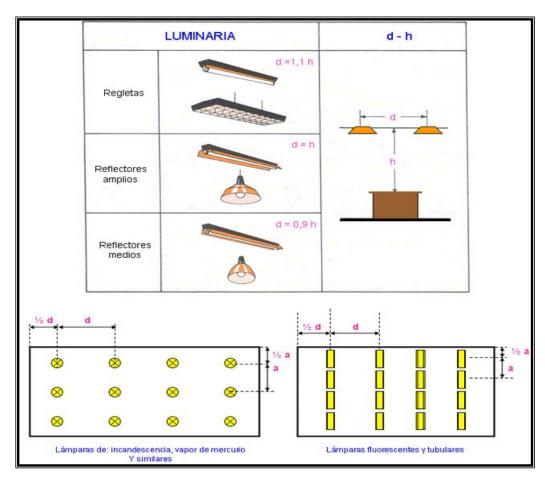


Figura 6- 114: Distancia entre luminarias vs. altura de trabajo
Fuente: ACOTECNIC
Elaboración: ACOTECNIC

Para determinar los valores de reflexión de las paredes, techos y piso, se debe considerar las recomendaciones indicadas en la Tabla 6- 57.

Tabla 6-57: Coeficientes de reflexión y utilización

		t -	Factor de utilización C						n Cu				
Coeficientes de reflexión			Tipo de aparato	Tipo de Indice Factor de reflevión				ón d	del techo				
	Color	Outra Endeado admitis	de	local		0.7			0.5			0.3	
	Color	Factor de reflexión	alumbrado		_	_	_	_	_	_	as pa		
	Blanco o muy daro	0.7		-	0.5	0.3	0.1	0.5	_	-	0.5	_	
7.4.		0.5		1	.28	.22	.16	.25	.22	.16	.26		.16
Techo	claro	0.5	НД	1.2	.31	.27	.20	.30	.27	.20	.30	.27	.20
	medio	0.3		1.5	.39	.33	.26	.36	.33	.26	.36	.33	.26
	claro	0.5		2.5	.45	.40 .46		.44	.40 .46	.41	.44	.40 .46	.35
Paredes	medio	0,3		3	.54	.50		.53	.50	45	.53	.50	.45
raieues	illedio	0.3	(N)	4 -		50					=Cu		.52
	oscuro	0.1		5	.63	.60	.56	.63	.60	.56	.62	.60	.56
Suelo	claro	0.3		6	.68	.63	.60	.66	.63	.60	.65	.63	.60
	oscuro	0.1		8 10	.71 .72	.67 .70	.64 .67	.69 .71	.67 .70	.64 .67	.68 .71	.67 .70	.64 .67





Como ejemplo en la Figura 6- 115 se presenta la gráfica de curvas isometrica de niveles de flujo del comedor general del campamento temporal H-I, utilizando 32 luminarias fluorescentes de 2x32 w suspendidas a una altura de 3 metros sobre el piso y considerando un plano util de trabajo de 0,85 metros.

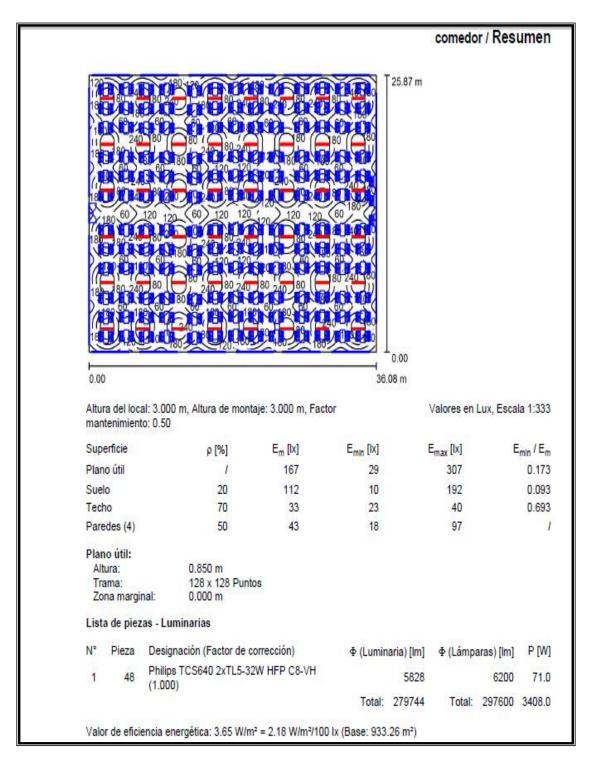


Figura 6- 115: DIALUX niveles de flujo lumínico comedor H-I

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC





En la Figura 6- 116 se expone la representación 3D simulada de la iluminación de dicho local.

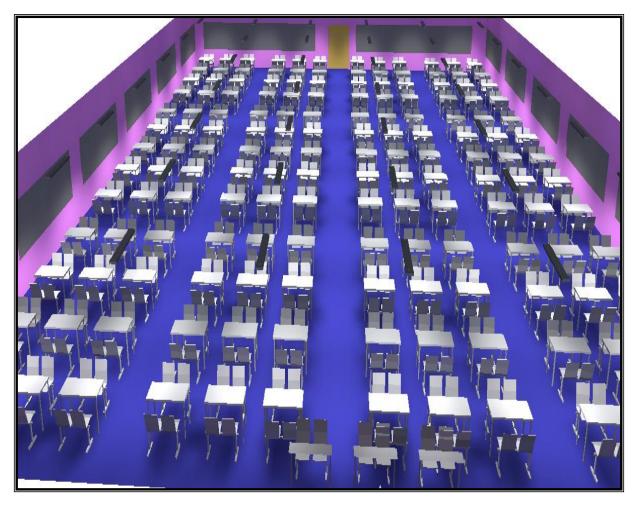


Figura 6- 116: DIALUX exposición lumínica simulada 3D comedor general H-I

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Los diversos circuitos de iluminación se han diseñado de acuerdo a las necesidades particulares de cada uno de los locales a servir, considerando su diseño arquitectónico y las normas existentes al respecto.

En cuanto a las areas de recreación tendremos diversas opciones a usar, por ejemplo en las piscinas se utilizará lamparas fluorescentes de doble tubo (2x32w) guindadas en la cubierta, en las difererentes canchas se usarán reflectores de mercurio y para zonas de relajamiento asi como de servicios se contarán con luminarias fluorescentes compactas (focos ahorradores).

Por asuntos de rendimiento y ahorro energético-económico, y conforme politicas nacionales de eficiencia energetica, se recomienda al usuario abstenerse del uso de luminarias incandescentes y dicroicos o halógenos, por ello el diseño contempla el uso de Luminarias fluorescentes compactas CFL. Adicionalmente en un futuro cercano los usuarios podrian utilizar tecnologia led, que presentan mayor eficiencia energetica, con precios cada vez mas competitivos.

Los mandos de los puntos lumínicos, serán colocados en la pared, en posición vertical, a





una altura recomendada de 1,2 m sobre el nivel del piso terminado.

Todos los circuitos de iluminación se han diseñado considerando una carga máxima instalada de 1500W, conforme a la cantidad y potencia de las luminarias a usar. Los circuitos de iluminación partirán desde el TD respectivo, como protección se usarán breakers de 15A 1 polo, los conductores serán de cobre flexible o unilay, aislamiento tipo THHN/600V, calibre 14AWG. Irán alojados en tubería EMT, del diámetro adecuado al número de conductores a transportar.

Circuitos de tomacorrientes.

Para el diseño de los circuitos de tomacorrientes, se han considerado las necesidades particulares de los diversos locales, de acuerdo al diseño arquitectónico.

Se ha previsto utilizar todos los tomacorrientes polarizados, de doble servicio, monofásicos a 127V.

Los circuitos de tomacorrientes estarán protegidos contra sobrecargas y cortocircuitos por medio de interruptores termomagnéticos de 20A, localizados en los respectivos tableros secundarios TD. Cada uno de los circuitos de tomacorrientes se han diseñado para una carga máxima instalada de 2000W.

Los conductores a emplearse serán de cobre flexible o unilay, aislamiento tipo THHN/600V, calibre No. 12AWG para fase y neutro, y adicionalmente conductor No. 14 AWG, para el conductor de tierra. Irán alojados según el caso en tubería EMT de diámetro 1/2".

Se recomienda ubicar las placas de los tomacorrientes, en posición horizontal a una altura de 0,5 m sobre el nivel del piso terminado en los diversos ambientes, en tanto que a una altura de 1,2 m. en los ambientes de baños y cocina.

Al concluir la instalación de los tomacorrientes polarizados, se recomienda revisar en cada caso, la correcta orientación de los conductores de fase, neutro y tierra. Así como medir que la tensión neutro-tierra no supere 1 Vac (estable en el tiempo), que es un requisito para la operación libre de problemas en equipo electrónico, de Audio y Video, equipos multimedia, de computación, etc. En caso que se supere este valor de tensión neutro-tierra, sería necesario revisar el sistema de puesta a tierra, aumentando el número de varillas y/o tratando adecuadamente el terreno en que se ubique la puesta a tierra.

Circuitos especiales de fuerza.

En base a los requisitos de los diferentes sectores, se considerará la implementación de circuitos especiales, salvo en las secciónes residencial y comercial.

Se prevé circuitos trifásicos para servicios generales de los diversos ambientes, como: bombas de agua, equipo médico, equipo de mantenimiento, talleres con sus diversos equipos: soldadoras de arco y de punto, taladros, esmeriles, amoladoras, etc.





6.3.5.8 Recomendaciones constructivas

A continuación, se incluyen algunas recomendaciones constructivas, que se complementan a las consideraciones de diseño presentadas en este estudio.

- Es mandatorio el utilizar el código de colores (NEC), colores azul, negro o rojo para las fases, blanco para el neutro y verde para el conductor de tierra.
- Los conductores se identificarán, adecuadamente por circuitos, en las cajas de empalme y derivación, así como en las salidas de los Tableros de Distribución.
- Los empalmes serán permitidos, únicamente en los cajetines de empalme y derivación. Bajo ningún concepto quedarán dentro de las tuberías.
- Las uniones entre tuberías, cajetines, tableros se efectuarán mediante conectores, usando para su construcción las normas, técnicas y accesorios estandarizados al respecto. Antes de pasar los conductores al interior de las tuberías, se deberá eliminar todo desperfecto - rebabas debidas a los cortes.
- Los cajetines de derivación, para las salidas de iluminación, serán octogonales (3 1/4" x 2 1/8 x 1/32"), con su respectiva tapa y orificio para la salida de los cables.
- Para las salidas de interruptores, conmutadores, tomacorrientes, se utilizarán cajetines rectangulares (4 x 2 1/8" x 1/32").
- Todas las placas de los mandos de iluminación y tomacorrientes convencionales serán metálicas, del tipo empotrable. Para los mandos lumínicos, se usarán tacos de 10A, 600V, y para los tomacorrientes convencionales de 10A, 600V.

6.3.6 Sistema de infraestructura de datos

Este documento describe los requisitos del sistema a cumplir en las propuestas del proveedor con el fin de garantizar mediante contrato la correcta implementación de materiales, diseño, ingeniería, instalación, supervisión y servicios de capacitación para el sistema de infraestructura de cableado estructurado categoría 6.

El oferente deberá entregar una solución llave en mano (entiéndase este término, como la garantía de que el contratista se obliga frente al CLIENTE, a construir y poner en funcionamiento la obra en su totalidad, garantizando la continuidad de su operación independiente a que haya faltado mencionar algún aspecto en este pliego de especificaciones).

El diseño de todos los subsistemas, se basará en tecnología de punta, basados en el estándar de ANSI/TIA 568 B.

6.3.6.1 Cuarto de telecomunicaciones.

Cumple las funciones de: cuarto de equipos de telecomunicaciones, cuarto de servidores, y cuarto de entrada de telecomunicaciones.

Está ubicado en los bloques de oficinas de los campamentos de operación y construcción.

Contiene gabinetes con funciones de datos y telecomunicaciones. (server and networking cabinet) 40 RU.

La configuración de los gabinetes se muestra en el diseño correspondiente.





Las características básicas de los gabinetes de equipos. (server and telecomunications cabinet). 40RU son las siguientes:

Dimensiones máximas: 83" de alto x 30" ancho x 48" profundidad.

Gabinete cerrado, de piso, color negro, número de unidades de rack, mínimo 40 RU, Capacidad de carga estática superior a 1200 lb.

Su diseño debe contemplar la eficiencia y gestión térmica.

Los gabinetes de equipos, deberán cumplir el estándar EIA-310-D.

Los gabinetes deberán disponer de puntos de enlace dedicados, para un aterramiento adecuado de acuerdo al estándar ANSI-J-STD-607A. Se prevé con ello el enlace hacia el sistema de puesta a tierra de alta frecuencia, especificado detalladamente en el estudio eléctrico. Más detalles en el rubro cable de enlace, para sistema de puesta a tierra para cada gabinete, kit completo.

Como componente del cuarto de entrada de telecomunicaciones, cumple la función de interface entre el sistema de cableado estructurado del Gabinete de Datos o cuarto de telecomunicaciones y el cableado entre-edificios de proveedores de servicios. Este espacio incluye el hardware de demarcación del proveedor de accesos y los equipos de los proveedores de acceso.

Se prevé utilizar 2 Gabinetes de comunicaciones y equipos en las oficinas de los campamentos de operación y construcción.

Se prevé en el diseño la provisión de dos Bandejas de equipos, por cada gabinete, este material deberá ser incorporado en el rubro SUMINISTRO E INSTALACION DE BANDEJA PARA EQUIPOS. 2RU.

6.3.6.2 Enlaces de backbone

El enlace de backbone, el cual interconectará, en topología estrella, los diferentes cuartos y salas de telecomunicaciones y equipos servidores del edificio, utilizando un cable de interconexión de fibra óptica de 12 hilos, especificación OM3 mínima.

El cable de interconexión de fibra óptica 10GbE, 50um, de diversas longitudes según el requisito. Deben ser certificados por el fabricante, que cumplen con la velocidad de Transmisión a 10 Gigabit Ethernet a 300 m por cada par de hilos. Asociando hilos, se puede cumplir en el futuro inmediato con velocidades de transferencia superiores como 40 Gb o 100 Gb, según los nuevos estándares de red local Ethernet.

6.3.6.3 Vías y espacios

Las vías y espacios, para la conducción de cables, se implementa mediante la instalación de canastilla para cable 30 cm de ancho, 15 cm de alto, 1,2 m de longitud con sus respectivos accesorios de montaje en techo. El detalle de ubicación y recorridos puede consultarse en los planos de diseño, y en las especificaciones técnicas.





6.3.6.4 Cableado horizontal

En el cableado horizontal, se prevé el uso de canalización de cables UTP cat 6 por medio de tubería EMT del diámetro adecuado (¾" y 1"), con sus respectivos accesorios de conexión y montaje. El detalle de ubicación y recorridos puede consultarse en los planos de diseño, y en las especificaciones técnicas.

6.3.6.5 Sistema de identificación y etiquetación

Todo el sistema deberá poseer su etiquetado respectivo según las normas y estándares ANSI TIA/EIA 606.

Deben instalarse rótulos con las leyendas "DATOS", "Piso n" (donde n es el número de piso en que se encuentra el cuarto de telecomunicaciones) y "Sólo Personal Autorizado" en los racks de los cuartos de telecomunicaciones.

Todas las etiquetas deben ser impresas y diseñadas específicamente para el propósito de los componentes de la infraestructura de datos como: conectores, placas de datos, canalización, paneles, cuartos de telecomunicaciones, cables, etc.

No se aceptan etiquetas realizadas a mano.

Deben ser identificados con un identificador único (relativo a la salida de área de trabajo) los siguientes ítems:

Cada puerto de los paneles de empate.

Cada extremo de todos los cables.

Cada tubería en su punto de empate con ductos de distribución de cables.

Cada puerto de las salidas de área de trabajo.

Las etiquetas de cada extremo de los cables deben de ser auto laminado. El laminado debe ser tal que cubra el área impresa.

Los ductos de distribución de cables deberán contar con etiquetas amarillas con la siguiente leyenda cada cinco metros: "TELECOMUNICACIONES".

La barra (placa) de puesta a tierra en los cuartos de telecomunicaciones debe contar con etiquetas con las siguientes leyendas: "TGB, Barra de Puesta a Tierra para Telecomunicaciones", "Precaución: Si este conector o cable se encuentra suelto o debe ser removido, por favor comunicarse con el administrador de la red de telecomunicaciones".

Por cada área de trabajo se deberá colocar una placa de Datos con dos conectores/salidas de comunicación.

Cada conector/salida de comunicaciones deberá poseer especificaciones de categoría 6.

6.3.6.6 Clases de los componentes.

Los elementos de Clase Uno y Dos, que se especificarán a continuación deben pertenecer al mismo fabricante, deben de venir acompañados por una certificación del sistema de cableado estructurado del fabricante que representa el oferente. (Presentar documentación probatoria del fabricante).





Clase Uno: Cordones de parcheo de fibra, cordones de parcheo de cobre, bloques de interconexión, conectores de cobre, conectores de fibra, paneles de parcheo de fibra, paneles de parcheo de cobre, bloques de alambrado, cajas/placas de telecomunicaciones.

Clase Dos: Cable de fibra óptica, cable de cobre. Presentar documentación probatoria del fabricante de cumplir con las normas pertinentes.

Clase Tres: Bastidores de equipo y telecomunicaciones (racks).

Clase Cuatro: Paneles de administración de cables.

Clase Cinco: Amarras tipo velcro, etiquetas de cable, etiquetas de placas, ductos, tuercas, tornillos y otros componentes misceláneos.

6.3.6.7 Garantía

La garantía de los materiales, servicios, desempeño e instalación del sistema de cableado estructurado debe ser por un periodo de 25 años, que debe ser extendida por el fabricante del sistema. Esta garantía se refiere a los elementos de la clase Uno y clase Dos.

Los demás Materiales como canalización, accesorios de montaje, etc. deben tener una garantía mínima de 5 años.

El oferente deberá presentar certificados directos de fábrica en los cuales se indique que es un canal autorizado y certificado por fábrica para vender e instalar este tipo de soluciones, y además el certificado deberá indicar la garantía mínima de 25 años brindada por el fabricante.

6.3.6.8 Pruebas y documentación

Una vez finalizada la instalación el oferente tendrá un máximo de 15 días calendario para realizar las pruebas y presentar la documentación requerida en este punto.

En el análisis de precios unitarios del rubro SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE JACK CAT 6. EN PATCH PANEL se contempla el costo de certificación cat 6.

Equipo de pruebas

Instrumento de pruebas Categoría 6, Nivel IV, capaz de certificar sistemas categoría 6.

Se debe presentar la documentación técnica completa del instrumento a utilizar incluido el documento de calibración vigente en el momento de hacer pruebas.

El equipo deberá cumplir mínimo con ISO-61935.

Adicionalmente las pruebas realizadas se deben entregar en formato original del equipo, y adicionalmente en formatos pdf o Excel.

Pruebas

Se deberá probar cada par de los cables de cobre (par trenzado), además de todos los hilos de fibra óptica.

Cableado horizontal: Cada cable horizontal será probado desde la salida del panel de parcheo hasta el área de trabajo.





Se deberán efectuar las siguientes pruebas mínimas con el instrumento:

- Mapeo de cables
- Longitud del cable
- Atenuación de la señal
- Resistencia
- Paradiafonía, NEXT (near end crosstalk)
- PSNEXT (Power sum near end crosstalk)
- ELFEXT (Equal level far end crosstalk)
- PSELFEXT (Power sum equal level far end crosstalk)
- Pérdida de retorno
- Razón de atenuación a diafonía, ARC (attenuation to crosstalk ratio)
- PSACR (Power sum attenuation to crosstalk ratio)
- Delay Skew
- Prueba de protocolo 802.3ab

Las pruebas se efectuarán en ambos extremos del enlace básico conforme lo definido en las normas actualizadas de ANSI TIA/EIA.

Ver Mapa IGP 006_Linea_Transmision_Subestaciones

6.3.7 Subsistema de video vigilancia

Elementos

El sistema de video vigilancia está compuesto de los siguientes elementos:

- 3310 SUMINISTRO E INSTALACION DE SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CAMARA DE RED IP 1.3 MPix, tipo Domo, IP65, IK08.
- 3311 SUMINISTRO E INSTALACION DE SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CAMARA DE RED IP 3.1 MPix, tipo Domo, IP65, IK10.
- 3320 SUMINISTRO E INSTALACION DE SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE NVR (NETWORK VIDEO RECORDER, GRABADOR DE VIDEO) 8 ENTRADAS DE VIDEO.
- 3321 SUMINISTRO E INSTALACION DE SUMINISTRO E INSTALACIÓN NVR (NETWORK VIDEO RECORDER) 16 ENTRADAS DE VIDEO.
- 3330 SUMINISTRO E INSTALACION DE SUMINISTRO DE MONITOR DE 32"
 PARA EL SISTEMA DE VIDEO VIGILANCIA.

El sistema de video vigilancia, permitirá monitorear, registrar, detectar, analizar y clasificar riesgos en seguridad de personas, objetos dentro de las instalaciones de los campamentos de construcción y operación.

Nota: la descripción de los respectivos rubros, se complementa con cada uno de los documentos anexos especificados de la memoria técnica descriptiva, como: especificaciones de los componentes, información técnica, análisis de precios unitarios, materiales, mano de obra, planos de diseño, y las recomendaciones constructivas del documento de diseño.





6.3.7.1 Criterios de Diseño

Los criterios de diseño relevantes son:

Cámaras del sistema de video vigilancia:

Las cámaras del sistema de video vigilancia, tipo domo, de red (IP), montaje en superficie, de 1.3 y 3.1 Mpix, se instalarán estratégicamente en diversos ambientes a vigilar.

En casos críticos se prevé una visualización cruzada.

La red de cableado estructurado general del edificio, proveerá la infraestructura del cableado requerido para el sistema de video vigilancia. Por la infraestructura de cableado horizontal, cat 6, bajo cobre se transmitirá datos de video y la energía para el dispositivo (POE).

Las cámaras de video vigilancia, se conectarán a los Switch de 24 puertos, 10/100 POE, 2x1000, 2xSFP Port, especificados en cada bastidor o cuarto de telecomunicaciones de datos.

La altura de montaje típica de cada cámara será de 1,9m, sin embargo se analizarán situaciones particulares.

Para proteger contra eventuales daños, se prevé sea anti vandalismo, domo especificado IK08 e IK10.

NVR. (Network video recorder, GRABADOR DIGITAL DE VIDEO EN RED):

Los NVR se instalaran en los gabinetes de servidores, que se montarán en cada uno de los cuartos o gabinetes de los cuartos de telecomunicaciones. Estos gabinetes alojaran la totalidad del cableado estructurado y señales del edificio.

El almacenamiento básico de información de videovigilancia, se efectuará principalmente en los discos duros de los NVR.

El NVR, deberá proveer la posibilidad de almacenamiento externo, en la infraestructura de Almacenamiento (NAS, Network attached storage, almacenamiento de red) del Cuarto de telecomunicaciones central, que implemente en lo futuro el cliente, conforme a sus requisitos.

Monitor de 32" para CCTV:

Se instalará un monitor, del sistema de video vigilancia, en cada oficina de los campamentos permanentes y campamentos temporales.

Para la visualización de eventos de videovigilancia, el administrador del sistema, en lo futuro podrá configurar clientes web desde cualquier computador de la red local Ethernet, conforme a sus expectativas y políticas.

El diseño no contempla el suministro del software VMS, o sistema de video analítico, en virtud que contempla las características básicas de infraestructura (hardware) para que el cliente pueda implementar cualquier implementación futura.





6.3.8 Climatización

6.3.8.1 Sistemas de extracción y de aire acondicionado

Los sistemas de ventilación y de aire acondicionado, se diseñan y construyen para brindar el confort humano básicamente, controlando ciertos parámetros en los ambientes definidos, para que se mantengan dentro de los rangos establecidos por el diseñador, y en virtud de las necesidades de éstos ambientes.

Factores como la cantidad de personas que ocuparan los ambientes, los equipos a instalarse, la iluminación respectiva, el número de renovaciones por unidad de tiempo, las infiltraciones de aire del exterior, la ubicación (altitud, latitud), humedad relativa, entre otros; serán tomados en consideración para definir el o los sistemas más adecuados para cada ambiente.

Generalmente, los sistemas de ventilación mecánica para los diferentes proyectos, sean estos; edificios, condominios, centros comerciales, áreas de parqueo subterráneas, centros educativos, salones auditorios, campamentos, villas residenciales, comedores, cocinas, casinos, etc.; se dividen en los siguientes grupos:

- SISTEMAS DE VENTILACIÓN MECÁNICA PARA EXTRACCIÓN DE: olores, aire contaminado o saturado, calor de exceso o latente, partículas en suspensión, etc.
- SISTEMAS DE VENTILACIÓN MECÁNICA PARA IMPULSIÓN DE AIRE; al interior de salones, aulas, domicilios, áreas de parqueo subterráneo, oficinas, lugares de concentración masiva.
- SISTEMAS MIXTOS; es decir la combinación de los dos anteriores.

En los tres casos, el objetivo principal es la renovación continua y oportuna del aire saturado de un ambiente, por los diferentes factores como el clima, la humedad relativa del lugar, concentración de olores, concentración de personas, producción de gases y de olores nocivos.

En los sistemas de aire acondicionado, se pueden disponer generalmente, de las siguientes unidades o equipos:

- UNIDADES O EQUIPOS INDEPENDIENTES; ubicados convenientemente, para climatizar un determinado ambiente sea éste oficina, habitación, dormitorio, salón, etc.
- UNIDADES O EQUIPOS CONSOLIDADOS, que transportan y distribuyen el aire frío y/o caliente, hacia los puntos determinados de cada ambiente a ser climatizado.

En los cuadros que se ilustran a continuación, se han establecido los sistemas más convenientes tanto para la Extracción Mecánica del aire como para el Aire Acondicionado (climatización), de los diferentes ambientes que forman parte de los campamentos, permanente A y temporal B.

Sistemas de extracción y de aire acondicionado





Tabla 6-58: Sistemas de Extracción y de Aire Acondicionado, Campamento A

CAMPAMENTO	BLOQUE	SISTEMA	OBSERVACIONES
			Cantidad 11, de 16
OPERACION A	ALOJAMIENTOS	AIRE ACONDICIONADO	personas cada uno, área
			entre 32 – 35 m²
			3 bloques,
OPERACION A	SUITES	AIRE ACONDICIONADO	5 habitaciones cada uno
			32 – 35 m²
			15 villas individuales
OPERACION A	VILLAS	AIRE ACONDICIONADO	3 dormitorios
			Área de 125m², por villa
OPERACION A	OFICINAS	AIRE ACONDICIONADO	Årea de 970 m²
OPERACION A	CENTRO DE	AIRE ACONDIICONADO	Capacidad 300 personas
	CONVENCIONES	727.00200	
OPERACION A	CENTRO DE SALUD	AIRE ACONDICIONADO	Ambulatorio
OPERACION A	CASINO	AIRE ACONDICIONADO	Capacidad 200 personas
		COCINA: EXTRACCIÓN	
		DE OLORES Y CALOR	
OPERACION A	COCINA – COMEDOR		
		COMEDOR:	
		EXTRACCCIÓN DE	
		OLORES	

Tabla 6-59: Sistemas de Extracción y de Aire Acondicionado, Campamento B

CAMPAMENTO	BLOQUE	SISTEMA	OBSERVACIONES
CONSTRUCCION B	SUITES	AIRE ACONDICIONADO	3 bloques, 5 habitaciones cada uno 32 – 35 m²
CONSTRUCCION B	VILLAS	AIRE ACONDICIONADO	15 villas individuales 3 dormitorios Área de 125m², por villa
CONSTRUCCION B	OFICINAS	OFICINAS AIRE ACONDICIONADO	
CONSTRUCCION B	CENTRO DE SALUD	AIRE ACONDICIONADO	Ambulatorio
CONSTRUCCION B	CASINO	EXTRACCIÓN DE OLORES	Capacidad 400 personas
CONSTRUCCION B	COCINA – COMEDOR	COCINA: EXTRACCIÓN DE OLORES Y CALOR COMEDOR:	Capacidad 660 personas
		EXTRACCCIÓN DE OLORES	





Sistemas de Extracción de Aire, campamento Operación A y Construcción B

Tabla 6- 60: Sistemas de Extracción de aire, Campamento Operación A.

CAMPAMENTO OPERACION	AMBIENTE	SISTEMA	CÓDIGO DE PLANO	JUSTIFICACIÓN
А	COMEDOR	EXTRACCION DE AIRE	VE-001	EXTRACCION DE OLORES EXTRACCIÓN DE AIRE SATURADO
А	SALA DE COCCIÓN	EXTRACCION DE AIRE	VE-002 VE- 003	EXTRACCION DE OLORES EXTRACCION DE CALOR LATENTE EXTRACCIÓN DE HUMOS
Α	BAÑOS VESTIDORES MUJERES	EXTRACCIÓN DE OLORES	E.B.	EXTRACCIÓN DE AIRE SATURADO
А	SSHH	EXTRACCIÓN DE OLORES	E.B.	EXTRACCIÓN DE AIRE SATURADO

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Tabla 6- 61: Sistemas de Extracción de aire, Campamento Construcción B.

CAMPAMENTO CONSTRUCCION	AMBIENTE	SISTEMA	CÓDIGO DE PLANO	JUSTIFICACIÓN
В	COMEDOR	EXTRACCION DE AIRE	VE-004	EXTRACCION DE OLORES EXTRACCIÓN DE AIRE SATURADO
В	SALA DE COCCIÓN	EXTRACCION DE AIRE	VE-005	EXTRACCION DE OLORES EXTRACCION DE CALOR LATENTE EXTRACCIÓN DE HUMOS
В	BAÑOS FRONTAL	EXTRACCIÓN DE OLORES	VE-007	EXTRACCIÓN DE AIRE SATURADO
В	BAÑOS POSTERIOR	EXTRACCIÓN DE OLORES	VE-007	EXTRACCIÓN DE AIRE SATURADO
В	CASINO	EXTRACCIÓN DE AIRE	VE -006	EXTRACCION DE OLORES EXTRACCIÓN DE AIRE SATURADO
В	BAÑOS CASINO	EXTRACCIÓN DE OLORES	.E.B.	EXTRACCION DE OLORES EXTRACCIÓN DE AIRE SATURADO

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Parámetros de red, para sistemas de extracción de aire





- Volumen mínimo de aire exterior = 20 25 cfm = 34 m³/h, por persona
- Frecuencia de renovación de aire en oficinas = 8 cambios /hora
- Frecuencia de renovación de aire en baños = de 12 a 15 cambios/hora
- Frecuencia de renovación de aire en laboratorio = de 15 a 20 cambios/hora

Ventilación de área de cocción

- Velocidad en ductos; 1500 a 2500 pie/min = 7,6 a 12,7 m/s
- Velocidad de captación; no menor a 50 pie/min = 0,25 m/s
- Campana tipo ISLA: 125 cfm/pie²
- Proyección saliente de la campana, por los cuatro lados de la cocina = 12pulg = 30,48cm = 0,30 m, (como valor mínimo)

Filtros de grasa

- Velocidad de 100 a 400 pie/min = 0,50 a 2 m/s
- Ángulos de 45 a 60°

Criterios de ruido y vibración

- Oficinas, salas de reunión, corredores = 35 a 40 NC
- Nivel admisible de vibración de equipos, no mayor a 2,5mm/s

Condiciones de diseño

Tabla 6- 62: Condiciones de diseño al interior de ambientes.

Velocidad en rejillas de retorno	300 pie/min = 1,5 m/s
Velocidad máxima ductos principales	1000 pie/min = 5 m/s
Velocidad máxima ductos secundarios	600 pie/min = 3 m/s
Nivel de ruido en rejillas	35 – 40 NC

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

6.3.8.2 Cálculo de presión en ductos y chimeneas. Presión estática

Método: Presión Dinámica

Datos:

- Pérdidas por fricción en ductos y accesorios; tramos rectos; pérdidas entre 0,15" y 0,2" c.a, por cada (100 pies), 30,5 m, de recorrido.
- Velocidad entre 1000 y 1800 pie/min (5 y 9 m/s).
- Presión dinámica en el ducto = VPd = pulgadas de columna de agua ("ca.)

 $VPd = (Vd /4005)^2$





Cálculo de pérdidas en accesorios

$$H_L = C \left(\frac{v}{4005}\right)^2$$

Dónde:

v = velocidad

C = Coeficiente de pérdida dinámica

Tabla 6-63: Coeficiente de pérdidas en accesorios

ÍTEM	DETALLE	С
1	Codo 90 liso, redondo	0.22
2	Codo 90 5 piezas	0.33
3	Codo 90 4 piezas	0.37
4	Codo 90 3 piezas	0.42
5	Codo 90 puntiagudo	1.2
6	Codo 90, liso rectangular	0.18
7	T, rama	0.18
8	T, a través de tubería principal	1
9	Y, simétrica	0.3

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Caudal de extracción por ambientes

Para determinar el caudal mínimo necesario de extracción de aire por ambiente, se consideran los siguientes aspectos:

- Volumen mínimo de aire exterior por persona
- Frecuencia de renovación (cambios por hora)
- Número de personas por ambientes

En el cuadro que se ilustra a continuación, se han determinado los caudales mínimos necesarios en m³/h y en cfm (pie³/min), y se han establecido los caudales comerciales en los equipos de extracción que se pueden conseguir en el mercado nacional e internacional.

Tabla 6- 64: Caudal de extracción mínimo por ambientes. Campamento Operación A.

AMBIENTE	VOLUMEN MINIMO AIRE EXTERIOR POR PERSONA	FRECUENCIA RENOVACION MINIMA (cambios/hora)	NUMERO PERSONAS	CAUDAL MINIMO CALCUL ADO (m3/h))	CAUDAL MINIMO CALCUL ADO (cfm)	CAUDAL COMER CIAL (cfm)	CANTIDAD EQUIPOS POR AMBIENTE
COMEDOR	25	de 8 a 10	200	5000	2950	3500	1
SALA DE COCCIÓN	40	de 10 a 15	90	3600	2124	2400	1
SALA DE COCCIÓN	30	de 10 a 15	90	2700	1593	1800	1





AMBIENTE	VOLUMEN MINIMO AIRE EXTERIOR POR PERSONA	FRECUENCIA RENOVACION MINIMA (cambios/hora)	NUMERO PERSONAS	CAUDAL MINIMO CALCUL ADO (m3/h))	CAUDAL MINIMO CALCUL ADO (cfm)	CAUDAL COMER CIAL (cfm)	CANTIDAD EQUIPOS POR AMBIENTE
BAÑOS VESTIDORES MUJERES	120	de 10 a 15	2	240	141,6	150	2 de 75 cfm c/u
SSHH	120	de 10 a 15	5	600	354	375	5 de 75cfm c/u

Tabla 6- 65: Caudal de extracción mínimo por ambientes. Campamento Construcción B.

AMBIENTE	VOLUMEN MINIMO AIRE EXTERIOR POR PERSONA	FRECUENCIA RENOVACION MINIMA (cambios/hora)	NUMERO PERSONAS	CAUDAL MINIMO CALCULADO (m3/h))	CAUDAL MINIMO CALCULADO (cfm)	CAUDAL COMERCIAL (cfm)	CANTIDAD EQUIPOS POR AMBIENTE
COMEDOR	25	de 8 a 10	660	16500	9735	10000	2
SALA DE COCCIÓN	1200	de 10 a 15	5	6000	3540	4000	1
SALA DE COCCIÓN	1200	de 10 a 15	5	6000	3540	4000	1
BAÑOS FRONTAL	120	de 10 a 15	7	840	495,6	550	1
BAÑOS POSTERIOR	120	de 10 a 15	7	840	495,6	550	1

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Tabla 6- 66: Caudal extracción mínimo por ambientes. Casino Campamento Construcción B.

AMBIENTE	VOLUMEN MINIMO AIRE EXTERIOR POR PERSONA	FRECUENCIA RENOVACION MINIMA (cambios/hora	NUMERO PERSON AS	CAUDAL MINIMO CALCUL ADO (m3/h))	CAUDAL MINIMO CALCULAD O (cfm)	CAUDAL TOTAL cfm	CAUDAL COMERCI AL (cfm)	CANTIDA D EQUIPOS POR AMBIENT E
AREA								
RECREACI	25	de 8 a 10	374	9350	5516,5	5891,74	6000	1
ON								
BARRA	20	de 10 a 15	9	180	106,2			
ESCENARI O	ARI 20 de 10		10	200	118			
SS.HH	64	de 10 a 15	2	128	75,52			
HOMBRES	04	ue io a io	2	120	75,52			
SS.HH	64	de 8 a 10	2	128	75,52			
MUJERES	07	400410		120	10,02			
COCINA	950	de 10 a 15	3	2850	1681,5	1800	VE -003	1





6.3.8.3 Selección de Ventiladores Extractores

Los principales parámetros que se deben tomar en cuenta para la selección del ventilador extractor más adecuado, son entre otros, la cantidad de flujo y la presión requerida en la aplicación, además se debe tomar muy en cuenta otros factores y consideraciones los cuales se indican a continuación:

- Sobredimensionamiento, (pérdidas por transmisión, frecuencia de uso, calidad)
- Velocidad de punta
- Altitud de la instalación
- Operación silenciosa
- Eficiencia
- Características de construcción
- Costo

Los fabricantes de los ventiladores extractores de aire, proporcionan la información necesaria para realizar una correcta selección. Todos los ventiladores extractores que entre sí poseen medidas proporcionales o sea que son semejantes, pertenecen a una misma serie.

Ventiladores Extractores Centrífugos, tipo hongo.

Son considerados ventiladores extractores de alta eficiencia, dentro del tipo de ventiladores extractores centrífugos.

Cuenta con tres versiones para las distintas aplicaciones que se presentan en sistemas de extracción:

- Montaje en techo para aplicaciones de extracción de aire limpio, descarga horizontal.
- Montaje en techo, descarga de aire vertical para instalación en campanas industriales, para extracción localizada en sistemas. Este es el tipo de extractor que será utilizado para las salas de cocción tanto en el campamento de operación A, como para el de construcción B.
- Diseño y prestaciones similares a las anteriores, pero para montaje en pared, que son los que en su mayor número, están definidos para los diferentes ambientes, del presente proyecto

Este tipo de ventiladores extractores, desarrollan presiones mucho mayores que los ventiladores axiales, alcanzando presiones de hasta 1000 milímetros de columna de agua (39,37 pulg c.a), y son empleados, mayormente en los sistemas de ventilación localizada.

En los cuadros a continuación, se ilustran los extractores tipo hongo, para los campamentos A y B, respectivamente.





Tabla 6- 67: Resumen general de equipos de Extracción. Campamento Operación A

	CAUDAL	CANTIDAD	PRESIÓN	PRESIÓN		
EQUIPO	Cfm	TOTAL	ESTÁTICA	ESTÁTICA	AMBIENTE	
			pulg. c.a.			
EXTRACTOR CENTRÍFUGO						
DESCARGA HORIZONTAL DE AIRE	3500	1	1,47	37,34	COMEDOR	
DE PARED	3300				COMEDOR	
TIPO HONGO						
EXTRACTOR CENTRÍFUGO						
DESCARGA VERTICAL	2400	1	1,98	50,29	SALA	
TIPO HONGO	2400				COCCIÓN	
CON RECOLECTOR DE GRASAS						
EXTRACTOR CENTRÍFUGO						
DESCARGA VERTICAL	1800	1	2,38	60,45	SALA	
TIPO HONGO	1000	Į.	2,30	60,45	COCCIÓN	
CON RECOLECTOR DE GRASAS						
EXTRACTOR DE BAÑO	75	7	0.19	4.572	BAÑOS	
ENCENDIDO AUTOMÁTICO	75	/	0,18	4,572	DANOS	

Tabla 6- 68: Resumen general de equipos de Extracción. Campamento Construcción B

	CAUDAL	CANTIDAD	PRESIÓN	PRESIÓN	
EQUIPO	cfm	TOTAL	ESTÁTICA	ESTÁTICA	AMBIENTE
			pulg. c.a.		
EXTRACTOR CENTRÍFUGO					
DESCARGA HORIZONTAL DE AIRE	5000	2	1,67	42,42	COMEDOR
DE PARED			•	•	
TIPO HONGO					
EXTRACTOR CENTRÍFUGO DESCARGA VERTICAL					SALA
TIPO HONGO	4000	2	1,3	33,02	COCCIÓN
CON RECOLECTOR DE GRASAS					OOOOIOIV
EXTRACTOR CENTRÍFUGO					
DESCARGA HORIZONTAL DE AIRE	550	2	0,5	12,70	BAÑOS
EN LÍNEA	550	2	0,5		BANOS
TIPO TD, PARA BAÑOS					
EXTRACTOR CENTRÍFUGO					CASINO
DESCARGA VERTICAL DE AIRE					
DE TECHO	6000	1	1,28	32,51	
TIPO HONGO					
EXTRACTOR CENTRÍFUGO					
DESCARGA VERTICAL	1800	1	2,38	60,45	COCINA
TIPO HONGO	1000	'	2,30	00,43	CASINO
CON RECOLECTOR DE GRASAS					
EXTRACTOR DE BAÑO	75	4	0,18	4,572	BAÑOS
ENCENDIDO AUTOMÁTICO		1007501110	-, -	,-	CASINO





Sistemas de Aire Acondicionado

Tabla 6-69: Sistemas de Aire Acondicionado, campamento Operación A

CAMPAMENTO	BLOQUE	SISTEMA	OBSERVACIONES
OPERACION A	ALOJAMIENTOS	AIRE ACONDICIONADO	Cantidad 11, de 16 personas cada uno, área entre 32 – 35 m²
OPERACION A	SUITES	AIRE ACONDICIONADO	3 bloques, 5 habitaciones cada uno 32 – 35 m²
OPERACION A	VILLAS	AIRE ACONDICIONADO	15 villas individuales 3 dormitorios Área de 125m², por villa
OPERACION A	OFICINAS	AIRE ACONDICIONADO	Área de 970 m²
OPERACION A	CENTRO DE CONVENCIONES	AIRE ACONDIICONADO	Capacidad 300 personas
OPERACION A	CENTRO DE SALUD	AIRE ACONDICIONADO	Ambulatorio
OPERACION A	CASINO	AIRE ACONDICIONADO	Capacidad 200 personas

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Tabla 6-70: Sistemas de Aire Acondicionado, campamento Construcción B

CAMPAMENTO	BLOQUE	SISTEMA	OBSERVACIONES		
			3 bloques,		
CONSTRUCCION B	SUITES	AIRE ACONDICIONADO	5 habitaciones cada uno		
			32 – 35 m²		
CONSTRUCCION B			15 villas individuales		
	VILLAS	AIRE ACONDICIONADO	3 dormitorios		
			Área de 125m², por villa		
CONSTRUCCION B	OFICINAS	AIRE ACONDICIONADO	Área de 970 m²		
CONCEDUCCION D					
CONSTRUCCION B	CENTRO DE SALUD	AIRE ACONDICIONADO	Ambulatorio		

Fuente: ACOTECNIC. Elaboración: ACOTECNIC

Sistemas y Justificación

Tabla 6-71: Aire Acondicionado, campamento Operación A.

CAMPAMENTO OPERACION	AMBIENTE	SISTEMA	CÓDIGO DE PLANO	JUSTIFICACIÓN
Α	ALOJAMIENTOS	AIRE ACONDICIONADO TIPO VRF UNA UNIDAD EXTERIOR 44KW, Y/O SU INMEDIATO SUPERIOR (45KW) 16 UNIDADES INTERIORES DE PARED DE 2,5 KW CADA UNA (UNA POR CADA ALOJAMIENTO)	VRF-01 SPL25	CONTROL DE: TEMPERATURA AMBIENTE HUMEDAD RELATIVA CONTROL INDIVIDUAL Y PRECISO DE LA CLIMATIZACIÓN, EN CADA AMBIENTE
А	SUITES	AIRE ACONDICIONADO TIPO VRF UNA UNIDAD EXTERIOR DE 15KW, Y/O SU	VRF-02	CONTROL DE: TEMPERATURA AMBIENTE HUMEDAD RELATIVA





CAMPAMENTO OPERACION	AMBIENTE	SISTEMA	CÓDIGO DE PLANO	JUSTIFICACIÓN
		INMEDIATO SUPERIOR (16KW) 2 UNIDADES TIPO CASSET, POR SUITE DE 1,5KW, CADA UNA	CAST15	CONTROL INDIVIDUAL Y PRECISO DE LA CLIMATIZACIÓN, EN CADA AMBIENTE
А	VILLAS	AIRE ACONDICIONADO TIPO VRF UNA UNIDAD EXTERIOR DE 12 KW, Y/O SU INMEDIATO SUPERIOR (14KW) 4 UNIDADES INTERIORES DE PARED POR HABITACIÓN DE 3KW	VRF-03 SPL30	CONTROL DE: TEMPERATURA AMBIENTE HUMEDAD RELATIVA CONTROL INDIVIDUAL Y PRECISO DE LA CLIMATIZACIÓN, EN CADA AMBIENTE
А	OFICINAS	AIRE ACONDICIONADO TIPO VRF, UNA UNIDAD EXTERIOR DE 45 KW, Y/O SU INMEDIATO SUPERIOR (46 KW) 30 UNIDADES, TIPO CASET DE 1,5 KW, CADA UNA	VRF-04 CAST15	CONTROL DE: TEMPERATURA AMBIENTE HUMEDAD RELATIVA CONTROL INDIVIDUAL Y PRECISO DE LA CLIMATIZACIÓN, EN CADA AMBIENTE
A	CENTRO DE CONVENCIONES	AIRE ACONDICIONADO TIPO VRF, UNA UNIDAD EXTERIOR 70KW, Y/O SU INMEDIATO SUPERIOR (72 KW) 12 UNIDADES INTERIORES, TIPO CASSET, DE 5KW CADA UNA	VRF-05 CAST50	CONTROL DE: TEMPERATURA AMBIENTE HUMEDAD RELATIVA CONTROL INDIVIDUAL Y PRECISO DE LA CLIMATIZACIÓN, EN CADA AMBIENTE
A	CENTRO DE SALUD	AIRE ACONDICIONADO TIPO VRF, UNA UNIDAD EXTERIOR DE 22 KW, Y/O SU INMEDIATO SUPERIOR (24 KW) 15 UNIDADES INTERIORES TIPO CASSET DE 1,5KW	VRF-06	CONTROL DE: TEMPERATURA AMBIENTE HUMEDAD RELATIVA CONTROL INDIVIDUAL Y PRECISO DE LA CLIMATIZACIÓN, EN CADA AMBIENTE
A	CASINO	AIRE ACONDICIONADO TIPO VRF, UNA UNIDAD EXTERIOR DE 60 KW, Y/O SU INMEDIATO SUPERIOR (56 KW) 12 UNIDADES INTERIORES TIPO CASSET DE 4KW CADA UNA	VRF-07	CONTROL DE: TEMPERATURA AMBIENTE HUMEDAD RELATIVA CONTROL INDIVIDUAL Y PRECISO DE LA CLIMATIZACIÓN, EN CADA AMBIENTE





Tabla 6-72: Aire Acondicionado, campamento B.

CAMPAMENTO CONSTRUCCION	AMBIENTE	SISTEMA	CÓDIGO DE PLANO	JUSTIFICACIÓN
В	SUITES	AIRE ACONDICIONADO TIPO VRF UNA UNIDAD EXTERIOR DE 15KW, Y/O SU INMEDIATO SUPERIOR (16KW)	VRF-02	CONTROL DE: TEMPERATURA AMBIENTE HUMEDAD RELATIVA CONTROL INDIVIDUAL Y
		2 UNIDADES TIPO CASSET, POR SUITE DE 1,5KW	CAST15	PRECISO DE LA CLIMATIZACIÓN, EN CADA AMBIENTE
В	VILLAS	AIRE ACONDICIONADO TIPO VRF UNA UNIDAD EXTERIOR DE 12 KW, Y/O SU INMEDIATO SUPERIOR (14KW) 4 UNIDADES INTERIORES DE PARED, UNA POR HABITACIÓN	VRF-03 SPL30	CONTROL DE: TEMPERATURA AMBIENTE HUMEDAD RELATIVA CONTROL INDIVIDUAL Y PRECISO DE LA CLIMATIZACIÓN, EN CADA AMBIENTE
В	OFICINAS	DE 3.0 KW AIRE ACONDICIONADO TIPO VRF, UNA UNIDAD EXTERIOR DE 45KW, Y/O SU INMEDIATO SUPERIOR (46KW) 30 UNIDADES, TIPO CASET DE 1,5 KW, CADA UNA	VRF-04 CAST15	CONTROL DE: TEMPERATURA AMBIENTE HUMEDAD RELATIVA CONTROL INDIVIDUAL Y PRECISO DE LA CLIMATIZACIÓN, EN CADA AMBIENTE
В	CENTRO DE SALUD	AIRE ACONDICIONADO TIPO VRF, UNA UNIDAD EXTERIOR DE 22 KW, Y/O SU INMEDIATO SUPERIOR (24 KW) 15 UNIDADES INTERIORES TIPO CASSET DE 1,5KW	VRF-06 CAST11	CONTROL DE: TEMPERATURA AMBIENTE HUMEDAD RELATIVA CONTROL INDIVIDUAL Y PRECISO DE LA CLIMATIZACIÓN, EN CADA AMBIENTE

Determinación de Potencias Caloríficas por ambientes.





Tabla 6-73: Potencias caloríficas, Alojamientos, campamento Operación A, Planta Baja y Planta Alta.

Planta	Ambientes	Fuentes	Cantidad	Potencia	Potencia	Potencia	Número de	POTENCIA	POTENCIA	NOTAS
		de		KW	Total	Total	Alojamientos	TOTAL POR PLANTA	TOTAL POR PLANTA	
		Calor			KW	BTU/H	por planta	KW	BTU/H	
BAJA	ALOJAMIENTOS	COMPUTADORA	1	0,3	0,3	1024,56	8	18,49	63140,22	Potencia nominal
		TV	1	0,4	0,4	1366,08				calculada
		COCINA	1	0,6	0,6	2049,12				
		ENERGIA SOLAR	1	0,5	0,5	1707,6				
		LAMPARAS	8	0,032	0,256	874,29				
		OJOS DE BUEY	3	0,025	0,075	256,14				
		PERSONAS	1	0,18	0,18	614,74				
					2,31	7892,53				
ALTA	ALOJAMIENTOS	COMPUTADORA	1	0,3	0,3	1024,56	8	18,49	63140,22	Potencia nominal
		TV	1	0,4	0,4	1366,08				calculada
		COCINA	1	0,6	0,6	2049,12				





		OJOS DE BUEY PERSONAS	1	0,025	0,075	256,14 614,74				
					2,31	7892,53				
Planta	Ambiente	Potencia	Infiltraciones	Subtotal 1	Factor	Potencia	Potencia	Potencia	Potencia	Potencia comercial
		Por planta	aire		Degradación	total nominal	Comercial	total nominal	Comercial	por alojamiento
					20g.uuuuioi	110111111	000.0			
		KW	9,50%	KW	Altitud	por planta en KW	por planta en KW	por planta en BTU/H	por planta en BTU/H	вти/н
ВАЈА	ALOJAMIENTOS	KW 18,48	9,50%	KW 20,24		por planta	por planta en	planta en		BTU/H 10000,00





Tabla 6-74: Potencia calorífica, Suites, campamento Operación A, planta única

			0.441710.45	567711014			NÚMERO			
PLANTA	AMBIENTES	FUENTES	CANTIDAD	POTENCIA	POTENCIA	POTENCIA	DE	POTENCIA	POTENCIA	
		DE			T0T41	TOTAL	0.0750	TOTAL POR	TOTAL POR	
		DE			TOTAL	TOTAL	SUITES POR	PLANTA	PLANTA	
		CALOR		KW	KW	BTU/H	BLOQUE	кw	BTU/H	NOTAS
		OALOR		IXVV	IXV	BTO/II	BLOQUE	K 00	Бібііі	Potencia
BAJA	SUITES	COMPUTADORA	1	0,3	0,3	1024,56	5	11,56	39462,64	nominal
UNICA	0020	TV	1	0,4	0,4	1366,08	· ·	, 0 0	00.02,0.	calculada
		COCINA	1	0,6	0,6	2049,12				
		ENERGIA		,	•	,				
		SOLAR	1	0,5	0,5	1707,6				
		LAMPARAS	8	0,032	0,256	874,29				
		OJOS DE BUEY	3	0,025	0,075	256,14				
		PERSONAS	1	0,18	0,18	614,74				
					2,311	7892,53				
				SUBTOTAL						POTENCIA
PLANTA	AMBIENTE	POTENCIA	INFILTRACIONES	1	FACTOR	POTENCIA	POTENCIA	POTENCIA	POTENCIA	COMERCIAL
						TOTAL		TOTAL		
		POR PLANTA	AIRE		DEGRADACIÓN	NOMINAL	COMERCIAL	NOMINAL	COMERCIAL	POR SUITE
						POR	POR	POR	POR	
		KW	4,50%	KW	ALTITUD	PLANTA EN KW	PLANTA EN KW	PLANTA EN BTU/H	PLANTA EN BTU/H	вти/н
		LYAA	4,50%	rvv	ALIIIUD	EIA L/AA	KVV	EN BIU/H	В10/П	10000
BAJA	SUITES	11,56	0,52	12,08	1,07	12,93	15,00	44144,24	50000	BTU/H
UNICA	301120	11,00	0,02	12,00	1,01	12,00	10,00		00000	B10/11





Tabla 6-75: Potencias caloríficas, Villas, campamentos Operación A y Construcción B; planta única

Planta	Ambientes	Fuentes	Cantidad	Potencia	Potencia	Potencia	Número de	POTENCIA	POTENCIA	
		de			Total	Total	VILLA	TOTAL POR VILLA	TOTAL POR VILLA	
		Calor		KW	KW	BTU/H		KW	вти/н	Notas
BAJA	VILLA 1 - 2	COMPUTADORA	6	0,3	1,8	6147,36	1	10,27	35067,27	Potencia nominal
UNICA		TV	6	0,4	2,4	8196,48				calculada
		COCINA ENERGIA	2	0,6	1,2	4098,24				
		SOLAR	2	0,5	1	3415,2				
		LAMPARAS	44	0,032	1,408	4808,60				
		OJOS DE BUEY	12	0,025	0,3	1024,56				
		PERSONAS	12	0,18	2,16	7376,83				
					10,268	35067,27				
BAJA	VILLA 1 - 2	COMPUTADORA	6	0,3	1,8	6147,36	1	10,27	35067,27	Potencia nominal
UNICA		TV	6	0,4	2,4	8196,48				calculada
		COCINA ENERGIA	2	0,6	1,2	4098,24				
		SOLAR	2	0,5	1	3415,2				
		LAMPARAS	44	0,032	1,408	4808,60				
		OJOS DE BUEY	12	0,025	0,3	1024,56				
		PERSONAS	12	0,18	2,16 10,268	7376,83 35067,27				
Planta	Ambiente	Potencia	Infiltraciones	Subtotal 1	Factor	Potencia total	Potencia	Potencia	Potencia	
		Por planta	aire		Degradación	nominal	Comercial	total nominal	Comercial	
		·			_	por				
		1/14/	0.500/	ICIAL	Altitoral	planta	por planta	por planta en	por planta en	Natas
DAIA	\// \	KW	8,50%	KW	Altitud	en KW	en KW	BTU/H	BTU/H	Notas
BAJA	VILLA 1 - 2	10,27	0,87	11,14	1,07	11,92	12,00	40982,40	45000	Villa lado derecho 1
UNICA	\//!!!	40.07	0.07	44.44	4.07	44.00	40.00	10000 10	45000	Villa lado izq. 2
BAJA	VILLA 1 - 2	10,27	0,87	11,14	1,07	11,92	12,00	40982,40	45000	Villa lado derecho 1
UNICA						a: ACOTECN				Villa lado izq. 2





Tabla 6-76: Potencias caloríficas, Oficinas, campamentos Operación A y Construcción B; planta única

PLANTA	AMBIENTES	FUENTES	CANTIDAD	POTENCIA	POTENCIA	POTENCIA	NÚMERO DE	POTENCIA	POTENCIA	
		DE			TOTAL	TOTAL	DLANTAC	TOTAL POR	TOTAL POR	
		DE CALOR		KW	TOTAL KW	TOTAL BTU/H	PLANTAS	PLANTA KW	PLANTA BTU/H	NOTAS
		CALOR		T\ VV	r\ v v	БІО/П		KVV	віо/п	Potencia
BAJA	OFICINAS	COMPUTADORA	40	0,3	12	40982,4	1	33,02	112769,90	nominal
UNICA		COCINA ENERGÍA	2	0,6	1,2	4098,24		,-		calculada
		SOLAR	1,2	1,25	1,5	5122,8				
		LAMPARAS	160	0,032	5,12	17485,824				
		OJOS DE BUEY	24	0,025	0,6	2049,12				
		PERSONAS	70	0,18	12,6	43031,52				
					33,02	112769,90				
BAJA	OFICINAS	COMPUTADORA	40	0,3	12	40982,4	1	33,02	112769,90	Potencia nominal
UNICA		COCINA ENERGÍA	2	0,6	1,2	4098,24				calculada
		SOLAR	1,2	1,25	1,5	5122,8				
		LAMPARAS	160	0,032	5,12	17485,824				
		OJOS DE BUEY	24	0,025	0,6	2049,12				
		PERSONAS	70	0,18	12,6	43031,52				
				CURTOTAL	33,02	112769,90				
PLANTA	AMBIENTE	POTENCIA	INFILTRACIONES	SUBTOTAL 1	FACTOR	POTENCIA TOTAL	POTENCIA	POTENCIA TOTAL	POTENCIA	POTENCIA
		POR PLANTA	AIRE		DEGRADACIÓN	NOMINAL POR	COMERCIAL POR	NOMINAL POR	COMERCIAL	NOMINAL POR
						PLANTA	PLANTA EN	PLANTA EN	PLANTA EN	OFICINA
		KW	10,00%	KW	ALTITUD	EN KW	KW	BTU/H	BTU/H	EN KW
BAJA	OFICINAS	33,02	3,30	36,32	1,07	38,86	45,00	153684,00	155000	1,50
BAJA	OFICINAS	33,02	3,30	36,32	1,07	38,86	45,00	153684,00	155000	1,50

Tabla 6-77: Potencias caloríficas, Centro de Convenciones, campamento Operación A, planta única.

Planta Ambientes Fuentes Cantidad Potencia Potencia Número de POTENCIA POTENCIA

CAPITULO 6 DESCRIPCION DEL PROYECTO 233 de 354





		de			Total	Total	PLANTAS	TOTAL POR PLANTA	TOTAL POR PLANTA	
		Calor		KW	KW	BTU/H		KW	BTU/H	Notas
BAJA	CENTRO DE	COMPUTADORA	25	0,3	7,5	25614	1	59,66	203750,83	Potencia nominal
UNICA	CONVENCIONES	COCINA ENERGÍA	0	0,6	0	0	·	30,00	200100,00	calculada
		SOLAR	1	0,8	0,8	2732,16				
		LAMPARAS	180	0,032	5,76	19671,552				
		OJOS DE BUEY	24	0,025	0,6	2049,12				
		PERSONAS	250	0,18	45	153684				
					59,66	203750,83				

Planta	Ambiente	Potencia Por planta	Infiltraciones aire	Subtotal 1	Factor Degradación	Potencia total nominal por	Potencia Comercial	Potencia total nominal	Potencia Comercial	
		KW	8,00%	KW	Altitud	planta en KW	por planta en KW	por planta en BTU/H	por planta en BTU/H	Notas
BAJA	CENTRO	59,66	4,77	64,43	1,07	68,94	70,00	239064,00	240000	12 unidades interiores 2
UNICA	CONVENCIONES									unidades exteriores





Tabla 6-78: Potencias caloríficas, Centro de Salud, campamento Operación A, Construcción B, planta única.

Planta	Ambientes	Fuentes	Cantidad	Potencia	Potencia	Potencia	Número de	POTENCIA TOTAL POR	POTENCIA TOTAL POR	
		de			Total	Total	PLANTAS	PLANTA	PLANTA	
		Calor		KW	KW	BTU/H		KW	BTU/H	Notas
	CENTRO									Potencia
UNICA	DE	COMPUTADORA	10	0,3	3	10245,6	1	16,49	56309,82	nominal
	SALUD	COCINÁ	0	0,6	0	0				calculada
		ENERGÍA	a	0.0	0.0	004040				
		SOLAR	1	0,6	0,6	2049,12				
		LAMPARAS	84	0,032	2,688	9180,0576				
		OJOS DE BUEY	48	0,025	1,2	4098,24				
		PERSONAS	50	0,18	9	30736,8				
					16,488	56309,82				
DI1-	A In ! (Datamala	I (')	Subtotal	F	Datamaia	Datamala	Datamala	Datamala	
Planta	Ambiente	Potencia	Infiltraciones	1	Factor	Potencia total	Potencia	Potencia total	Potencia	
		Por planta	aire		Degradación	nominal	Comercial	nominal	Comercial	
		i oi pianta	uo		2 og. adaoion		- Comoronar	por	oomoroidi.	
						por		planta		
						planta en		en	por planta	
		KW	18,00%	KW	Altitud	KW	en KW	BTU/H	en BTU/H	Notas
										15
UNICA	CENTRO	16.40	2.07	10.46	1.00	24.24	22.00	75404 40	80000	unidades
UNICA	CENTRO	16,49	2,97	19,46	1,09	21,21	22,00	75134,40	80000	interiores 1 unidad
	DE SALUD									exterior
	22 3/1202									0,1101
				<u> </u>	ACOTECNIC	l	l			





Tabla 6-79: Potencias caloríficas, Casino, campamento Operación A

		_					Número			
Planta	Ambientes	Fuentes	Cantidad	Potencia	Potencia	Potencia	de	POTENCIA TOTAL POR	POTENCIA TOTAL POR	
		de			Total	Total	PLANTAS	PLANTA	PLANTA	
		Calor		KW	KW	BTU/H		KW	BTU/H	Notas
										Potencia
UNICA	CASINO	COMPUTADORA	4	0,3	1,2	4098,24	1	47,62	162631,82	nominal
		COCINA ENERGÍA	1	0,6	0,6	2049,12				calculada
		SOLAR	1,3	1,4	1,82	6215,664				
		LAMPARAS	100	0,032	3,2	10928,64				
		OJOS DE BUEY	48	0,025	1,2	4098,24				
		PERSONAS	220	0,18	39,6	135241,92				
					47,62	162631,82				
				Subtotal						
Planta	Ambiente	Potencia	Infiltraciones	1	Factor	Potencia	Potencia	Potencia	Potencia	
		Por planta	aire		Degradación	total nominal	Comercial	total nominal	Comercial	
		i oi pianta	alle		Degradacion	por	Comerciai	por	Comerciai	
						planta en	por planta	planta en	por planta	
		KW	12,00%	KW	Altitud	KW	en KW	BTU/H	en BTU/H	Notas
										12
LINUCA	CACINIC	47.00	F 74	F0 00	4.07	F7.07	60.00	004040.00	040000	unidades
UNICA	CASINO	47,62	5,71	53,33	1,07	57,07	60,00	204912,00	210000	interiores 2 unidad
										exteriores
										OALOHOIGS
					ACOTECNIC	l	l			





Tabla 6-80: Resumen general de equipos de Aire Acondicionado, campamento Operación A.

FOUR	CÓDIGO	CAPACIDAD	CAPACIDAD	DI ANITA	444045475
EQUIPO	PLANO	KW	вти/н	PLANTA	AMBIENTE
AIRE ACONDICIONADO UNIDAD CONDENSADORA EXTERIOR SISTEMA FRÍO TIPO VRF	VRF-01	44	140000	ALTA BAJA	ALOJAMIENTOS
AIRE ACONDICIONADO UNIDAD CONDENSADORA EXTERIOR SISTEMA FRÍO TIPO VRF	VRF-02	15	45000	UNICA	SUITES
AIRE ACONDICIONADO UNIDAD CONDENSADORA EXTERIOR SISTEMA FRÍO TIPO VRF	VRF-03	12	45000	UNICA	VILLAS
AIRE ACONDICIONADO UNIDAD CONDENSADORA EXTERIOR SISTEMA FRÍO TIPO VRF	VRF-04	45	120000	UNICA	OFICINAS
AIRE ACONDICIONADO UNIDAD CONDENSADORA EXTERIOR SISTEMA FRÍO TIPO VRF	VRF-05	70	240000	UNICA	CENTRO CONVENCIONE S
AIRE ACONDICIONADO UNIDAD CONDENSADORA EXTERIOR SISTEMA FRÍO TIPO VRF	VRF-06	22	80000	UNICA	CENTRO SALUD
AIRE ACONDICIONADO UNIDAD CONDENSADORA EXTERIOR SISTEMA FRÍO TIPO VRF	VRF-07	60	190000	UNICA	CASINO





Tabla 6- 81: Resumen general de equipos de Aire Acondicionado, campamento Construcción B.

EQUIPO	CÓDIGO PLANO	CAPACIDAD KW	CAPACIDAD BTU/H	PLANTA	AMBIENTE
AIRE ACONDICIONADO UNIDAD CONDENSADORA EXTERIOR SISTEMA FRÍO	VRF-02	15	45000	UNICA	SUITES
TIPO VRF					
AIRE ACONDICIONADO UNIDAD CONDENSADORA EXTERIOR SISTEMA FRÍO	VRF-03	12	26000	UNICA	VILLAS
TIPO VRF					
AIRE ACONDICIONADO UNIDAD CONDENSADORA EXTERIOR SISTEMA FRÍO TIPO VRF	VRF-04	45	120000	UNICA	OFICINAS
AIRE ACONDICIONADO UNIDAD CONDENSADORA EXTERIOR SISTEMA FRÍO TIPO VRF	VRF-06	22	80000	UNICA	CENTRO SALUD

6.3.8.4 Sistema de Aire Acondicionado, Unidad exterior, sistema de frío, tipo VRF.

Unidades exteriores

Los nuevos sistemas de refrigerante variable, ofrecen innovaciones en materia de ahorro energético gracias a los compresores DC twin rotary de alta eficiencia y un control vectorial.

El caudal de refrigerante variable inteligente garantiza un control individual y preciso de la refrigeración y la calefacción de cada estancia, de modo que se consigue una temperatura constante incluso en la estancia más alejada de la unidad.

El control variable "finito" modifica la capacidad del compresor con variaciones de sólo 0,1Hz y regulación PAM/PWM.

Gracias al nuevo diseño, el proyectista puede imaginar instalaciones de hasta 500 metros de longitud total, 235 metros desde la unidad exterior hasta la unidad interior más lejana, 70 metros de diferencia de nivel entre la unidad interior y la unidad exterior y 40 metros entre unidades interiores.

A diferencia de los compresores scroll, los compresores twin rotary mantienen elevados rendimientos en un amplio rango de cargas parciales.

El control de todos los inverter permite supervisar de forma más precisa el funcionamiento para lograr el ajuste perfecto de la carga del sistema y tener todos los compresores en su nivel óptimo de eficiencia simultánea.





Compresores DC twin rotary de alta eficiencia.

Durante su funcionamiento, el sistema determina qué intercambiador de calor se puede utilizar de forma más eficiente y selecciona la velocidad de giro del compresor para ofrecer la potencia necesaria.

El sistema distribuye el caudal de refrigerante en más intercambiadores de calor al mismo tiempo y, por tanto, aumenta el volumen de la superficie de intercambio de aire.

La tecnología inverter gestiona los sistemas en funcionamiento continuo para ofrecer la misma capacidad con un menor consumo energético. Esto beneficia a todos los ocupantes, al mantener constantes las temperaturas de las estancias, así como al medio ambiente, al reducir el consumo eléctrico.

Instalación sencilla

La flexibilidad de tuberías aumenta las opciones de diseño

La tecnología aplicada al diseño de tuberías para la distribución de refrigerante de las unidades contribuye a alcanzar una distancia de 235 metros entre las unidades exteriores y la última unidad interior, y una altura de 40 metros entre unidades interiores.

La combinación de estas dos características es una ventaja exclusiva para los diseñadores de sistemas de aire acondicionado.

Estos profesionales tienen total libertad para colocar las unidades interiores en edificios de hasta 11 plantas.

En caso de cambio o rediseño de la distribución interna (oficinas), esta flexibilidad simplifica el cambio de las posiciones que ocupan las unidades interiores sin que ello suponga la instalación de unidades exteriores adicionales ni su traslado a una ubicación distinta.

Para proyectos específicos, la altura se puede incrementar hasta los 70 metros si la unidad exterior se sitúa a nivel del sótano y las unidades interiores por encima de este nivel. Suponiendo una altura de 3,5 metros por planta, es el equivalente a un edificio de 20 plantas.

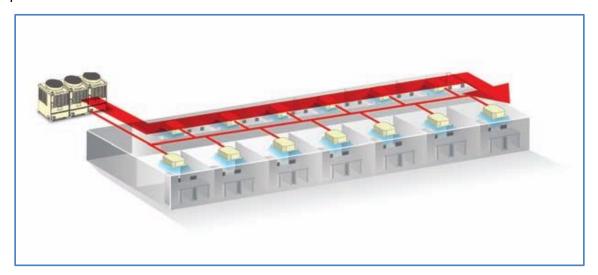


Figura 6- 117: Esquema de un Sistema de Aire Acondicionado VRF

Fuente: ACOTECNIC / Elaboración: ACOTECNIC





Ventana de inspección

Con una cubierta deslizante de fácil apertura, se puede acceder a la PCB inverter de forma sumamente sencilla sin tener que retirar los paneles de la unidad. Esa nueva característica permite un rápido acceso a la placa inverter para llevar a cabo tareas de mantenimiento periódico, ajustar configuraciones, realizar pruebas y otras operaciones.



Figura 6- 118: Cubierta deslizante para acceso a la PCB inverter

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Tamaño compacto de las unidades exteriores.

La introducción de la condensadora de un único módulo, otorga al diseñador de instalaciones de aire acondicionado más libertad en la selección del espacio de instalación necesario.

La reducción del espacio global llega hasta el 40% cuando se combinan unidades. Esta solución se convierte en una ventaja inestimable en aquellos proyectos o instalaciones en los que el peso total es una de las principales preocupaciones y un criterio básico para la elección de las unidades.

Juntas de las tuberías en forma de Y

El trazado de las tuberías de la instalación se simplifica gracias a la introducción del diseño de tuberías en forma de Y.

Como se puede apreciar en la imagen, esta solución reduce el espacio total necesario en comparación con la junta en RBM-BT14E (tubería de gas) forma de T estándar.



Figura 6- 119: Juntas de derivación en forma de Y Fuente: ACOTECNIC. Elaboración: ACOTECNIC





El efecto positivo es un número menor de codos y, por tanto, una instalación de tuberías más ordenada.

Las juntas de las derivaciones en forma de Y en las tuberías de gas entre las unidades exteriores, suponen un caudal más uniforme a cada derivación y contribuyen a incrementar la fiabilidad del sistema.

Control óptimo del refrigerante

Cuando hay varias unidades interiores conectadas en un sistema, se puede suministrar una cantidad demasiado elevada o reducida de refrigerante a las unidades interiores en función de la diferencia de longitud de la tubería de conexión procedente de la unidad exterior. Esto se debe a una pérdida de presión y de calor a medida que el refrigerante se desplaza por las tuberías, lo que se traduce en un suministro de cantidades incorrectas de refrigerante a las unidades interiores.

Un control óptimo del caudal de refrigerante con un control inteligente de los sensores de refrigerante y la velocidad de apertura de cada una de las válvulas moduladoras de impulsos permite conseguir temperaturas interiores estables en todo un edificio con diferencias de altura de hasta 40 m entre las unidades interiores.

Control "finito"

Control ultra preciso de 0,1 Hz de la velocidad de giro del compresor.

Potente invertir

El control inverter de todos los compresores ofrece una regulación más precisa del funcionamiento para ajustar a la perfección la carga del sistema.

Curva senoidal suave

El inverter con control vectorial calcula rápidamente y genera una curva senoidal sin puntos angulares que mejora la eficiencia del funcionamiento.

Placa electrónica

El inverter con control vectorial convierte rápidamente la corriente en una curva senoidal suave que permite un funcionamiento más uniforme del motor de CC del compresor.

La optimización de la colocación del orificio de descarga y el grosor de las palas reducen la pérdida de compresión y la resistencia por fricción.

Al aumentar la superficie de los imanes del rotor y añadir hendiduras se consigue una mayor eficiencia y menor ruido.

Cada motor utiliza un nuevo rotor magnético, compacto y potente, y está sujeto a menos pérdidas por corrientes de Foucault.





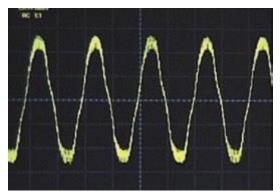


Figura 6- 120: Curva senoidal suave. Fuente: ACOTECNIC. Elaboración: ACOTECNIC



Figura 6- 121: Placa electrónica.
Fuente: ACOTECNIC. Elaboración: ACOTECNIC

Compresor twin rotary

El control ajusta la velocidad de giro del compresor en pasos casi imperceptibles de 0,1 Hz. Al ofrecer una respuesta exacta a las necesidades de capacidad de cada momento concreto, este control sumamente preciso minimiza la pérdida de energía durante el cambio de frecuencias y, al mismo tiempo, crea un entorno confortable en el que las variaciones de temperatura son mínimas.

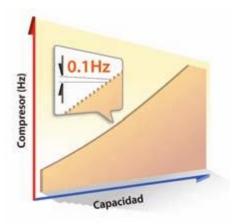


Figura 6- 122: Control de la velocidad de giro del compresor.

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC





Niveles de ruido excepcionalmente bajos.

El ruido generado por una unidad exterior es una combinación de dos factores: por un lado, la tecnología y el material utilizado para las piezas móviles y vibratorias y, por otro, la velocidad de funcionamiento de las unidades.

Un nuevo control inverter del motor del ventilador permite reducir la velocidad de la unidad a 60 rpm. La carcasa de la unidad y la protección de los compresores se han diseñado para maximizar la contención del ruido generado por el compresor.

La potente función de equilibrio de la carga del compresor y el nuevo diseño del intercambiador de calor permiten que el sistema funcione la mayor parte del tiempo con una capacidad menor.

En este estado, el ruido que emiten las unidades en funcionamiento se mantiene a los niveles más bajos.

Ventajas del sistema VRF.

Para el Arquitecto;

- La modularidad de los sistemas VRF permite que las instalaciones se adapten al edificio y no el edificio a la instalación.
- Los sistemas de control individual por estancia permiten llevar el confort a cada espacio cuando es necesario por diversidad de uso u horario.
- El pequeño tamaño de las tuberías de distribución frigorífica hace el sistema idóneo para los proyectos de reforma y aumenta el espacio útil del edificio.
- Esta utilización mínima de los patinillos de instalaciones libera espacio en los mismos para otros usos.
- Los sistemas de ventilación modulares aseguran la calidad del aire y se adaptan al diseño del edificio.
- Los sistemas de recuperación de calor permiten sacar partido de cualquier distribución y orientación de fachadas mejorando el balance energético del edificio.
- La diversidad de unidades interiores permite elegir la estética idónea para cada espacio.

Para el Instalador;

- El sistema VRF, permite al instalador reducir los tiempos de ejecución en obra frente a los sistemas de agua centralizados.
- El sistema VRF con sus colectores y derivaciones para instalación en vertical facilita la instalación frigorífica, reduce el espacio para la instalación de tuberías y reduce el tiempo de ejecución en obra frente a otros sistemas de refrigerante variable.
- El sistema VRF permite al instalador planificar el presupuesto de la instalación con menor incertidumbre que los sistemas de agua con mayor coste de mano de obra, tiempo de ejecución y mayor número de proveedores de material.
- El sistema VRF con compresor Twin Rotary permite el cumplimiento de la





reglamentación sobre calificación energética de edificios.

Para la Ingeniería;

- La modularidad de los sistemas VRF les permite ser una solución para una gran diversidad de aplicaciones de climatización para locales, viviendas y edificios de diferentes tamaños. Desde una vivienda individual a un edificio de 100 plantas.
- La modularidad de los sistemas VRF de producción frigorífica y de ventilación y renovación de aire resuelve las necesidades de aire acondicionado, calefacción, ventilación y control del proyecto.
- El diseño de la instalación dentro del proyecto se simplifica al unir producción frigorífica, calorífica, ventilación y control en un mismo sistema integrado.
- La adaptabilidad del sistema VRF a las condiciones climatológicas y de diversidad e intensidad de uso de la instalación por modularidad permiten ofrecer el mejor proyecto energético y la mejor calificación energética del proyecto.
- La rapidez de selección y planificación de las redes de distribución frigorífica y esquemas eléctricos con programas de software específicos disminuye los tiempos de trabajo y aumenta la productividad.
- Los sistemas VRF, permiten la integración con diferentes protocolos de comunicaciones (Bacnet, LonWorks, Modbus...), adaptándose a los requerimientos de las empresas de control externo que gestionen o vayan a gestionar todas las instalaciones del edificio.

Para el propietario;

- La modularidad del sistema VRF, permite que el gasto energético del edificio se adapte al uso y ocupación variable del edificio.
- El VRF aumenta la ocupación de los edificios en alquiler al permitir medir el gasto separado de cada estancia con inquilinos con diversidad de uso y horarios.
- El VRF permite concentrar el aire acondicionado, la calefacción, la ventilación y el control en un único fabricante lo que facilita el mantenimiento y gestión del edificio, manteniendo el mismo nivel de calidad en todos los componentes de la instalación.
- El rendimiento energético de los sistemas modulares VRF, permite financiar la sustitución y renovación de los sistemas de agua centralizados en fase de cambio.
- La pequeña sección de los sistemas de distribución frigorífica y la modularidad de los sistemas exteriores y de ventilación permiten adaptarse a las características arquitectónicas del edificio mejor que los sistemas centralizados con grandes salas de máquinas.
- El control individual por estancia permite fijar las condiciones de cada espacio a las necesidades cambiantes de uso y utilización.
- El VRF gracias a su compresor Twin Rotary consigue unos importantes ahorros en





consumos energéticos con respecto a otros sistemas de climatización y el resto de sistemas de refrigerante variable.

Para el constructor:

- El VRF le permite al constructor cumplir con todas las reglamentaciones y exigencias de calidad y rendimiento energético del edificio.
- La modularidad del sistema VRF y la pequeña sección de los sistemas de distribución frigorífica reduce los tiempos de ejecución de la instalación y el coste de mano de obra.
- El VRF une los conceptos de aire acondicionado, calefacción, ventilación y control
 en un solo proveedor facilitando la labor de coordinación de tiempos de ejecución y
 entrega frente a sistemas con múltiples proveedores.
- La modularidad del sistema facilita la manipulación de los elementos y su almacenamiento durante la obra.

Para el usuario:

- El usuario obtiene el confort necesario en cada estancia gracias al control individual por zonas.
- El arrendatario del local u oficina paga sólo por lo que consume gracias a la facilidad de los sistemas VRF, de medir el consumo energético por estancia.
- El usuario disfruta del bajo nivel sonoro de las unidades interiores y de la adaptabilidad de las unidades interiores a cada espacio integradas en la decoración.
- El mantenimiento, manipulación y seguimiento de la instalación se puede hacer por Internet desde cualquier ordenador con un coste mínimo gracias a la centralita de control conectable por ip.
- Los costos de mantenimiento se reducen al mínimo.

Unidades interiores para sistemas VRF

Gama de unidades interiores, tipo Cassette.

La unidad de tipo cassette es la solución preferente para oficinas y edificios con falso techo.

Se puede elegir entre productos con diferentes configuraciones para impulsar caudal de aire: 1, 2 y 4 salidas de aire. Las unidades cassette de 4 vías pueden seleccionarse automáticamente tanto la velocidad como la dirección del aire.

El diseñador también puede seleccionar otros tipos de cassette: compacto de 4 vías de 60 x 60, de 1 vía y el nuevo cassette de 2 vías más estrecho.







Figura 6- 123: Unidades interiores, tipo CASSETTE
Fuente: ACOTECNIC
Elaboración: ACOTECNIC

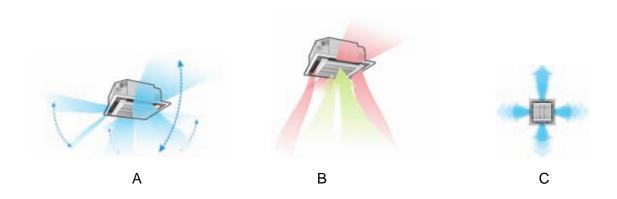


Figura 6- 124: Tipo de oscilaciones: A oscilación estándar. B oscilación opuesta en diagonal. C oscilación giratoria

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Conducto

Para grandes edificios la aplicación más común son los conductos para suministrar el aire a las diversas partes del edificio.

Los diseñadores, han podido crear diferentes tipos de unidades con tecnología de punta que sirven para múltiples usos:

Conducto baja silueta: Para aplicaciones en las que el espacio para la red de conductos es limitado en cuanto a altura y longitud, como por ejemplo en los hoteles.

Alta presión estática: Para aplicaciones que requieren una alta presión estática externa, como en espacios abiertos.

Presión estática estándar: Cuando el espacio para la red de conductos es limitado, como en las oficinas.

100% aire exterior: Para gestionar la distribución de aire exterior por la red de conductos de un edificio.







Figura 6- 125: Unidades interiores, tipo conducto

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Los sistemas están disponibles en una amplia gama de unidades interiores que permiten a los diseñadores e inquilinos elegir el producto más adecuado tanto en lo referente a prestaciones como al aspecto estético.

Instalación de pared y techo.

Una solución preferente para edificios en los que no se dispone de falso techo.

Es la elección perfecta para aquellas aplicaciones en las que se necesita aire acondicionado junto con la calefacción convencional por radiadores existente. Las unidades de pared presentan un diseño de alta calidad similar al de las unidades de aplicaciones residenciales. Este tipo de productos es muy silencioso, brinda un control personalizado del caudal de aire y potentes filtros de calidad del aire interior.



Figura 6- 126: Unidades interiores, A de techo. B de pared
Fuente: ACOTECNIC
Elaboración: ACOTECNIC

Consolas de suelo.

Las instalaciones típicas son aquellas en las que la unidad interior se coloca sobre el suelo contra una pared o bajo una ventana.

La gama, ofrece soluciones para:

• Sin carcasa, en las que la consola se esconde detrás de un panel para que sea discreta y se integre perfectamente en el interior.





- Con carcasa, normalmente situados en el lugar de los radiadores alrededor del perímetro del edificio o en la base de las columnas de la estancia concreta.
- Vertical, unidades altas y estrechas que se pueden colocar en diversas posiciones.

Este tipo de unidades incluyen la impulsión horizontal adicional (de izquierda a derecha), por lo que son la solución preferente para su instalación en esquinas, por ejemplo, en restaurantes.





Figura 6- 127: Unidades interiores, tipo consolas de suelo Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Combinación de unidades

Se pueden elegir en virtud del diseño y la funcionalidad, una combinación de unidades interiores, que son perfectamente adaptables a los sistemas de unidades exteriores, entre unidades de techo y pared, con unidades consolas de suelo.

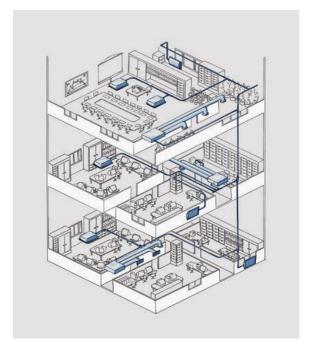


Figura 6- 128: Combinación de unidades interiores

Fuente: ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC





6.3.9 Vías de acceso

Los caminos de acceso estarán dotados de una adecuada señalización para indicar su ubicación y la circulación de equipos pesados. Los caminos de acceso, al tener el carácter provisional, deben ser construidos con muy poco movimiento de tierras y debe llevar un lastrado o tratamiento que mejore la circulación y evite la producción de polvo.

Se generaron diversas alternativas de acceso a corona de presa desde la vía Interoceánica, de las cuales tres están compuestas por túneles en el recorrido final, esto con el propósito de evitar las pendientes muy pronunciadas en la zona de presa y generando mayor seguridad en el acceso.

Para el acceso a casa de máquinas igualmente se han generado diversos esquemas de llegada por Margen Izquierda.

De las diferentes alternativas estudiadas de vías de acceso al sitio, se propone la alternativa que se adapta mejor al sitio, en función del emplazamiento de las obras, se propone una revisión en alguna etapa posterior que definiera a mayor detalle las vías de acceso al proyecto. El siguiente esquema indica el trazo de la ruta, es importante señalar que se pretende la provisión de un puente que ayude a cruzar a margen izquierda se propone ubicarlo aproximadamente a la Elev. 315,00 msnm con un claro de aproximadamente de 130,00 m el puente se considera de tipo mabey usa paneles de 2,48 m de alto y 4,50 m de longitud con luces de hasta 81,00 m con ancho de carretera estándar de 7,35 m para dos carriles; este puente conectaría con los túneles a la galería de oscilación y casa de máquinas por la berma de excavación del portal de desfogue que a su vez conecta con el camino que principal a casa de máquinas.

Para el trazo del camino de acceso hacia la corona de presa, se comienza desde la vía Interoceánica en el tramo de Patuca hacia Tiwintza, en este punto se construiría la desviación a los sitios de obra, una es el camino de acceso a corona de presa y el otro es el camino de acceso a casa de máquinas, el primer camino inicia con su abscisa al cadenamiento 0+000,00, en el cadenamiento 1+032,08 comienza la entrada a un túnel el cual tiene un desarrollo de 311,60 metros de longitud el cual llega a la elevación 455,00 por la parte posterior de la plataforma de control de la obra de toma hasta llegar a la corona de la presa. Esta vía tendrá un ancho de vía de 7,20 m y 60 cm de peralte.

El trazo del camino diseñado para acceder a la obra de toma y a la corona de la presa se desarrolló en tres planos que se incluyen en el anexo de planos, dichos planos se identifican con las siguientes claves de identificación: LX SAN 44 13 SGA CD 110, LX SAN 44 13 SGA CD 111 y LX SAN 44 13 SGA CD 112.

A continuación en la Tabla 6-82, se presentan las características geométricas del camino de acceso a la plataforma de control de la obra de toma y de la corona de la presa.





Tabla 6-82: Características geométricas acceso a corona de presa.

				-
CAF	RACTERÍSTICAS GEO	MÉTRICAS HORIZO	NTALES AL	TERNATIVA
DESARROLLO				
	Long.(m)	Porcentaje (%)		
Curvas	563.99	33.59		
Tangentes	1115.01	66.41		
TOTAL	1679.00	100		
OBS: Longitud	Túnel = 45.00m			
CURVAS HORI	ZONTALES			
	Cantidad total	21		
	Curvas/km	13		
Radios de Cur	vatura		T	1
	Rango	Cantidad	Porcentaje	
	R<30	0	0.0	
>= 30	R<50	6	28.57	
>= 50	R<80	6	28.57	
>= 80	R<100	1	4.76	
>= 100	R<150	0	0.00	
	R >= 150	8	38.10	
	TOTAL	21	100	
CAR	ACTERÍSTICAS GEON	NÉTRICAS VERTICAL	ES ALTERNA	ATIVA
	DESNIV	/EL TOTAL DE LA VÍA		
	ABSCISA	ELEVACIÓN		
	0+000	585	msnm	
	1+679.00	455	msnm	
		Desnivel de vía:	145,217	m
PENDIENTES:				
	Gradiente Máxima:		10,00%	
	Gradiente Mínima:		0,00%	
CURVAS VERT	ICALES			
	Cantidad total:	2	curvas verti	cales
	Curvas/Km:	1	curvas/Km	
	Г.,	ente: ACOTECNIC		-





Para el trazo de la vía de acceso definitivo a la casa de máquinas por margen izquierda a nivel de playa de montaje tiene un desarrollo de 6 050 m, hasta llegar a la a la plataforma con la elevación 350,00 msnm en el portal del desfogue, una vez en esta plataforma se recorren 200,00 metros para llegar al umbral del túnel de acceso a casa de máquinas el cual desarrolla una longitud de 781,60 m, a la galería de oscilaciones el cual es el mismo túnel que llega a casa de máquinas y que tiene una bifurcación en la estación 0+644,20 y llega a la galería de oscilaciones en una longitud de 121,60 m y finalmente a la galería de transformadores se llega con otro túnel con una longitud de 875,52 metros, por otra parte continuando el camino sobre la plataforma del portal del desfogue hasta el cadenamiento 6+521,22 donde se llega a la corona de ataguía aguas abajo en la Elev. 315,00 msnm.

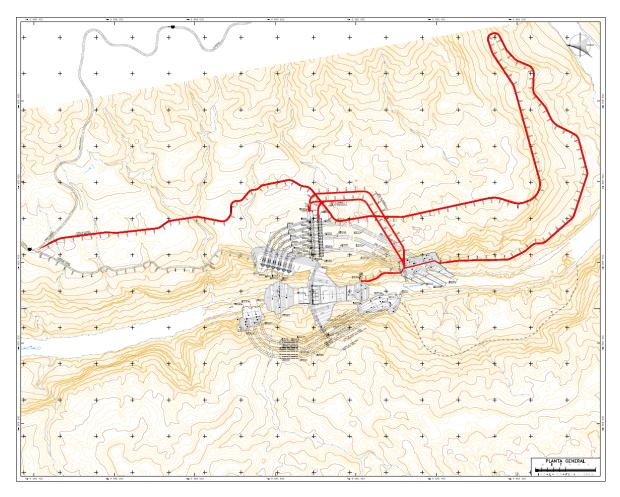


Figura 6- 129: Caminos de acceso a casa de máquinas.

Fuente: CFE Elaboración: CFE

A continuación se presenta en la Tabla 6-83 las características geométricas del camino de acceso a la casa de máquinas, galería de oscilaciones y galería de transformadores y subestación.





Tabla 6-83: Características geométricas acceso a casa de máquinas Subterránea.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS HORIZONTALES ALTERNATIVA							
DESARROLLO							
	Long.(m)	Porcentaje (%)					
Curvas	1569.58	24.07					
Tangentes	4950.05	75.93					
TOTAL	6519.63	100					
OBS: Longitud	Túnel = 766.00m						
CURVAS HORIZ	ZONTALES						
	Cantidad total	48					
	Curvas/km	7					
Radios de Curv	vatura	T					
	Rango	Cantidad	Porcentaje				
	R<30	4	8.33				
>= 30	R<50	9	18.75				
>= 50	R<80	23	47.92				
>= 80	R<100	0	0.00				
>= 100	R<150	11	22.92				
	R >= 150	1	2.08				
	TOTAL	48	100				
	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRI	ICAS VERTICALES AL	TERNATIVA				
	DESNIVEL TO	OTAL DE LA VÍA					
	ABSCISA	ELEVACIÓN					
	0+000	595	msnm				
	6+519.63	320	msnm				
		Desnivel de vía:	275 m				
PENDIENTES:							
	Gradiente Máxima:		10,00%				
	Gradiente Mínima:		0,36%				
	Gradiente Máxima en túnel:		2.35%				
	Gradiente Mínima en túnel:		2.35%				
CURVAS VERT	ICALES						
	Cantidad total:	27	curvas verticales				
	Curvas/Km:	4 ACOTECNIC	curvas/Km				





6.3.10 Fuentes de abastecimiento de agua potable

Las potenciales fuentes seleccionadas para la dotación de agua potable a los campamentos del Proyecto Hidroeléctrico Santiago, están ubicadas cercanas al sitio donde se ha considerado construir la planta de tratamiento, para un caudal aproximado de 15 l/s., considerando el máximo de utilización cuando se cuente con el pico de trabajadores en el proyecto hidroeléctrico, que se ha estimado en 5.000 personas.

Las dos fuentes pueden utilizarse conjuntamente interconectándolas, aguas arriba de la planta de tratamiento, la primera es el río Sunkant y la segunda el río Napinias.

Las dos primeras muestras tomadas se efectuaron al final del periodo de verano, previo al inicio de la estación lluviosa; la calidad del agua de las muestras así tomadas es buena, en cambio se espera que esta disminuya durante el periodo de lluvia debido a que son aguas superficiales sujetas a modificaciones según la estación del año. En principio se esperaba que estos cambios de calidad en el agua no sean significativos dado la escasa actividad antrópica en las zonas altas de las micro cuencas sin embargo la muestra tomada a fines del mes de abril demuestran la alteración marcada de la calidad del agua de estas fuentes en época lluviosa

De una primera observación general, al momento de toma de las muestras, en presencia de una llovizna ligera pero constante, el río Sunkants no sufre modificaciones, ya que el agua se presentaba cristalina; por lo contrario el agua en el río Napinias tenía ya un cierto grado de turbiedad apreciable a simple vista. Las muestras obtenidas en el segundo muestreo, en ausencia de lluvia durante los días anteriores, determinan parámetros físicos con valores óptimos y en la tercera, con fuertes lluvias desmejora ostensiblemente la calidad. Esta variación marcada de la calidad, así como los altos parámetros de turbiedad y color impide el uso de un sistema de filtros lentos, siendo conveniente un tratamiento convencional.

Calidad del agua de los ríos Sunkants y Napinias

Con el fin de caracterizar el agua de la fuente y estimar su grado de tratabilidad que conduzcan a una adecuada selección de parámetros y criterios de diseño de las unidades y procesos, se acudirá a las siguientes fuentes de información:

- Análisis físico, químico y bacteriológico en muestras tomadas en las dos fuentes indicadas
- Información de personas del lugar.

Calidad física

Analizando los datos de los resultados de las muestras tomadas el 16 de enero de 2014, se establece que la calidad física referida a turbiedad tiene un valor por debajo de los exigidos por la norma INEN 1108-2011, para el río Sunkants y alrededor del máximo aceptable para el río Napinias; el color aparente determinado tiene que ser removido por cualquier tratamiento que se realice a valores de color verdadero por debajo de 15 UC, pero es importante en estas condiciones de baja turbiedad y alto color el pH del agua cruda, para poder remover el color, el cual debe mantenerse preferentemente en pH de 6.7 con la inclusión del coagulante. La muestra del 4 de febrero fue tomada después de un periodo de tres días sin lluvia mostrando una mejora sustancial tanto en color como turbiedad,





pequeñas lluvias localizadas en el sector lavan el terreno alterando estas propiedades como sucede en la muestra del 16 de enero. Este efecto es marcado en la muestra del 28 de abril con valores de turbiedad y color muy elevados que ameritan un tratamiento continuo y controlado.

Tabla 6-84: Calidad física del agua

Característica	Sunkants				Napinias	
	16-01-14	4-02-14	29-04-14	16-01-14	4-02-14	29-04-14
Turbiedad NTU	1,94	0,39	210	5,74	0,51	410
Color UCA	30	0	1.000	62	0	1.950
Color UCV			290			310

Fuente: ESTUDIO DE CALIDAD DE AGUA - ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

La selección de unidades y procesos se efectuará, de manera de mejorar las características físicas mencionadas, mediante la remoción de color y turbiedad y, en especial, para asurar la calidad bacteriológica del agua a ser distribuida.

Calidad química

Se establece una variación de la concentración en los parámetros analizados que son función de las condiciones ambientales, los valores son más altos en verano y más bajos en periodo de lluvia dependiendo de la dilución causada por las precipitaciones pluviales.

Tratándose de aguas superficiales, en términos relativos se las puede calificar como de grado bajo de mineralización. La conductividad fluctúa entre 30 y 105 uS/Cm.

El agua de cada fuente es blanda con concentraciones de dureza total variando entre 15 y 55 mg/l como CaCO3, la dureza magnésica es la mitad o igual a la del calcio, existe un predominio de la dureza permanente, debida principalmente a sulfatos (5,8 y 16 mg/l) de calcio y magnesio, sobre los Bicarbonatos de Ca++ y Mg++ en el primer muestreo, en el segundo los valores son similares, casi no hay sulfatos (2,83 y 2,55 mg/l), en la tercera muestra la dureza es similar a la alcalinidad es decir existe solo dureza a bicarbonatos

El pH esta con valores alrededor de 7,85 unidades pero con la lluvia baja a valores entre 6 y 7, debido a los ácidos fúlvicos o húmicos.

La alcalinidad total se debe a la presencia de HCO3- de calcio y magnesio, con concentraciones entre 14 y 51 mg/l como CaCO3.

Se analizaron metales como el mercurio que puede estar presente si hay presencia de minería informal en la parte alta del rio, los resultados no detectan presencia de este metal en valores superiores a 6 ug/l que es el máximo para agua potable (INEN 1108-2011) en ninguna de las muestras. Manganeso y Hierro, normados por aspectos principalmente visuales, el primero en valores 100 veces menores a la norma y el segundo, aunque no está normado, debe ser removido en el tratamiento, el río Napinias presenta un valor de 306 mg/l que era el máximo aceptable en la norma INEN 1108-2005. Aluminio, igualmente no normado por el INEN pero por aspectos de sabor y visuales se recomienda menor a 200 ug/l, en el río Napinias este valor está entre el 50 y el 100% sobre este valor; no se tiene un máximo aceptable por aspectos de salud. El arsénico en todas las muestras está por debajo





del límite de determinación del laboratorio de 30 ug/l. En otros parámetros como cianuros, utilizados también en la extracción de oro, los valores obtenidos son < 1 mg/l, el fosforo total y las diferentes formas de Nitrógenos presentan los valores normalmente esperados, aumentando un poco con la lluvia por arrastre de la materia orgánica. En el tercer muestreo no se realizaron determinación de metales por ser las muestras muy turbias la dilución va a producir valores más bajos que los registrados excepto tal vez en hierro y manganeso que tendrá valores elevados por la presencia de elevada cantidad de materiales en suspensión en el agua, removidos durante el tratamiento.

Tabla 6-85: Calidad química del agua

Parámetro	Sunkants		Napinias				
	16-01-14	4-02-14	29-04-14	16-01-14	4-02-14	29-04-14	Unidades
рН	7,83	7,87	7,15	7,8	7,94	6,22	
Alcalinidad	35,77	50,7	13,5	30,38	47,8	14,2	mg/l CaCO3
Dureza total	54,3	45,5	16,5	50,9	47,3	15	mg/l CaCO3
D. cálcica	27,9	37,6	8,1	24,13	32,2	10	mg/l CaCO3
Conductividad	93,3	105	31	75,8	97,3	33	uS/cm
Manganeso	<4	7,7		7	<5		ug/l
Hierro	73	178		306	69		ug/l
Aluminio	79	254		396	101		ug/l
Arsénico	<30	<30		<30	<30		ug/l
Mercurio	<6	<6		<6	<6		ug/l
Cianuro	<1	<1		<1	<1		mg/l
Fosforo Total	0,04	0,04		0,04	0,03		mg/l
Nitrato +Nitrito	0,14	0,12		0,25	0,09		mgN/l
N-Amoniacal	0,30	0		0,15	0		mg/l
NKT	1,10	0,6		0,90	0,7		mg/l
Sulfatos	5,82	2,83		15,96	2,55		mg/l

Fuente: ESTUDIO DE CALIDAD DE AGUA - ACOTECNIC

Elaboración: ACOTECNIC

Calidad bacteriológica

Todos los resultados están expresados como NMP/100 ml. existe una mayor contaminación en el río Napinias aumentando en ambos casos con las primeras lluvias, luego estos valores bajaran por la dilución producida.

Los valores encontrados en los muestreos realizados se encuentran dentro los rangos establecidos en el TULAS, como fuentes de agua para consumo y uso doméstico con tratamiento convencional en especial la concentración contenido de metales, excepto aluminio hierro, manganeso que aumentan con las lluvias y, coli total y fecal en las dos fuentes, así como color y turbiedad; bajo estas condiciones no es posible un tratamiento solo con desinfección, sumado a esto al contenido bacteriológico (>50 NMP /100 ml de coliformes totales) y el color y turbiedad que pueden llegar muy por encima de 20 UCV y 10 NTU.





Tabla 6-86: Calidad bacteriológica del agua

	16-01-14	4-02-14	16-01-14	4-02-14
Origen	Coli T	Coli T	Coli F	Coli F
Sunkants	9.200	1.700	280	110
Napinias	>16.000	1.700	9.200	1.700

Fuente: ESTUDIO DE CALIDAD DE AGUA - ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Estudio de tratabilidad

Se presentan las conclusiones a que se llegó con las muestras tomadas durante los meses de enero febrero y abril de 2014, que son representativas de aguas claras y turbias que se espera se presenten la mayor parte del tiempo.

Río Napinias.

El diseño de la planta de tratamiento utilizando esta fuente superficial debe estar orientada a la remoción de color y turbiedad, y asegurar la calidad bacteriológica del agua. La prueba inicial se ha realizado con la muestra tomada el día 16 de enero en un punto cercano a la vía principal por lo difícil del acceso aguas arriba en la actualidad, la segunda el 4 de febrero y la tercera el 29 de abril durante la época de lluvia

Río Sunkants

Se reportan los ensayos realizados y las conclusiones obtenidas con las muestras tomadas el 16 de enero, el 4 de febrero y el 29 de abril. La calidad de esta fuente es menos variable que la del río Napinias pero igualmente es necesario un tratamiento convencional dado la variación estacional de su calidad.

El diseño de la planta de tratamiento, por tratarse de una la fuente superficial debe estar orientado al control del color y la turbiedad, tanto por aspectos organolépticos como sanitarios y, principalmente a la calidad bacteriológica del agua. La prueba inicial se ha realizado con la muestra de agua tomada el día 16 de enero, en un punto cercano a la vía principal, es decir en la condiciones más desfavorables, la muestra del 4 de febrero fue de mucha mejor calidad con color de cero unidades y turbiedad por debajo de 0,5 NTU. La tercera muestra, del 29 de abril, en cambio refleja la variación drástica que sufre su calidad por causa del temporal lluvioso presente

Conclusiones

Las características del agua superficial de las fuentes seleccionadas y del producto que se desea obtener, determinan la necesidad de operar en forma continua un sistema de tratamiento convencional con los procesos de mezcla - floculación – sedimentación – filtración rápida y desinfección. Dependiendo de la época del año, donde exista ausencia de lluvia se puede considerar tratar el agua por filtración rápida directa utilizando mezcla rápida, floculación y filtración dejando fuera las unidades de sedimentación.

Los parámetros obtenidos en estos ensayos aplicados a aguas crudas que tienen colores entre 0 y 2.000 UC y turbiedades entre 0,4 y 410 NTU, producen aguas tratadas que estarán dentro de los límites máximos de la norma para NTE-INEN 1108- 2011 para abastecimiento de agua potable.





Las pruebas se han realizado con dos muestras de aguas claras de cada una de las dos fuentes consideradas y una de aguas turbias, que son representativas de las características físicas, químicas y bacteriológicas que se mantienen en diferentes épocas del año.

En los dos ensayos realizados con las muestras tomadas en el primer muestreo, existe formación de flóculos livianos dadas las condiciones de bajo color con baja concentración de sólidos en suspensión y baja alcalinidad, por más que se optimicen todas las variables operativas, se van a producir flóculos livianos, de ahí la necesidad del uso de polímero como ayudante y de sulfato de aluminio tipo A por ser más eficiente (más concentración de alúmina Al2O3) y producir menor cantidad de lodos, siendo su costo casi similar al sulfato tipo B.

Las muestras tomadas el 4 de febrero en las dos fuentes tienen propiedades físicas muy buenas por lo que es mejor en estas condiciones realizar filtración directa como se ha señalado y usando dosis entre 4 y 8 mg/l de sulfato de aluminio tipo A, el uso de polímero en este caso no es indispensable.

Las muestras del 29 de abril son representativas de la época lluviosa, notándose un incremento considerable de color y turbiedad, los ensayos demuestran que puede obtenerse agua de muy buena calidad incluso en estas condiciones de las dos fuentes. El uso de polímero no es determinante.

Todos los ensayos se realizaron sin la utilización de polímero: dosis, tiempos de mezcla rápida, mezcla lenta, gradientes y sedimentación son determinados solo con sulfato de aluminio tipo A de manera que el diseño este en función de estos valores. El uso de polímero puede ser necesario en algún momento por lo que se determinó los puntos de aplicación en los floculadores. Otro ensayo con polímero es en algunas de las pruebas de sedimentación que podrían ser consideradas.

Según las muestras analizadas las dos fuentes son similares el río Sunkants es el que menos cambia sus propiedades físico químicas, o al menos más lentamente, durante las lluvias por lo que debería ser considerada como fuente principal y Napinias como fuente alterna

La planta va a servir a los campamentos del Proyecto Hidroeléctrico Santiago y, contará con personal que puede operar la planta de manera adecuada al menos durante la ejecución del proyecto.

El siguiente grafico da la relación entre la turbiedad del agua cruda con la dosis de sulfato necesaria. Los datos son integrados de ambas fuentes. Durante la operación debe determinarse más puntos para ajustar mejor esta curva de dosificación.





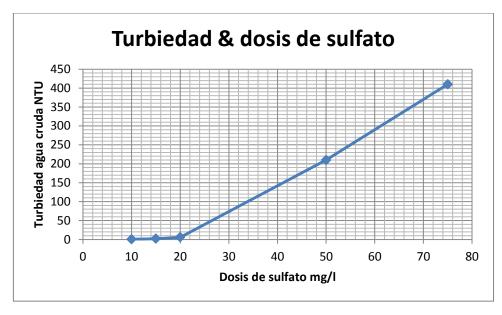


Gráfico 6- 6: Turbiedad y dosis del sulfato Fuente: ESTUDIO DE CALIDAD DE AGUA - ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

De los resultados del estudio de tratabilidad, se requiere contar con un tanque ecualizador de agua cruda cerca de la captación, para cubrir un tiempo de 3 horas (200m3), que logra homogenizar la calidad del agua, y dar tiempo para que el operador ajuste la dosificación de químicos en la planta y por ello se pueda manejar los picos de color y turbiedad y entregar agua dentro de lo marcado en la Norma INEN.

La Mezcla rápida requerida es una instantánea, suida de una mezcla extendida, la primera con valores de gradiente de velocidad G>1000s-1 con tiempo t<1s, y la segunda con gradiente de velocidad G< 600 s-1 con tiempos t> 5 s.

Las Gradientes de velocidad de los floculadores, se deben diseñar entre 30 a 25 rpm, y no más de dos zonas cada una con 10 minutos de residencia.

Los Floculadores serán de alta tasa, flujo ascendente que trabajen con tasa no mayor de 120 m3/m2/día.

Para la Filtración se debe utilizar filtros rápidos (tasa mayor de 240 m3/m2/día) descendentes de doble capa (arena- antracita), tasa declinante escalonada, los cuales pueden recibir agua desde las unidades de sedimentación o desde la mezcla rápida para cuando se realice filtración directa con floculación en profundidad.

Desinfección con cloro gas en la fase de construcción y ozono en la fase de operación.

Presupuesto Estimado para las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Los presupuestos que se presentan a continuación son estimados y se los realizó en función de la experiencia del Consultor y de las cotizaciones realizadas por los proveedores de equipos en el país:





Tabla 6-87: Comparación de Costos por Alternativa

DESCRIPCIÓN	Campamento Permanente	Campamento Etapa de Construcción
Sin Tratamiento - Descarga Directa Río Namangoza	50000	50000
Fosa Séptica + filtro Anaerobio	45000	n/a
Reactores Secuenciales SBR	95000	160000
Reactores MBR	120000	280000

Presupuesto Referencial de las Alternativas

En los siguientes cuadros se presentan los presupuestos para la implementación de los sistemas de agua potable y saneamiento para los campamentos por cada alternativa, debiendo recordar que para la implantación del campamento de operación existe una sola propuesta.

Tabla 6-88: Presupuesto para el abastecimiento de agua potable para el Campamento Operación

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Captación	global	1,00	15000,00	15000,00
Conducción agua cruda	m	600,00	35,00	21000,00
Planta de Tratamiento de Agua Potable 200 personas	unidad	1,00	75000,00	75000,00
Tanque de Reserva 30 m3	global	1,00	50000,00	50000,00
Redes de Distribución	m	2350,00	35,00	82250,00
Instalaciones Domiciliarias	global	1,00	10000,00	10000,00
			TOTAL	253250,00

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Tabla 6- 89: Presupuesto para drenaje de aguas lluvias y saneamiento para el Campamento Operación

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Sistema de Drenaje Pluvial	global	1,00	75.000,00.	75.000,00





Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Redes de Alcantarillado Sanitario	m	2.000,00	90,00	180.000,00
Planta de Tratamiento de Aguas Residuales 200 personas	unidad	1,00	120.000,00	120.000,00
Instalaciones Domiciliarias	global	1,00	13.750,00	13.750,00
			TOTAL	388.750,00

De los cuadros anteriores se tiene que el presupuesto total para el abastecimiento de agua potable, drenaje de aguas lluvias y saneamiento para el campamento de operación es de **USD 642.000,00**

A continuación se presenta los presupuestos analizados por alternativas para el Campamento de Construcción.

Tabla 6- 90: Presupuesto para el abastecimiento de agua potable para el Campamento Construcción Etapa de Construcción ALTERNATIVA 1

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Captación	global	1,00	50000,00	50000,00
Conducción agua cruda	m	450,00	75,00	33750,00
Planta de Tratamiento de Agua Potable 5000 personas	unidad	1,00	340000,00	340000,00
Tanque de Reserva 500 m3	global	1,00	150000,00	150000,00
Conducción de Agua Tratada	m	4100,00	45,00	184500,00
Tanque de Reserva Predio 2	global	1,00	50000,00	50000,00
Redes de Distribución	m	4500,00	40,00	180000,00
Instalaciones Domiciliarias	global	1,00	30000,00	30000,00
	•	•	TOTAL	1018250,00

Fuente: ACOTECNIC. Elaboración: ACOTECNIC

Tabla 6- 91: Presupuesto para drenaje de aguas lluvias y saneamiento para el Campamento de Construcción Etapa de Construcción ALTERNATIVA 1

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Sistema de Drenaje Pluvial	global	1,00	100000,00	100000,00
Redes de Alcantarillado Sanitario	m	3300,00	110,00	363000,00
Planta de Tratamiento de Aguas Residuales 2500 personas	unidad	2,00	190000,00	380000,00





Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Instalaciones Domiciliarias	global	1,00	41250,00	41250.00
			TOTAL	884250,00

De los cuadros anteriores se tiene que el presupuesto total para el abastecimiento de agua potable, drenaje de aguas lluvias y saneamiento para el campamento de la Etapa de Construcción ALTERNATIVA 1 es de **USD 1902500,00**

Tabla 6- 92: Presupuesto para el abastecimiento de agua potable para el Campamento de Etapa de Construcción ALTERNATIVA 2

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Captación	global	1.00	50000.00	50000.00
Conducción agua cruda	m	500.00	75.00	37500.00
Planta de Tratamiento de Agua Potable 5000 personas	unidad	1.00	340000.00	340000.00
Tanque de Reserva	global	1.00	150000.00	150000.00
Redes de Distribución	m	5500.00	40.00	220000.00
Instalaciones Domiciliarias	global	1.00	30000.00	30000.00
			TOTAL	827500.00

Fuente: ACOTECNIC. Elaboración: ACOTECNIC

Tabla 6- 93: Presupuesto para drenaje de aguas lluvias y saneamiento para el Campamento de Etapa de Construcción ALTERNATIVA 2

Descripción	Unidad	nidad Cantidad Precio Unitario		Precio Total
Sistema de Drenaje Pluvial	global	1.00	100000.00	100000.00
Redes de Alcantarillado Sanitario	m	4500.00	110.00	495000.00
Planta de Tratamiento de Aguas Residuales 200 personas	global	1.00	280000.00	280000.00
Instalaciones Domiciliarias	global	1.00	41250.00	41250.00
			TOTAL	916250.00

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





De lo antes expuesto se desprende que el presupuesto total para el abastecimiento de agua potable, drenaje de aguas lluvias y saneamiento para el campamento de la Etapa de Construcción ALTERNATIVA 2 es de **USD 1.743.750,00**

6.3.11 Relleno sanitario

Fuente: ESTUDIO DE FACTIBILIDAD Y DISEÑOS DEFINITIVOS DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO SANTIAGO, EN LA REPÚBLICA DEL ECUADOR. **EVENTO DE SERVICIO No. 10.** ESTUDIO DE ESCOMBRERAS

La generación de basuras en los campamentos debe ser resuelta de la una forma técnica y acorde a las necesidades y requerimiento de las instalaciones, considerando que toda la infraestructura se asemeja a una pequeña ciudad, motivo por el cual la recolección y disposición final debe ser realizado de forma técnica.

Existen varias formas de recolección y disposición pudiendo ser los triciclos manuales, triciclos motorizados derivados de motocicletas, el tractor agrícola con carretillas, las volquetas de 8 m3 de capacidad o el típico camión recolector.

Se propone la utilización de rellenos sanitarios propios, utilizando equipo mecánicos apropiados para su compactación.

El relleno sanitario es la forma de disposición de los desechos sólidos, para la implementación dentro de los campamentos se aplicará un tipo de instalación que simplifique las técnicas convencionales de disposición, de esta forma se evitará el uso de tractores y equipos mecánicos de gran potencia; privilegiando la mano de obra de la población de la zona para las actividades de compactación y el cubrimiento de los desechos sólidos.

Ubicación

La ubicación del relleno sanitario se la hizo en función de la ubicación inicial de escombreras para el proyecto. Luego de las visitas de campo y con la información de las escombreras, se escoge el terreno denominado EH en el sector de San Simón de Ipiakum, que tiene una extensión de 9,45 has y de coordenadas UTM 806920E 9683139N, que está cercano al campamento de construcción y que reúne las condiciones necesarias para la implantación del relleno sanitario. Ver Mapa IGP 007_Relleno_Sanitario_A1

Sistema de recolección de desechos sólidos

Recolección de los desechos sólidos

La recolección de los desechos sólidos es la parte medular del sistema de manejo de las basuras y tiene como objeto primordial preservar la salud de la población mediante su recolección en las diferentes unidades habitacionales de los campamentos; para posteriormente ser transportados al sitio de disposición final, de forma segura.

Sistema de Recolección

El diseño del sistema de recolección es una decisión que se debe tomarse para un adecuado manejo de los desechos sólidos decisiones; entre los más utilizados se tiene de parada fija, de acera y de contenedores; esta es una decisión que incide en las otras variables de recolección, incluyendo el tipo de recipiente para el almacenamiento, tamaño





de la cuadrilla y en la selección de los vehículos recolectores.

Otro punto de decisión es la frecuencia de recolección. Ambos factores; el método y la frecuencia deben considerarse en cuanto a su impacto en los costos de recolección. Dado que el costo de la recolección constituye de entre el 70 y el 85 por ciento del costo total del manejo de los residuos sólidos y, a su vez, el costo de mano de obra representa del 60 al 75 por ciento del costo de la recolección. El incremento en la productividad del personal de recolección puede reducir significativamente los costos globales.

Así mismo se debe determinar qué tipo de residuos deben ser rechazados por las cuadrillas de recolección, ciertos materiales tales como neumáticos, residuos de jardinería, muebles y animales muertos no son aceptados en el vehículo recolector. Los residuos peligrosos deben ser definitivamente excluidos de la recolección regular, debido a los peligros que entraña su recolección y disposición.

Método de parada fija o de esquina.

Este método consiste en recoger los residuos en las esquinas de las calles, en donde previamente por medio de una campana se comunica la llegada del camión y los usuarios acuden a entregar sus residuos.

El método de parada fija es de los más comunes y económicos, sin embargo los desechos pueden acumularse en exceso y ser arrojada clandestinamente.

Método de acera.

Para este método, el recorrido del camión lo realiza por la ruta preestablecida, y la cuadrilla de recolección transporta al camión los desechos previamente colocados por los residentes en el frente de sus casas. Este método debe tener un horario y una frecuencia cumplida, y los residentes deben estar informados de ello, para sacar sus bolsas con residuos en el momento adecuado evitando así que los perros u otros animales rompan las bolsas y derramen los residuos cuando se colocan con demasiada anticipación al paso del vehículo.

Con este fin, pueden instalarse soportes con canastillas metálicas para colocar las bolsas lejos del alcance de los animales.

La cuadrilla del vehículo debe estar integrada por un chofer y dos peones, los cuales se encargarán de ir recogiendo las bolsas plásticas con los residuos y depositarlas en el vehículo, cada peón tendrá a su cargo una acera.

El chofer del camión recolector o volqueta tiene como obligación cumplir con las rutas, horarios y frecuencias que se le hayan asignado.

Los residentes de la vivienda tienen como única obligación el colocar sus residuos en el frente de su casa, preferentemente protegidos en la forma ya indicada.

Método de Contenedores.

La recolección mediante contenedores, requiere de empleo de camiones especiales y que los contenedores estén ubicados en forma accesible al vehículo recolector. Es un método ideal para centros de gran generación de basura; hoteles mercados, hospitales, industrias, tiendas de autoservicio, etc., exige que la recolección se dé con la debida oportunidad, ya que de lo contrario puede ocasionar focos de contaminación, al mantener almacenados grandes cantidades de residuos, en diferentes sitios del campamento.





Selección del sistema de recolección.

En función de los métodos propuestos se recomienda la implementación de un sistema combinado entre el método de acera para las viviendas del personal, ya sea para temporal y permanente y, el método de contenedores para comedores y talleres, de esta forma se garantiza una adecuada recolección.

El valor obtenido para la generación percápita de basuras fue de 0.307 kg/hab x día, el cual se halla dentro del valor determinado para el sector rural de la ciudad de Cuenca y también es considerado como habitual para América Latina.

De acuerdo a la población que habitará en los campamentos se ha determinado la siguiente generación de desechos sólidos.

Tabla 6- 94: Generación de desechos sólidos

GENERACION DE DESECHOS SOLIDOS						
DESCRIPCION	UNIDAD	САМРА	TOTAL			
DESCRIT GION	UNIDAD		OPER.	IOIAL		
Población servida	Hab.	5000	250	5250		
Generación percápita de desecho	Kg/hab x día	0,307	0,307			
Cantidad de basura recolectada	Tn/día	1,54	0,08	1,61		
Densidad del desecho sólido	Tn/m3	0,40	0,40			
Volumen de basura generada	m3/día	3,84	0,19	4,03		

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Con el volumen previsto se recomienda como vehículo recolector una volqueta cuya capacidad no supere los 8 m3, considerando que al inicio del proyecto solo se contará con unos 1000 trabajadores, situación que reduce la generación a 0,38 Tn/día, que representa un volumen de 1,15 m3/día.

Ubicación de contenedores y basureros en las vías

Para la ubicación de contenedores y basureros en las diferentes unidades de los campamentos, es necesario determinar la cantidad de basura que se genera por las diferentes actividades que se realizan, conforme el siguiente detalle:

Campamento de construcción

De la misma forma que para el campamento de operación se cuenta con tres clases de unidades de ocupación del personal, la primera es el área de villas y suites, la segunda bloques de hospedaje y la tercera comedores y oficinas.

Para el caso de los sitios de vivienda los desechos sólidos serán depositados en fundas, a fin de que sean recogidos por el carro recolector diariamente; además por cada tres bloques se colocará un basurero de acero inoxidable de 0.30 m. de diámetro y 0.40 m. de alto,





empotrados en el piso.

Para los bloques de hospedaje se requiere de un contenedor de 0.098 m3 de capacidad, por lo tanto un contenedor de 55 galones ubicado en la parte frontal de estas unidades de vivienda será suficiente para esta actividad, la

Tabla 6- 95 presenta los valores aquí descritos, se considera que el porcentaje de residuos generados es el 64% del total que produce una persona en condiciones de habitabilidad normal, es decir en una vivienda.

Tabla 6-95: Residuos generados en bloques de vivienda campamento Construcción

DESCRIPCION	UNIDAD	VALOR
Población servida	hab	200
Generación percápita de desecho	Kg/hab x día	0,101
Cantidad de basura recolectada	Tn/día	0,196
Densidad del desecho sólido	Tn/m3	0,40
Volumen de basura generada	m3/día	0,098

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Para el caso del comedor se requiere dos contenedores de 0.17 m3 de capacidad, por lo tanto será necesario dos unidades de 55 galones para almacenar los desechos sólidos generados en cada comedor, considerando que la generación de residuos es de 0.11 Kg/hab x día, la Tabla 6- 96 presenta los valores descritos.

Tabla 6-96: Residuos generados en comedor campamento Construcción

DESCRIPCION	UNIDAD	VALOR
Población servida	hab	1250
Generación percápita de desecho	Kg/hab x día	0,110
Cantidad de basura recolectada	Tn/día	0,14
Densidad del desecho sólido	Tn/m3	0,40
Volumen de basura generada	m3/día	0,34

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Para el caso de las oficinas se requiere el mismo contenedor descrito en el campamento de operación, que es de 0.063 m3 de capacidad, por lo tanto será necesario un contenedor de 55 galones.

Relleno sanitario

El relleno sanitario es la forma de disposición de los desechos sólidos, para la implementación dentro de los campamentos se aplicará un tipo de instalación que





simplifique las técnicas convencionales de disposición, de esta forma se evitará el uso de tractores y equipos mecánicos de gran potencia; privilegiando la mano de obra de la población de la zona para las actividades de compactación y el cubrimiento de los desechos sólidos.

Para el efecto se cuenta con diferentes alternativas de implementación de un relleno, las cuales se describen a continuación:

Tipos de rellenos sanitarios

Trinchera o zanja

Se trata de rellenar la basura en una trinchera o zanja, utilizando equipos mecánicos, tales como compactadores tipo plancha o minicargadoras. También se puede optar por compactadores manuales tipo rodillo.

Este tipo de relleno utiliza una zanja para disponer la basura generada, cada zanja debe tener una capacidad de almacenar los desechos de por lo menos 30 días. La tierra producto de la excavación será utilizada para cubrir los residuos sólidos, por tanto deberá colocarse al costado de la trinchera, de modo que se maneje fácilmente con lampas y carretillas.

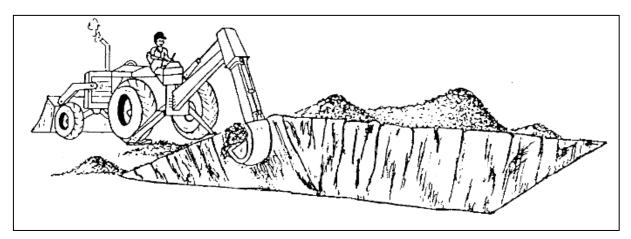


Figura 6- 130: Esquema de un relleno tipo zanja Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Método de Área.

Este método utiliza depresiones naturales del terreno para ser rellenados, la basura se dispone en el suelo en capas de 30 cm. para ser compactadas y cubiertas desde el fondo hasta la parte superior en camadas, retirando la tierra de los taludes del terreno, al mismo tiempo que se preparan las nuevas celdas.





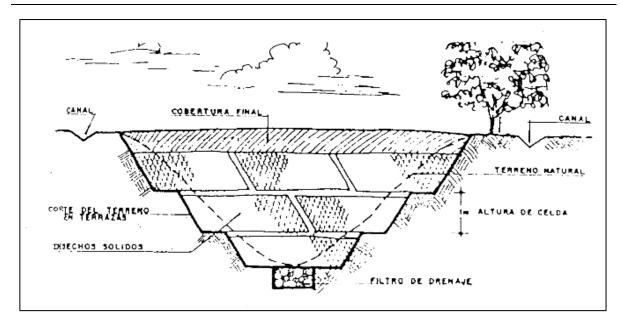


Figura 6- 131: Esquema de un relleno tipo área

Método de rampa.

Es una combinación de los dos métodos anteriormente citados. En éste, se usa una pendiente para apoyar la basura y se va disponiendo, compactando y cubriendo desde abajo hasta arriba contra el talud, formando una pendiente de 1.3 (V.H) debiendo ser la celda compatible con la operación manual. Por tanto, se recomienda que la altura de la basura no sea mayor de 80 cm y que el material de cubierta sea de 20 cm más, haciendo un total de 1 m. es decir, la altura en que el relleno es fácilmente manejado con equipos manuales (palas, azadones, rastrillo, horquilla, pisón de mano).

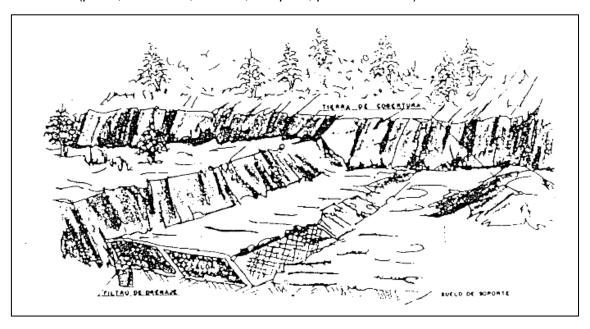


Figura 6- 132: Esquema de un relleno tipo rampa Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





Selección del tipo de relleno sanitario.

En base a las condiciones del terreno en donde se ubican las escombreras se opta por un relleno sanitario tipo zanja o trinchera, para el efecto se debe calcular la cantidad diaria de basura por rellenar; para esto, es importante contar con datos de la población atendida por el servicio de recolección, el siguiente cuadro determina el volumen requerido para la implementación del relleno sanitario.

Tabla 6-97: Volumen de la trinchera

CALCULO DE VOLUMENES DE RELLENO SANITARIO					
DESCRIPCION	UNIDAD	CAMPAMENTO		TOTAL	
DESCRIPCION	UNIDAD	CONS.	OPER.	IOIAL	
Población servida	Hab.	5000	250	5250	
Volumen de basura generada	m3/día	3,84	0,19	4,03	
Volumen diario de la trinchera, considerando un 20% como material de cubierta	m3/día	4,61	0,23	4,84	
Tiempos de operación de la trinchera	días	45	45		
Volumen de la trinchera	m3	207,23	10,36	217,59	
DIMENSIONES DE LA TRINCHERA					
Altura recomendada (h)	m			2,00	
Sección tipo trapecial, con talud 1:2					
Área de la trinchera (A)	m2			108,79	
Base menor de la trinchera	m			4,00	
Longitud de la trinchera	m			27,20	
Base mayor de la trinchera	m			6,00	
Área final de la trinchera	m2			271,98	

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

Ver Mapa IGP 007 Relleno Sanitario A1

6.3.12 Escombreras

Fuente: ESTUDIO DE FACTIBILIDAD Y DISEÑOS DEFINITIVOS DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO SANTIAGO, EN LA REPÚBLICA DEL ECUADOR. **EVENTO DE SERVICIO No. 10.** ESTUDIO DE ESCOMBRERAS

Se realiza el estudio de los posibles sitios de escombreras, para depósito de los materiales de desperdicio producto de la construcción del proyecto; preferentemente se ubicaron en la zona del embalse; sin embargo, algunos se encuentran fuera de él.

Inicialmente se eligieron zonas probables en base a criterios socio-ambientales, y posteriormente, se seleccionaron las más adecuadas en base a criterios geológico-geotécnicos.

Criterios ambientales para la selección de sitios para escombreras

Se toman como base los criterios del Manual NEVI-12 del MTOP. ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS Y PUENTES, Volumen 3. Norma





Ecuatoriana Vial NEVI-12-MTOP. Capítulo 200. Especificaciones Generales de Control Ambiental. Sección 201. Disposición General Ambiental 201-5. Sitios de disposición de sobrantes inertes (escombreras), que señalan las características que deben reunir los sitios para tal efecto:

- Aptitud de condiciones físicas: topografía, morfología, geología e hidrología.
- Áreas fuera de la vista de los usuarios.
- A una distancia no inferior de 200 m del camino.
- Infraestructura vial de acceso y distancias óptimas de acarreo.
- Zonas con el menor valor edafológico, donde no se altere en forma significativa la fisonomía original del terreno y no se interrumpan o contaminen los cursos de aguas superficiales o subterráneos (debe encontrarse lejos de fuentes de aguas, a 30 m mínimo de las orillas).
- Condiciones geológicas: no ubicar en zonas de fallas.
- Las escombreras ubicadas en propiedades particulares deberán contar con una autorización previa y expresa por escrito del propietario.
- Podrán usarse depresiones naturales o artificiales.
- No existan procesos de arrastre por lluvia o erosión.

En base a los anteriores, en la Tabla 6- 98 se define el cuadro de criterios ambientales aplicado para la selección de sitios para escombreras:

Tabla 6- 98: Criterios ambientales para la ubicación de escombreras.

CRITERIO	DESCRIPCIÓN					
Distancia de transporte	Referido a la distancia que se debe recorrer en					
	kilómetros desde el sitio de generación de los					
	escombros hasta el sitio de desalojo.					
	Distancias superiores a 20 km encarecen el transporte					
	y por tanto la actividad. Para el análisis se consideran					
	distancias inferiores a 10 km como lo óptimo y					
	distancias entre 10 y 20 km como lo máximo a					
	considerar.					
Drenaje	Referido a la capacidad de penetración o evacuación					
	natural del agua en el suelo.					
	Se deben evitar sitios que presenten mal drenaje o que					
	permitan la acumulación del agua en la superficie.					
Áreas sensibles	Se consideran como áreas sensibles y que deben ser					
	evitadas en el proceso de selección de sitios las					
	siguientes:					
	 Áreas protegidas: SNAP¹, ABVP², APM³ 					

¹ Sistema Nacional de Áreas Protegidas

_





CRITERIO	DESCRIPCIÓN						
	 Ecosistemas frágiles: bosques nativos y humedales. 						
	 Drenajes naturales: cursos de agua superficiales. 						
	Territorios indígenas.						
	Derechos de vías.						
	 Sitios con procesos de escorrentías u erosión. 						
	 Zonas inestables. 						
Uso actual del suelo	Incluye los aprovechamientos actuales del recurso						
	suelo. Se deben evitar las siguientes categorías:						
	 Zonas de uso agrícola. 						
	Zonas de uso pecuario.						
	Zonas con vegetación natural.						
Uso potencial del suelo	Destaca la aptitud del suelo para los diversos usos. Se						
	deben evitar sitios con potencial agroproductivo:						
	cultivos y pastos cultivados.						
Nivel freático	Referido a la profundidad a la que se halla la capa						
	freática (capa de agua).						
	Superficies con niveles freáticos superficiales inferiores						
	a un metro deben ser evitados.						
Ocupación antrópica	Referido a la presencia de centros poblados, sitios de						
	concentración humana y viviendas.						
	Distancias mínimas en relación a escombreras: 100 m						

Identificación preliminar de sitios para escombreras

Se identificaron 12 sitios para escombreras. Su detalle se registra en la Tabla 6- 99 y se visualizan en la Figura 6- 133 y en el *Mapa IGP 008_Ubicacion_Escombreras_A1*. Diez sitios se identificaron como escombreras (EA a EJ) y dos (CH y CI) que también podrían utilizarse como campamentos. En la Tabla 6- 100, se describen las características de cada sitio estudiado:

Tabla 6- 99: Alternativas para escombreras.

No.	Escombrera	Área (ha)	Vértice	Х	Υ
			F1	808.726,01	9.669.020,00
			F2	809.220,77	9.668.577,32
1	EE	EF 22,79	F3	809.280,66	9.668.225,78
	Er		F4	809.163,48	9.668.184,12
			F5	808.858,82	9.668.652,84
			F6	808.473,43	9.668.928,86
2	ED	12,42	D1	808.327,79	9.670.055,53
	LD	12,42	D2	808.796,32	9.670.316,78

² Áreas de Bosque y Vegetación Protectoras

³ Áreas de Protección Municipal





		Área (ha)	Vértice	X	Υ
			D3	808.741,64	9.670.077,22
			D4	808.617,98	9.669.913,10
			D5	808.348,43	9.669.845,46
	EE	16,93	E1	808.275,52	9.670.014,72
			E2	808.447,39	9.669.738,70
3			E3	808.330,21	9.669.283,00
			E4	808.189,59	9.669.329,87
			E5	808.134,91	9.669.538,19
	EC	9,62	C1	807.704,35	9.671.121,05
			C2	807.999,59	9.671.053,74
4			C3	808.210,82	9.671.004,67
			C4	807.972,06	9.670.779,91
			C5	807.748,71	9.670.966,54
	EB	8,71	B1	806.523,00	9.673.368,58
_			B2	806.825,01	9.673.297,52
5			B3	806.783,02	9.672.927,69
			B4	806.555,30	9.673.211,93
	EA	18,87	A1	806.201,61	9.674.571,76
			A2	806.500,39	9.674.474,86
			A3	806.721,65	9.674.394,11
6			A4	806.585,99	9.674.195,47
			A5	806.448,71	9.674.045,27
			A6	806.330,81	9.673.930,61
			A7	806.243,60	9.674.277,83
	СН	19,15	CH1	806.764,66	9.679.914,70
			CH2	806.749,19	9.680.242,93
			CH3	806.909,14	9.680.423,37
-			CH4	806.971,06	9.680.670,83
7			CH5	807.060,48	9.680.672,54
			CH6	807.010,62	9.680.227,45
			CH7	807.051,90	9.680.036,70
			CH8	807.038,11	9.679.765,17
	CI	22,06	CI1	807.085,58	9.680.768,38
			CI2	807.158,24	9.680.998,84
			CI3	807.163,55	9.681.285,96
			CI4	807.500,56	9.681.300,48
8			CI5	807.464,63	9.681.056,43
			CI6	807.494,99	9.680.853,78
			CI7	807.293,40	9.680.738,49
			CI8	807.113,78	9.680.526,27
	EJ	8,86	J1	807.137,51	9.681.326,95
			J2	806.935,26	9.681.200,18
			J3	806.926,71	9.681.357,81
9			J4	806.807,07	9.681.506,41
			J5	806.820,36	9.681.610,86
			J6	806.800,42	9.681.702,97
			J7	806.895,38	9.681.739,53





No.	Escombrera	Área (ha)	Vértice	X	Y
			J8	806.940,48	9.681.686,35
			J9	807.023,57	9.681.501,67
			I1	807.105,57	9.681.660,66
			I2	806.939,55	9.681.727,86
			13	807.014,65	9.681.805,94
10	EI	3,55	14	806.958,32	9.681.862,76
10		3,55	15	807.064,06	9.681.960,60
			16	807.128,79	9.681.826,69
			17	807.139,67	9.681.723,91
			18	807.105,57	9.681.660,66
			H1	806.920,41	9.683.139,32
		9,45	H2	806.779,86	9.683.164,79
			H3	806.798,30	9.683.307,10
			H4	806.861,55	9.683.371,23
11	EH		H5	806.821,14	9.683.414,27
			H6	806.844,86	9.683.539,01
			H7	807.038,12	9.683.656,72
			H8	807.057,44	9.683.567,12
			H9	807.038,12	9.683.335,21
			G1	807.428,83	9.665.375,58
			G2	808.414,55	9.665.385,43
			G3	808.695,48	9.664.794,00
12	EG	80,99	G4	808.375,12	9.664.744,71
			G5	807.783,69	9.664.956,64
			G6	807.473,18	9.664.794,00
			G7	807.083,82	9.665.060,14

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





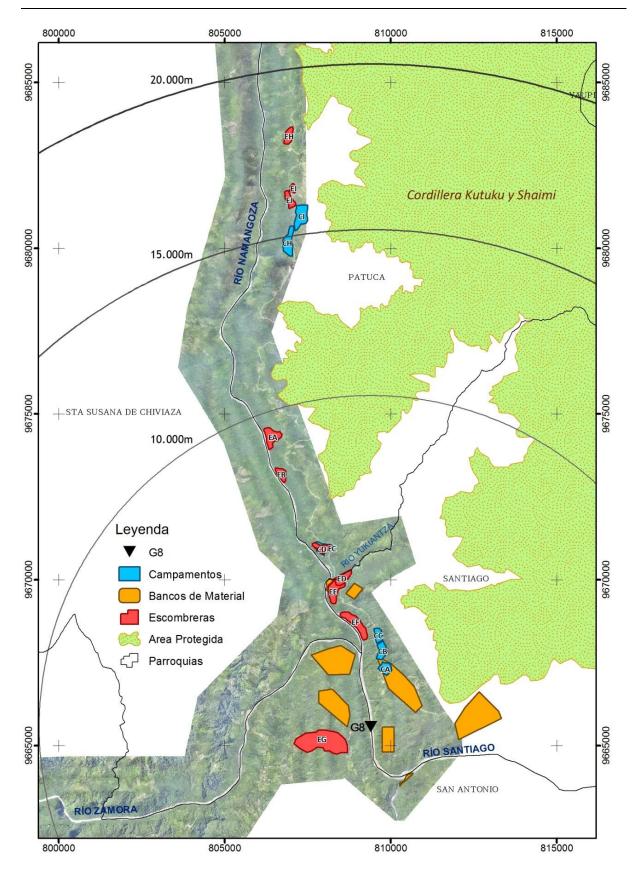


Figura 6- 133: Ubicación de los posibles sitios para escombreras Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

REF Mapa IGP008_Ubicacion_Escombreras_A1





Tabla 6- 100: Caracterización de los sitios para escombreras

SITIO	UBICACIÓN	FISIOGRAFÍA, RELIEVE	USO DEL SUELO	AGUAS SUPERFICIALES	DISTANCIA A CENTRO POBLADO O VIVIENDA	ÁREAS SENSIBLES	TENENCIA DEL PREDIO	ACCESOS	OBSERVACIÓN
1_EF	Polígono EF, Yuquianza, Parroquia: Santiago, Cantón: Tiwintza	Terraza del río Namangoza que limita con el talud en el que se encuentra la vía	Vegetación arbustiva con bosque natural (árboles de diámetros reducidos 10 – 25 cm)	Se pueden observar 2 quebradas que se encuentran en estos terrenos	A 1 km del poblado de Yuquianza	No hay nacientes de vertientes y ninguna población se sirve de estas quebradas aguas abajo.	Propiedad privada y terrenos comunales	Acceso difícil desde la vía Patuca – Puerto Morona en parte superior. Existe trocha no carrozable desde Yuquianza	Dentro del radio de 10 km desde el eje de cortina.
2_ED	Polígono ED, Yuquianza, Parroquia: Santiago, Cantón: Tiwintza	Desembocadura del río Yuquianza, Colina con terraza junto al lecho del río	Vegetación arbustiva con bosque natural (árboles de diámetros reducidos 10 – 25 cm)	Sector de la junta de los río Yuquianza con el río Namangoza	A 0,5 km del embarcadero de Yuquianza	Ninguna	Propiedad privada y terrenos comunales	Acceso fácil desde la vía Patuca – Puerto Morona en parte inferior del terreno.	Dentro del radio de 10 km desde el eje de cortina.
3_EE	Polígono EE, Yuquianza, Parroquia: Santiago, Cantón: Tiwintza	Desembocadura del río Yuquianza, colina con terraza junto al lecho del río Yuquianza y Namangoza	Vegetación arbustiva con bosque natura (arboles de diámetros reducidos 10 – 25 cm)	Sector de la junta de los río Yuquianza con el río Namangoza hasta embarcadero sobre el río Namangoza	Incluye el embarcadero y el caserío de Yuquianza	Ninguna	Propiedad privada y terrenos comunales	Acceso fácil desde la vía Patuca – Puerto Morona en parte superior del terreno. Existe la vía al embarcadero.	Dentro de radio de 10 km desde el eje de cortina.
4_EC	Polígono EC, límite de	Terraza con colinas que	Pastos dominantes	Tiene una quebrada que	Hay una vivienda de	No hay nacientes de vertientes y	Propiedad privada y	Acceso fácil desde la vía Patuca – Puerto	Identificado en el estudio de vías y





SITIO	UBICACIÓN	FISIOGRAFÍA, RELIEVE	USO DEL SUELO	AGUAS SUPERFICIALES	DISTANCIA A CENTRO POBLADO O VIVIENDA	ÁREAS SENSIBLES	TENENCIA DEL PREDIO	ACCESOS	OBSERVACIÓN
	Yuquianza, Parroquia: Patuca, Cantón: Santiago	llegan cerca al río Namangoza	con vegetación natural arbustiva y pocos árboles de diámetros reducidos 10 – 25 cm)	bordea el terreno aguas abajo de este.	ladrillo que está junto a la vía, en la parte superior del terreno	ninguna población se sirve de esta quebrada aguas abajo.	terrenos comunales	Morona en parte superior del terreno.	campamentos como opción D Dentro de radio de 10 km al eje de cortina.
5_EB	Polígono EB, Kimius, Parroquia: Patuca, Cantón: Santiago	Colina con terraza	Bosque nativo, con vegetación natural arbustiva	Tiene una quebrada que bordea el terreno aguas arriba de este.	No se evidencia existencia de viviendas	No hay nacientes de vertientes y ninguna población se sirve de esta quebrada aguas abajo.	Propiedad privada y terrenos comunales	Acceso difícil desde la vía Patuca – Puerto Morona en parte superior del terreno.	Dentro de radio de 10 km desde el eje de cortina.
6_EA	Polígono EA, Kimius, Parroquia: Patuca, Cantón: Santiago	Colina con terraza	Bosque nativo, con vegetación natural arbustiva	No se identifican quebradas.	No se evidencia existencia de viviendas	Bosques nativos	Propiedad privada y terrenos comunales	Acceso difícil desde la vía Patuca – Puerto Morona en parte superior del terreno. (mejorar observación desde el aire)	Dentro de radio de 10 km desde el eje de cortina.
7_CH	Polígono CH, Piankas, Parroquia: Patuca, Cantón:	Depresión con terrazas y pequeñas colinas	Pastos con pocos árboles de diámetros reducidos 10 –	Río Ichipiacumi colinda aguas arriba del terreno.	La vivienda del dueño del terreno está del otro lado	No hay nacientes de vertientes y ninguna población se sirve de este	Propiedad privada y terrenos comunales	Acceso fácil. Este terreno está junto a la vía Patuca – Puerto Morona en parte	Identificado en el estudio de V&C como opción H Dentro de radio de 15 km al eje de





SITIO	UBICACIÓN	FISIOGRAFÍA, RELIEVE	USO DEL SUELO	AGUAS SUPERFICIALES	DISTANCIA A CENTRO POBLADO O VIVIENDA	ÁREAS SENSIBLES	TENENCIA DEL PREDIO	ACCESOS	OBSERVACIÓN
	Santiago		25 cm)		de la vía	río aguas abajo.		superior del terreno.	cortina.
8_CI	Polígono CI, Piankas, Parroquia: Patuca, Cantón: Santiago	Colina con terrazas	Pastos con vegetación natural arbustiva	Río Ichipiacumi colinda aguas abajo del terreno.	La vivienda del dueño del terreno está en este terreno, junto a la vía y del otro lado del río.	No hay nacientes de vertientes y ninguna población se sirve de este río aguas abajo.	Propiedad privada y terrenos comunales	Acceso fácil. Este terreno está junto a la vía Patuca – Puerto Morona en parte inferior del terreno.	Identificado en el estudio de V&C como opción I. Dueño no permite entrada. Dentro de radio de 20 km desde el eje de cortina.
9_EJ	Polígono EJ, entre Piankas y San Simón, Parroquia: Patuca, Cantón: Santiago	Depresión con terrazas	Pasto, vegetación arbustiva, árboles de plátano	Tiene una quebrada que bordea el terreno aguas abajo de este.	Vivienda ubicada del otro lado de la quebrada	No hay nacientes de vertientes y ninguna población se sirve de esta quebrada aguas abajo.	Propiedad privada y terrenos comunales	Acceso fácil. Este terreno está junto a la vía Patuca – Puerto Morona en parte superior del terreno.	Dentro de radio de 20 km desde el eje de cortina.
10_EI	Polígono EI, entre Piankas y San Simón, Parroquia: Patuca, Cantón: Santiago	Depresión con terrazas	Pastos, vegetación natural arbustiva.	Tiene una quebrada que bordea el terreno aguas abajo de este.	Vivienda ubicada del otro lado de la quebrada	No hay nacientes de vertientes y ningún poblado se sirve de esta quebrada aguas abajo.	Propiedad privada y terrenos comunales	Acceso fácil. Este terreno está junto a la vía Patuca – Puerto Morona en parte superior del terreno.	Dentro de radio de 20 km desde el eje de cortina.
11_EH	Polígono EH, San Simón, Parroquia: Patuca, Cantón: Santiago	Depresión con terrazas	Pastos, vegetación natural arbustiva	Tiene una quebrada que cruza el terreno pero no tiene agua en	Casas de San Simón centro, junto a escombrera propuesta	No hay nacientes de vertientes.	Propiedad privada y terrenos comunales	Acceso fácil. Este terreno está junto a la vía Patuca – Puerto Morona en parte superior del terreno.	Dentro de radio de 20 km desde el eje de cortina.





SITIO	UBICACIÓN	FISIOGRAFÍA, RELIEVE	USO DEL SUELO	AGUAS SUPERFICIALES	DISTANCIA A CENTRO POBLADO O VIVIENDA	ÁREAS SENSIBLES	TENENCIA DEL PREDIO	ACCESOS	OBSERVACIÓN
				inspección.					
12_EG	Polígono EG, Parroquia: San Antonio, Cantón: Limón Indanza	Colinas con terrazas	Bosque nativo, vegetación natural arbustiva	Tiene algunas quebradas	Inexistentes	Se deberá evaluar con reconocimiento aéreo	Propiedad privada.	No hay acceso carrozable. Este terreno está en la ribera derecha del río Santiago. Su elección ha sido en función de una posible necesidad de depositar material de desalojo en las obras a construirse en la margen derecha	Dentro de radio de 10 km desde el eje de cortina.

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC

CAPITULO 6 DESCRIPCION DEL PROYECTO 277 de 354





Evaluación ambiental de los sitios (aplicación de criterios y requisitos ambientales)

Con base en los criterios señalados anteriormente, se evaluaron los 12 sitios identificados como alternativas para escombreras y se procedió a realizar su evaluación ambiental, a fin de seleccionar aquellos que cumplen con los requisitos de las normativas vigentes, como se indica en la Tabla 6- 101.





Tabla 6- 101: Evaluación ambiental de las alternativas de sitios para escombreras.

	CRITERIOS Y REQUISITOS AMBIENTALES															
Sitio No	Radio km (<10)	Altura con respecto a cota de inundación	Drenaje del suelo	Áreas sensibles	Áreas protegidas	Ecosiste mas frágiles	Drenajes naturales	Territorios indígenas	Derecho de vía	Procesos de erosión o escorrentía	Zonas inestables	Uso actual del suelo	Uso potencial del suelo	Nivel freático	Ocupación antrópica	
1_EF	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	14
2_ED	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	15
3_EE	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	15
4_EC	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	14
5_EB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	15
6_EA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	15
7_CH	0	0	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	0	10
8_CI	0	0	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	0	10
9_EJ	0	0	1	0	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	1	10
10_EI	0	0	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	1	11
11_EH	0	0	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	10
12_EG	1	0	1	0	1	0	0	0	1	1	1	0	1	1	0	8

0: No Cumple con el requisito ambiental

1: Cumple con el requisito ambiental

Fuente: ACOTECNIC Elaboración: ACOTECNIC





Reconocimiento geológico de los sitios para escombreras

Con base en los resultados anteriores, para fines del análisis geológico y geotécnico, se consideraron las cuatro escombreras más cercanas al eje del Proyecto, inundables con el embalse y de fácil acceso, correspondiendo a los sitios: 1_EF, 2_ED, 3_EE y 4_EC. De estos sitios, dos de ellos, según se observa en la Tabla 6- 101 presentan restricciones antrópicas; sin embargo éstas son menores: En el sitio 4_EC se tiene la presencia de una casa habitada (estructura de hormigón y mampostería) y en el sitio 1_EF hay cercanía con el poblado de Yuquianza.

En cada uno de estos sitios se efectuó un levantamiento geológico de campo enfocado a la definición de la litología, las condiciones estructurales y el grado de alteración del macizo rocoso; así como los vestigios de antiguos deslizamientos y sobre todo al análisis del aspecto estructural para definir los sitios donde pudieran haber condiciones inestables que afecten la permanencia del escombro en el sitio de depósito. En este caso, se tomaron en cuenta tres aspectos geológicos: morfología, litología y geología estructural.

A continuación se describe de forma general las condiciones geológicas de cada sitio.

Sitio 1_EF

Se localiza sobre la margen izquierda del río Namangoza a 3 km aguas arriba en línea recta del eje de cortina y a 800 m de la confluencia con el río Zamora.

Esta escombrera queda dentro de una zona aparentemente deslizada, reflejada por el curvilineamiento que se observa en la parte alta de este sitio, regido aparentemente por estructuras de falla y manifestado por bloques y materiales de talud que se encuentran al pie del cantil (Figura 6- 134).





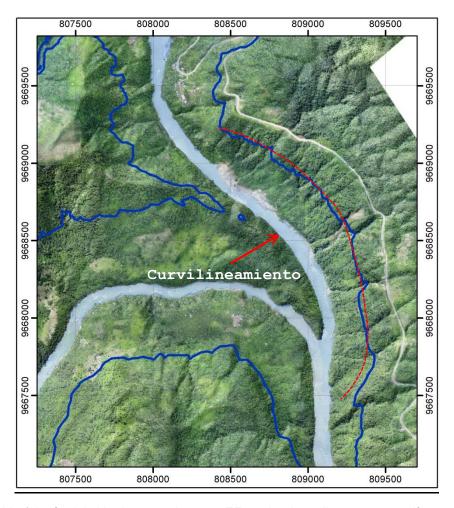


Figura 6- 134: Morfología del sitio de escombrera 1_EF en donde se ilustra con una línea azul el NAME a la cota 453 y con la línea roja muestra un curvilineamiento aparentemente de la zona deslizada.

Fuente: CFE

Elaboración: CFE

En la parte baja del cantil, justamente en el cauce, se encuentran depositadas grandes terrazas aluviales que en ocasiones ponen al descubierto pequeños afloramientos de roca de la Formación Santiago, constituidos principalmente por estratos delgados de arenisca-limolita y areniscas de grano grueso, buzando hacia el río con una inclinación promedio de 20°. En la parte media se encuentran pequeñas ventanas de aglomerados de la Formación Mera, regularmente cubiertos por grandes bloques tabulares de roca y material de talud (Fotografía 6-12).







Fotografía 6- 12: Depósitos de talud y grandes bloques tabulares cubriendo a los aglomerados andesíticos de la Formación Mera.

Fuente y Elaboración: CFE

Este curvilineamiento está regido aparentemente por estructuras con rumbo NE y sistemas de fracturas paralelos a las mismas y otras con rumbo NS, que en conjunto con la estratificación, dieron lugar a grandes cuñas con salida hacia el río.

Aparentemente esta zona ya alcanzó su estabilidad natural; sin embargo, quedan algunas salientes de roca y material de talud pegadas al cantil que con las constantes precipitaciones pluviales pudieran incidir en la saturación del macizo rocoso causando pequeños desprendimientos. No obstante, estas condiciones se podrían contrarrestar con el adecuado acomodo del escombro, creándole una barrera que pueda favorecer a la estabilidad de la ladera.

Sitios 2_ED y 3_EE

Estos sitios contiguos se localizan a 4,5 km aguas arriba del eje de cortina, en la margen izquierda y sobre la confluencia del río Namangoza, justo en la intersección con el río Yuquianza; tienen una área conjunta de 29 ha, distribuidas en su mayoría sobre el río Yuquianza, donde se observan grandes bloques generalmente andesíticos con un diámetro de 5 a 20 m, algunos de ellos arrastrados por la energía del mismo y, los más grandes, producto de la inestabilidad de las laderas (Fotografía 6- 13), hacia aguas abajo en la unión con el río





Namangoza se minimizan estos depósitos, predominando materiales finos (arenas) que dan origen a una amplia terraza aluvial.



Fotografía 6- 13: Grandes bloques depositados sobre el cauce del río Yuquianza.

Fuente: CFE

En la ladera de margen izquierda del río Yuquianza, se observa una amplia distribución de materiales no consolidados, predominando los depósitos de talud compuestos por bloques y en menor proporción suelo residual y la Formación Mera, formada por un aglomerado andesítico mal cementado y con la matriz arenosa alterada por óxidos de hierro. Por otra parte, en la margen derecha al pie de la ladera afloran rocas de la Formación Santiago constituidas por estratos medianos a gruesos de arenisca de grano medio a grueso, color gris oscuro, muy resistente al golpe del martillo y con un rumbo general N35°W y un echado semihorizontal hacia dentro del macizo rocoso. A este afloramiento lo sobreyace la Formación Mera, compuesta por fragmentos redondeados de andesita, embebidos en una matriz arenosa mal consolidada, formando paredones con una pendiente subvertical.

Estructuralmente en la margen izquierda al NE del río, aparentemente se observa una zona curva muy acantilada (Fotografía 6- 14), tal vez regida por una estructura importante; sin embargo, debido a la magnitud y a la extensa distribución de materiales no consolidados, no se definió con precisión.







Fotografía 6- 14: Curvilineamiento al NE del río Yuquianza Fuente: CFE

Sitio 4 EC

Se localiza en la margen izquierda del río Namangoza, a 5,5 km aguas arriba del eje de cortina, en la cota 400 msnm, muy cercano a la vía Méndez - Puerto Morona, justamente al oeste del banco de materiales denominado Yuquianza (Intrusivo diorítico).

Morfológicamente, de la parte media a baja de la ladera, presenta una pendiente pronunciada mayor a 40°, en tanto que hacia la parte alta tiende a disminuir. De la cota 380 m hacia arriba, la ladera tiene una pendiente suave formando planicies cubiertas por suelo residual.

Desde el pie del cantil hasta la parte media de la ladera, afloran rocas de la Formación Santiago constituidas principalmente por una intercalación de areniscas-limolitas y areniscas tobáceas de color negro y gris verdoso respectivamente. Se presentan muy compactas, resistentes al golpe del martillo, en estratos delgados a laminares con una disposición semihorizontal hacia dentro del macizo rocoso y con un rumbo general N05°W. Entre los planos de estratificación se exhiben oquedades de hasta 15 cm de diámetro (Fotografía 6- 15). En el límite sur de la escombrera, en la parte baja, existen costras de roca de la Formación Mera, constituida por un aglomerado de composición andesítica, con clastos de roca redondeados a subredondeados de 0,1 a 0,25 m de diámetro, embebidos en una matriz





arenosa mal consolidada. Hacia la cima se encuentra una amplia cobertura de material arcilloso color ocre (suelo residual), generando una extensa planicie.



Fotografía 6- 15: Areniscas-limolitas en estratificación delgada, con oquedades formadas entre los planos de estratificación.

Fuente: CFE

En el lugar se observaron fallas laterales con rumbo general N65°E y echados casi verticales buzando al SE y NW, ocasionalmente entre sus planos se encuentran emplazados diques de composición andesítica, color verde olivo, de textura afanítica y resistentes al golpe del martillo (Fotografía 6- 16). Los sistemas de fracturamiento los rigen las fallas, teniendo prácticamente dos familias, una con rumbo NE, paralelo a las fallas y otro con rumbo N25°W. Estos sistemas son muy persistentes y continuos; sin embargo, el sistema NW solo tiene continuidad lateral ya que es interrumpido verticalmente por los planos de estratificación (Fotografía 6- 17).

Debido al rumbo y posición que se encuentran estos sistemas de discontinuidades, aparentemente no generan ninguna condición de inestabilidad y si esto ocurriera (condición poco probable) generarían pequeños bloques tabulares por volteo al borde de la ladera.







Fotografía 6- 16: Dique de composición andesítica emplazado en la zona de falla Fuente: CFE



Fotografía 6- 17: Estratos laminares de arenisca-limolita, evidenciando el sistema de fracturamiento NW que se encuentra interrumpido verticalmente por los planos de estratificación.

Fuente: CFE





Aspectos geotécnicos

Descripción geotécnica general de los sitios

Se realizaron recorridos a pie para observar las condiciones geotécnicas superficiales de los sitios 1_EF, 2_ED, 3_EE y 4_EC. Las secciones representativas de cada sitio se muestran en las Figuras 6- 127 a 6- 130 donde de manera ilustrativa se indican los materiales presentes en cada una.

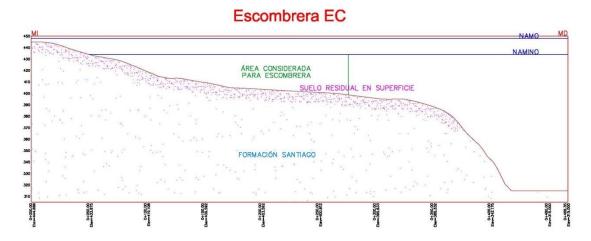


Figura 6- 135: Sección transversal representativa de la Escombrera EC. Fuente y Elaborado: CFE

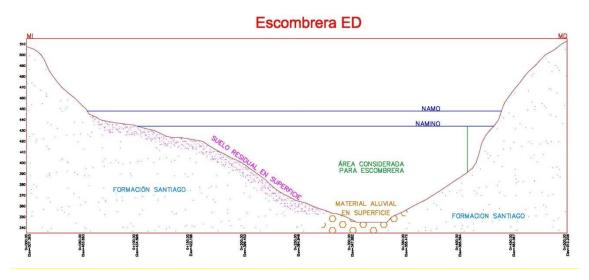


Figura 6- 136: Sección transversal representativa de la Escombrera ED.

Fuente y Elaborado: CFE





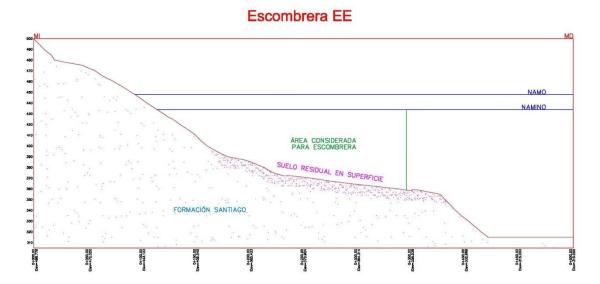


Figura 6- 137: Sección transversal representativa de la Escombrera EE.

Fuente y Elaborado: CFE

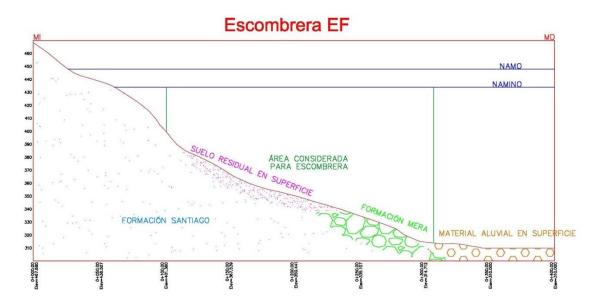


Figura 6- 138: Sección transversal representativa de la Escombrera EF.

Fuente y Elaborado: CFE

Capacidad portante del subsuelo y volumen de almacenamiento potencial

Con base en el tipo de material superficial y la topografía de cada escombrera visitada y dado que estos sitios son ambientalmente factibles, se determinó la capacidad portante del suelo de apoyo del terraplén de escombros y su correspondiente altura máxima.

De forma conservadora, para el caso de suelo residual (arcilla) como cimentación, el cual existe en los cuatro sitios, el aspecto crítico a considerar en el diseño del terraplén es la probable falla por capacidad portante al final de su construcción (ver Figura 6- 139).





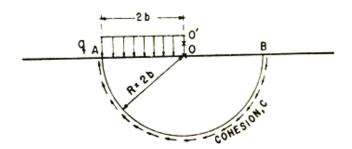


Figura 6- 139: Criterio para definir la capacidad portante de la cimentación (Fuente: Mecánica de Suelos Tomo II, Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos, Juárez Badillo y Rico Rodríguez).

Fuente y Elaborado: CFE

La capacidad portante admisible de un suelo cohesivo se determinó mediante la expresión:

$$q_a = \frac{cN_c}{FS}$$

Dónde:

*q*_a capacidad de portante admisible, kPa

cohesión del material al nivel de desplante, 70 kPa (Para esta etapa de factibilidad este valor se estimó con base en los resultados *in situ* de la arcilla residual del banco Santiago de material impermeable). Por tratarse de suelo residual de características similares a las del banco Santiago, y para esta etapa de factibilidad, una cohesión de 70 kPa se considera adecuada y representativa en el cálculo de capacidad portante.

Nc Factor de capacidad de carga, 5,5

FS Factor de seguridad, 2

Con estos datos la capacidad portante admisible resultó del orden de 200 kPa.

Para conocer la altura máxima del terraplén se aplicó la expresión:

$$h = \frac{q_a}{\gamma}$$

Dónde:





- h altura máxima del terraplén, m
- γ peso volumétrico del escombro, 17 kN/m³, (para esta etapa de factibilidad es estimado de los posibles materiales que se pueden colocar).

Así, la altura máxima del terraplén sería de 12 m aproximadamente.

Volumen de almacenamiento potencial y estimación de excavaciones

Con base en la capacidad portante del subsuelo y multiplicando el área de cada escombrera por la altura del terraplén, el volumen de almacenamiento estimado fue el siguiente (Tabla 6-102):

Tabla 6- 102: Volumen de almacenamiento estimado

Escombrera	Altura del terraplén, m	Superficie, m²	Volumen de almacenamiento estimado por escombrera, m ³	Volumen de almacenamiento estimado acumulado, m ³
EC	12	96 200	1 154 400	1154400
ED	50 (*)	124 200	6 210 000	7364400
EE	12	169 300	2 031 600	9396000
EF	12	227 900	2 734 800	12130800
EA (**)	12	188 700	2 264 400	14395200
EB (**)	12	87 100	1 045 200	15440400
CH (**)	12	191 500	2 298 000	17738400
CI (**)	12	220 600	2 647 200	20385600
EJ (**)	12	88 600	1 063 200	21448800
EI (**)	12	35 500	426 000	21874800
EH (**)	12	94 500	1 134 000	23008800
EG (**)	12	809 900	9 718 800	32727600

Notas:

Fuente y Elaborado: CFE

CAPITULO 6 DESCRIPCION DEL PROYECTO

^(*) La escombrera ED está ubicada en una cañada, por lo que si de depositan los escombros de manera progresiva desde su parte inferior, el espesor medio del terraplén sería del orden de 50 m.

^(**) Estas escombreras fueron localizadas únicamente desde el punto de vista socio-ambiental.





Las excavaciones estimadas a la fecha para cada alternativa de presa, se muestran en la Tabla 6-103.

Tabla 6- 103: Volumen de escombro estimado a la fecha para las alternativas de presa

Alternativa de presa	Volumen máximo de escombro*, m³
Enrocamiento con cara de hormigón (ECH)	32 000 000
Hormigón compactado con rodillo (HCR)	10 000 000
Cortina de arco gravedad (CAG)	7 000 000

^{*}Volumen aproximado con base en esquemas preliminares del Proyecto Hidroeléctrico Santiago. Estos volúmenes de excavación son los totales, sin considerar el porcentaje que se utilizaría para la construcción de la cortina.

Fuente y Elaborado: CFE

De acuerdo con lo señalado en las Tabla 6- 102 y Tabla 6- 103, los cuatro sitios (1_EF, 2_ED, 3_EE y 4_EC) serían suficientes para almacenar el volumen de escombro de la presa HCR o la CAG. Sin embargo, para la presa ECH sería necesario usar los 12 sitios identificados en este estudio.

Cabe aclarar que los volúmenes finales de escombros y de capacidad de almacenamiento de las escombreras se detallarán en la etapa de diseño definitivo, por lo que los datos presentados en este informe pueden variar.

La distancia en línea recta desde el eje de la presa hasta las cuatro escombreras estudiadas ambiental, geológica y geotécnicamente, varía entre 2,2 y 5,5 km. El resto se localizan entre 8 y 18 km. Para seleccionar el orden de utilización de las mismas durante la construcción, deberá considerarse la facilidad y costo de construcción de sus caminos de acceso y desde luego, la distancia de recorrido.

Para el caso de las escombreras que no se inunden por el embalse, es importante mejorar la seguridad del terraplén y efectuar la remediación desde el punto de vista ecológico.

En torno a los sitios para escombreras 1_EF y 4_EC que presentan restricciones de tipo antrópico, es indispensable y prioritario recabar a detalle la información catastral de ambos sitios, para realizar un adecuado resarcimiento a los pobladores y propietarios de dichos predios y tomar las medidas adecuadas en torno a las molestias y riesgos ocasionados por las actividades de construcción (generación de ruido, polvo, tráfico vehicular, etc.)

Para una siguiente etapa, se recomienda realizar un sobrevuelo en helicóptero que permita obtener la visualización amplia de cada área, especialmente de aquellos sitios a los que actualmente no se tiene acceso por medio terrestre.

Previo al uso de las escombreras la constructora debe contar con los planos de ubicación, tipo de material a depositar en cada una, volumen a depositar, descripción del sitio a rellenar, diseño planimétrico y altimétrico del depósito proyectado, procedimientos de depositación de materiales,





mecanismos de control de la erosión hídrica y eólica, medidas de restauración paisajística, definición del uso posterior del área ocupada y fotografías del área en las etapas: previa, durante y finalizada el tratamiento.

De requerir sitios adicionales para las escombreras, se recomienda que en la siguiente etapa se estudie el sitio identificado como BMI S1, que corresponde a un banco de material impermeable estudiado en la etapa de prefactibilidad y descartado para estos fines en la etapa de factibilidad. Su localización se muestra en la Figura 6- 140.







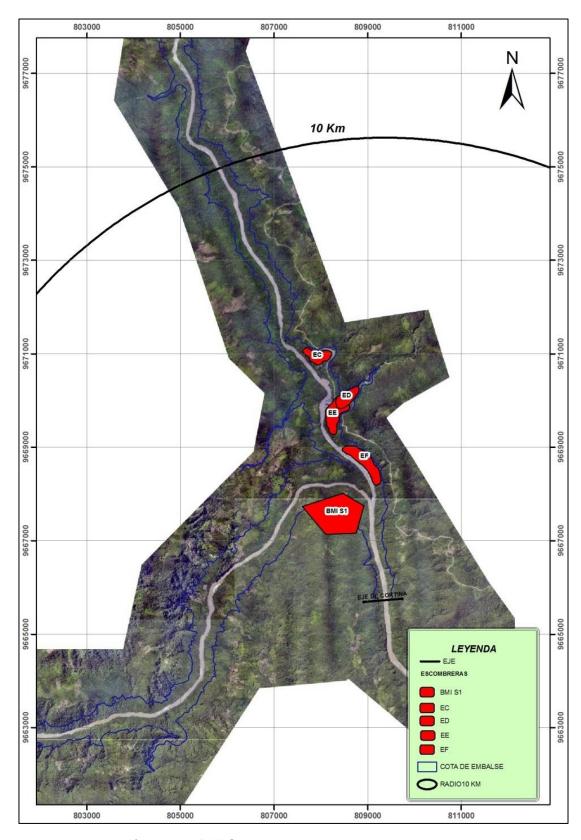


Figura 6- 140: Localización del sitio BMI-S1, respecto a los sitios de escombrera respecto a los sitios de escombrera analizados geológica y geotécnicamente Fuente y Elaborado: CFE





6.3.13 Fuentes de materiales

6.3.13.1 Bancos de material impermeable para uso en el núcleo impermeable de las ataguías.

Fuente: ESTUDIO DE FACTIBILIDAD Y DISEÑOS DEFINITIVOS DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO SANTIAGO, EN LA REPÚBLICA DEL ECUADOR EVENTO DE SERVICIO 9. ESTUDIO DE BANCOS DE MATERIAL IMPERMEABLE

En el sitio Santiago (G8) se encuentran zonas con un potencial importante de arcillas, existiendo por tanto material suficiente para la construcción de núcleos impermeables.

Para la factibilidad del proyecto se evalúan los arreglos con cortinas de tipo Hormigón Compactado con Rodillo (HCR), Enrocamiento con Cara de Hormigón (ECH) y Arco Gravedad de Hormigón Convencional.

De acuerdo con los esquemas, las ataguías del proyecto tendrán alturas de 88 m y 38 m, para aguas arriba y aguas abajo, respectivamente, por lo que demandarán del orden de 450 000 m³ de material impermeable.

Se estudió la margen izquierda del proyecto, puesto que en ésta se pretende construir el camino de acceso y se identificó el banco denominado Santiago. Su ubicación se muestra en la Figura 6- 141.

Banco Santiago.

Es importante comentar que inicialmente los trabajos de exploración se concentraron en la zona Norte, cerca del eje del proyecto, con una superficie cubierta del orden de 123 000 m2 (12,3 ha) y en la zona Sur del banco con un área del orden de 94 000 m2 (9,4 ha). Cualquiera de estas dos opciones por separado sería suficiente para satisfacer el volumen de material impermeable para el núcleo de las ataguías (450 000 m3). Sin embargo, como al mismo tiempo se realizó el estudio del Banco Calcáreo como posible banco de enrocamiento, filtros y agregados para hormigón, que cubre la zona central del banco Santiago, también se consideró esta zona como factible para la explotación de material impermeable, por lo que en caso de que el banco Calcáreo fuera explotado se debe aprovechar la arcilla para su uso en los núcleos impermeables. Por lo anterior, el banco Santiago completo (zonas norte, central y sur) tiene un área aproximada de 430.000 m2 (43 ha). Área que fuera suficiente para obtener el volumen aproximado requerido, que para fines de estudio se consideró preliminarmente de 450.000 m3.





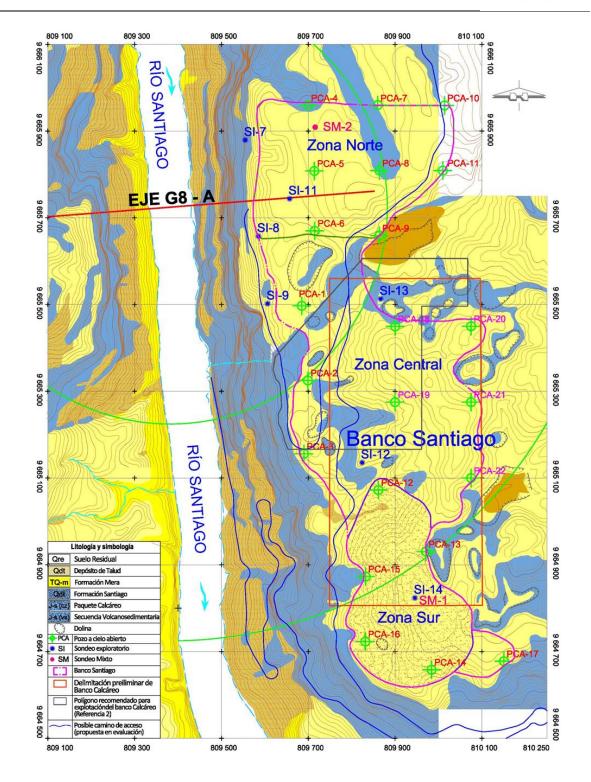


Figura 6- 141: Ubicación del banco Santiago (área delimitada en línea magenta)

Fuente y Elaborado: CFE





Caracterización del banco Santiago

El banco Santiago se localiza en la margen izquierda del río Santiago, a una distancia en línea recta del eje del proyecto de 0,6 km. En la Figura 6- 141 y el Mapa igp009_Ubicacion_Bancos_Material_A1 se muestra la planta del banco.

Como se mencionó anteriormente, en la parte central del banco Santiago y bajo el material impermeable, se encuentra el banco Calcáreo de enrocamiento (Figura 6- 141).

En general, los materiales encontrados en el banco Santiago tienen la siguiente estratigrafía: en la superficie existe una capa vegetal de espesor variable (40 cm máximo) y le subyace una arcilla café clara a café rojiza de alta plasticidad (CH), con boleos redondeados aislados con TM 27,94 cm (11") que predominan en las zonas central y norte del banco (cuya profundidad máxima es de 42,2 m, en el SI-12), por debajo de la arcilla se encontró roca caliza alterada.

El material arcilloso del banco presenta los siguientes resultados de las pruebas de laboratorio (la mediana de los datos): contenido de agua natural (secado al ambiente) de 51%, porcentaje de finos de 87% y densidad de sólidos de 2,68.

Procedimiento de explotación

Para satisfacer la demanda de material se puede utilizar cualquier zona del banco; sin embargo, en caso de elegir el banco calcáreo como banco de enrocamiento se deberá obtener la arcilla de esta zona, en caso contrario por distancia de acarreo se recomienda la zona sur del banco.

Dentro del área delimitada para el banco, se determinaron propiedades adecuadas de la arcilla para su uso como núcleo impermeable en un espesor de al menos 10 m por debajo de la capa vegetal. Para profundidades mayores, se deben verificar las características del material antes de su explotación.

El Contratista diseñará el procedimiento de explotación del banco. Se deben realizar análisis de estabilidad en la que se definan altura, pendientes, taludes y bermas para garantizar la seguridad de la excavación.

Durante la explotación del banco se debe realizar un control de calidad adecuado del material impermeable, cuidando que se cumpla con las especificaciones del proyecto.

El área definida para la explotación se debe despalmar en un espesor equivalente a la capa vegetal, por lo que la supervisión debe asegurarse que el material aprovechable quede libre de material orgánica y raíces.

En el banco se identificaron boleos aislados mayores que 10,16 cm (4"), que durante la explotación y colocación se deben retirar por pepena.

El espesor aprovechable del banco se deberá cortar con tractor en rampa hasta producir una mezcla homogénea, se permitirá que el suelo pierda agua hasta alcanzar el contenido de agua óptimo. Cuando el contenido de agua del material se encuentre cerca de la condición establecida anteriormente, se deberá cargar y se acarrear a una plataforma cercana al sitio de las ataguías donde se almacenará durante al menos ocho días para la homogeneización de dicho contenido de agua. Una vez transcurrido este tiempo se podrá extraer y acarrear a las





ataguías para su colocación.

El material se debe colocar en capas horizontales de 25 cm de espesor máximo por capa antes de ser compactado, con su contenido de agua óptimo.

Se debe compactar con rodillo vibratorio autopropulsado de almohadillas o pata de cabra de 100 kN de peso estático en el tambor, hasta obtener un grado de compactación del 100% respecto a la prueba Próctor estándar.

Es importante que los trabajos de explotación se realicen durante el periodo de estiaje, ya que si fuera durante el de lluvias, el material puede presentar un incremento del contenido de agua.

Durante la construcción de las ataguías será necesario contar con un laboratorio y personal especializado en geotecnia en la supervisión permanente de la explotación del banco durante el tiempo de su extracción, homogeneización y colocación, con la finalidad de verificar que cumpla con las especificaciones del proyecto.

6.3.11.2 Bancos de roca

Fuente:

En la factibilidad se identificaron y estudiaron dos sitios de bancos de roca, denominados banco Calcáreo y banco Yuquianza. El ambiente geológico que enmarca a ambos sitios está constituido por la Fm. Santiago (J-s), un intrusivo diorítico (T-dab) y depósitos de cobertura compuestos por suelo residual (Qre) y depósitos de talud (Qdt).

Banco Calcáreo

Localización y acceso

Se localiza en la parte alta de la margen izquierda del río Santiago, aproximadamente entre las elevaciones 525 a 625 msnm y a 400 m en línea recta al S50°E del eje de cortina (Figura 6- 142). Se encuentra entre las coordenadas UTM E= 809 613 a 810 250 y N= 9 664 567 a 9 665 750; el área de estudio abarca una superficie de 75,50 ha.





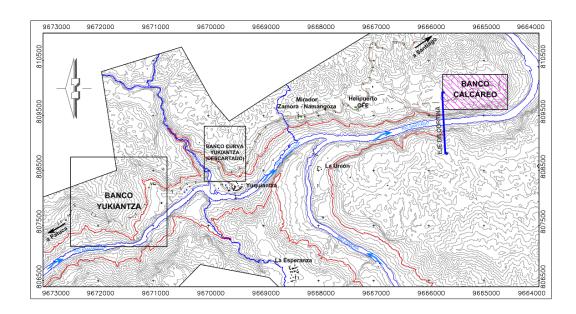


Figura 6- 142: Localización del banco calcáreo Fuente y Elaborado: CFE

Litología

El sitio del banco está representado por rocas jurásicas de la Fm. Santiago (J-s) que corresponden a un paquete calcáreo (cz) conformado por una alternancia de areniscas calcáreas de grano fino de color gris y con variación textural hasta brechas calcáreas (Fotografía 6- 18). Las brechas contienen clastos mayores a 10 cm inmersos en una matriz calcárea, los clastos son angulosos a subredondeados, principalmente de origen sedimentario en un 85% y de posible origen volcánico en un 15%. Es una roca muy compacta, muy resistente al impacto con el martillo y en ocasiones se observa silicificada, lo que le da una mayor dureza. La secuencia está dispuesta, en estratos delgados a gruesos que varían de 10 a 80 cm de espesor, están muy consolidados, son tabulares a ondulados y ocasionalmente lenticulares (Fotografía 6- 18), se presentan estratos gruesos de brecha que gradan a areniscas en estratos delgados (Fotografía 6- 19). La roca se observa poco alterada, con presencia de óxidos de hierro, pirita y manganeso entre los planos de fallas y fracturas, así como en la estratificación. Son rocas de buenas propiedades geomecánicas para agregados. Están cubiertas parcialmente por materiales recientes como suelo residual (Qre) y depósitos de talud (Qdt). El paquete calcáreo descansa de manera concordante sobre la secuencia vulcanosedimentaria, compuesta por estratos delgados de limolitas negras intercaladas con areniscas de grano fino de color gris oscuro a negro y areniscas tobáceas de grano fino y como medianos masivos brechas color verde grisáceo, así estratos vulcanosedimentarias y areniscas brechoides de color gris a gris verdoso.

Se observa importante disolución en toda la zona, tanto vertical como horizontal, representada por varias dolinas y cavernas de varios metros de diámetro y longitud.







Fotografía 6- 18: En estas fotos se observan los espesores de los estratos de 40 a 80 cm, alternados de la arenisca calcárea y la brecha, así como el aspecto compacto que normalmente presenta esta unidad calcárea

Fuente: CFE



Fotografía 6- 19: En la imagen izquierda se observa un lente de arenisca calcárea de grano grueso, a la derecha se observa una intercalación de capas delgadas de brecha y arenisca calcáreas casi horizontales

Fuente: CFE





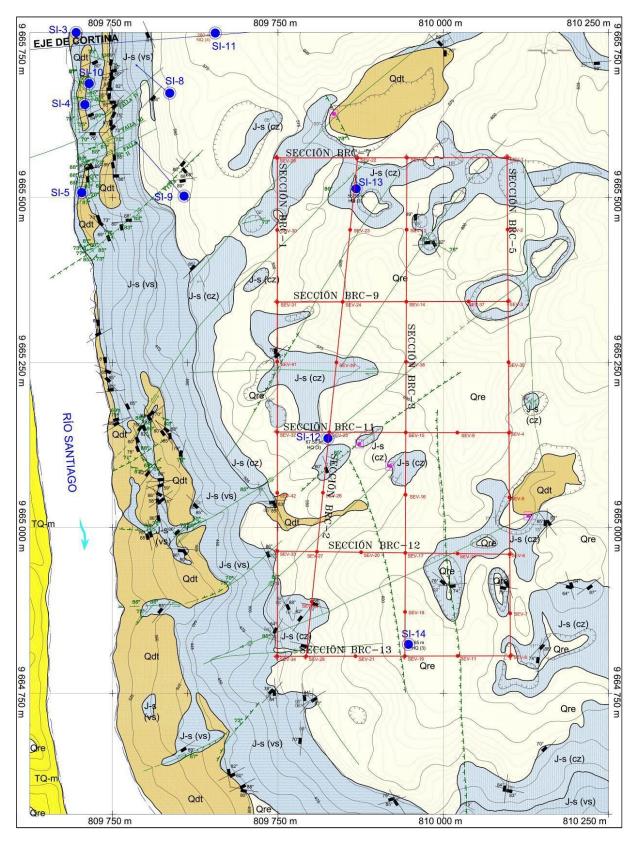
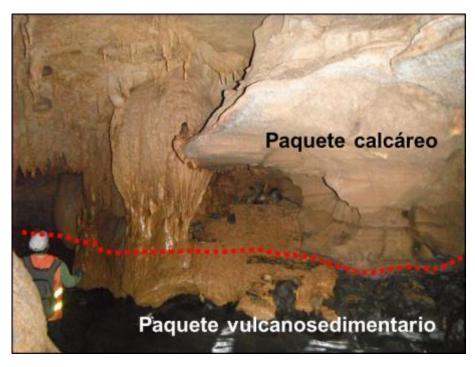


Figura 6- 143: Plano geológico estructural del banco de roca calcáreo. Fuente y Elaborado: CFE





El contacto entre el paquete calcáreo y el vulcanosedimentario se observó in situ dentro de las cavernas que se encuentran en el sitio, así como en las salidas de los flujos de agua subterráneos (Fotografía 6- 20) y mediante los barrenos realizados (SI-12, SI-13 y SI-14) en el sitio del banco calcáreo (Fotografía 6- 21).



Fotografía 6- 20: Contacto concordante y ondulado entre el paquete calcáreo y vulcanosedimentario (línea roja punteada) en el interior de una caverna ubicada a 160 m al SSW del barreno SI-13

Fuente: CFE



Fotografía 6- 21: Se observa el contacto entre el paquete calcáreo y vulcanosedimentario, cortado por los barrenos SI-12, SI-13 y SI-14

Fuente: CFE





Espesor aprovechable

Para la estimación de volumen de roca aprovechable, se perforaron tres barrenos y se realizó el estudio geofísico, la disciplina de geotecnia evaluó el volumen de roca aprovechable, a partir de la información obtenida en los estudios geológicos-geofísicos, con lo que obtuvieron: 4,2 Mm³ de roca aprovechable; 1,4 Mm³ de roca alterada y bloques y 1,9 Mm³ de descapote, que incluye roca alterada, bloques y arcilla. La suma de los volúmenes de roca aprovechable y la roca alterada con bloques es de 5,6 Mm³, un valor similar al de 5,24 Mm³ que se obtuvo al considerar un espesor homogéneo de roca de 20 m a partir del contacto entre el paquete calcáreo y la secuencia vulcanosedimentaria (Figura 6- 144).

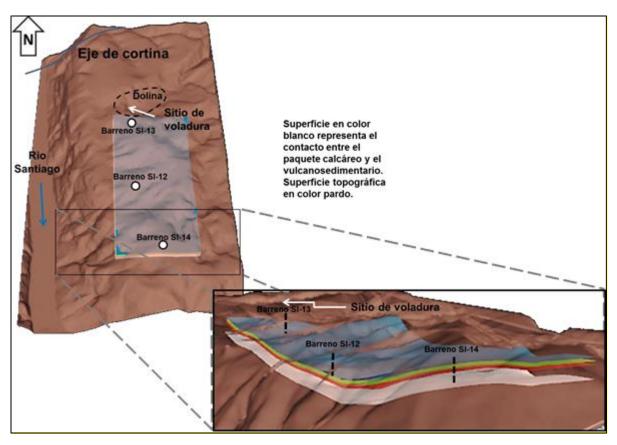


Figura 6- 144: Panorámica en 3D del banco de roca calcáreo que cubrió el estudio geofísico Fuente y Elaborado: CFE







Figura 6- 145: Sección E a W del banco de roca Calcáreo, donde se representan tentativamente los espesores promedio de materiales no consolidados y la roca potencialmente explotable.

Fuente y Elaborado: CFE

Banco Yuquianza

Localización y acceso

Se ubica en la margen izquierda del río Namangoza, aproximadamente a 6,0 km al norte del eje de cortina y a 2 km al norte del poblado de Yuquianza, está a pie de la carretera que conduce de Patuca a Santiago, por lo que es un sitio muy accesible (Figura 6- 146). Las coordenadas UTM son: E = 807 125 a 808 750 y N = 9 670 750 a 9 672 500. El sitio de estudio abarca una superficie de 284,37 ha.

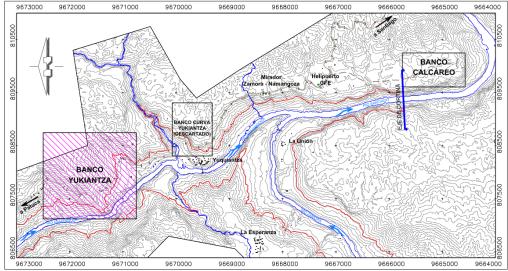
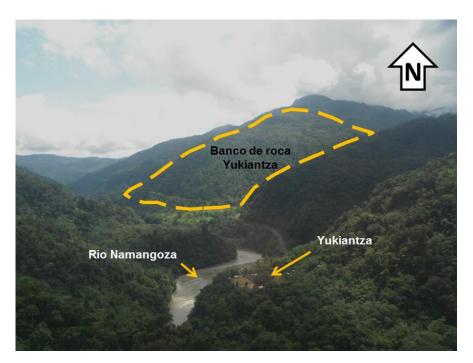


Figura 6- 146: Localización del banco Yuquianza Fuente y Elaborado: CFE







Fotografía 6- 22: Vista aérea hacia el norte, se observa el banco de roca Yuquianza en la poligonal de color amarillo.

Fuente y Elaborado: CFE

<u>Litología</u>

El área de estudio se efectuó en un cuerpo intrusivo de composición diorítica (T-dab) de dimensiones de aproximadamente 800 m de anchura y longitud superior a 1 000 m, emplazado en la unidad vulcanosedimentaria de la Fm. Santiago (Js-vs). Los depósitos recientes no consolidados (Qre y Qdt) ocultan las unidades mencionadas (Figura 6- 147).

Formación Santiago (Js-vs).

Aflora en el sitio el miembro vulcanosedimentario, compuesto por brechas, areniscas brechoides, areniscas tobáceas y la intercalación de las limolitas con areniscas. Se presentan en paquetes masivos y estratificados. En la zona de asimilación, la roca de origen sedimentario está silicificada y es muy competente, el contacto con el intrusivo diorítico se observa casi paralelo a la estratificación y en otros casos es un cambio lateral.

Intrusivo diorítico (T-dab).

Es una roca ígnea plutónica de color gris verdoso, holocristalina, equigranular, con variaciones texturales de fanerítica fina a gruesa; por la forma de los cristales se considera hipidiomórfica y de estructura masiva y compacta. Se le observan fenocristales de plagioclasas calcosódicas y cristales de magnetita como mineral accesorio, el cual se considera común en este tipo de roca. Los cristales están embebidos en una mesostasis criptocristalina parcialmente cloritizada.







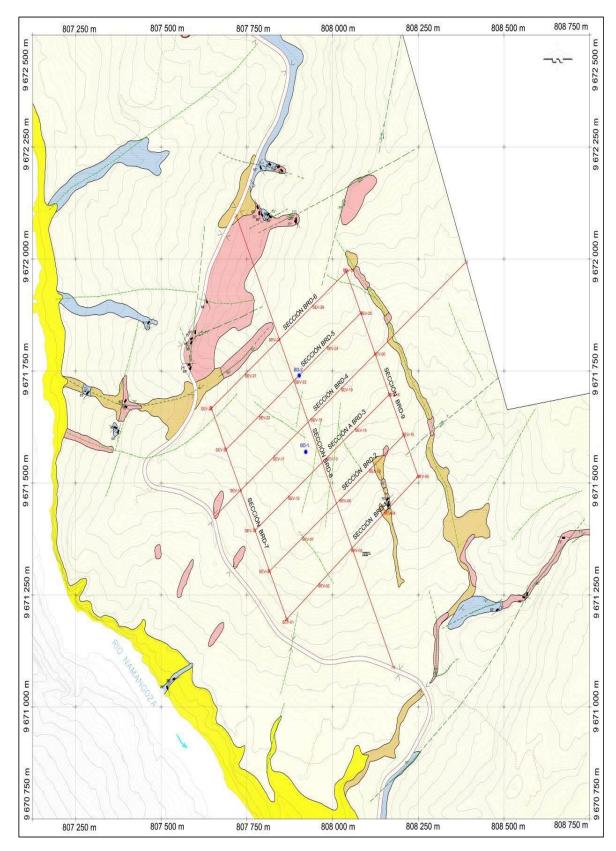


Figura 6- 147: Plano geológico estructural del banco de roca Yuquianza Fuente y Elaborado: CFE





Se observa afectada por alteraciones como oxidación en zonas de falla, la cual es de moderada a intensa; asimismo, presenta cloritización de los anfíboles, esta última es menos notable. En su mayor parte en superficie presenta una fuerte meteorización, con espesores considerables de material limoarcilloso. El intemperismo esferoidal característico de los cuerpos intrusivos propicia la formación de grandes bloques de roca, estos son muy competentes y de dimensiones de hasta 4 m de longitud, los cuales también pueden ser aprovechables. Se reconocen rocas de composición félsica, posiblemente corresponda a pequeños diques aplíticos y pegmatíticos no mayores a 30 cm de espesor. En algunos afloramientos se observa roca sana muy competente de buena a excelente calidad, mientras que en otros sitios se ve moderada a fuertemente alterada, principalmente en zonas de falla. El afloramiento más importante se encuentra sobre la carretera Patuca-Santiago en la porción noroeste del sitio, con acantilados de hasta 35 m de altura, en donde se observa una roca muy compacta, masiva y muy resistente; se encuentra en su mayor parte cubierta por los depósitos no consolidados.

Los Depósitos no consolidados están ampliamente distribuidos en todo el sitio, tienen un espesor variable de 2 a 42 m. El suelo residual (Qre) está formado por material arenoarcilloso producto de la alteración *in situ* del cuerpo intrusivo diorítico y de las rocas de la Fm. Santiago, mientras que los depósitos de talud (Qdt) están constituidos por bloques esencialmente de composición diorítica de tamaño variable y muy competentes, desde 20 cm hasta 4 m de longitud, embebidos en suelo limo arcilloso de color pardo amarillento.

El cuerpo intrusivo de composición diorítica tiene una aparente orientación preferencial N

45° E y está afectada por fallas de tipo normal y lateral dextral principalmente. Las discontinuidades principales corresponden a fallas y fracturas, con el levantamiento geológico se definen los siguientes sistemas:

Sistema 1, con orientación preferencial N 05° E y de 76° de inclinación hacia el NW, este sistema corresponde a fallas de tipo lateral dextral. El sistema 2, presenta una orientación preferencial N 60° E con 74° de inclinación al NW, corresponde a fallas lateral de tipo sinestral y fallas de tipo normal. El sistema 3, muestra una orientación N 30° W y 64° de inclinación hacia el SW, este sistema concuerda con fallas de tipo normal inferidas a partir del fracturamiento y a ciertos lineamientos observados en el sitio.

El Sistema 4, presenta un rumbo casi paralelo al sistema 2, con orientación N 47º E y de tendencia vertical, asociado a fallas laterales izquierdas y al rumbo general del intrusivo diorítico. Por otra parte, la secuencia vulcanosedimentaria de la Fm. Santiago considerada la roca encajonante, presenta estratificación con orientación preferencial hacia el macizo rocoso con 4º al sureste. La inclinación de los estratos aumenta considerablemente hasta

72º en la porción sureste del área de estudio.

Espesor aprovechable

Mediante los dos barrenos realizados en el sitio se pudieron determinar los espesores de los materiales no consolidados de 42,00 m de espesor en el barreno BD-1, asimismo, se perforaron bloques de hasta 2,5 m que también pueden ser aprovechados (Fotografía 6-23)





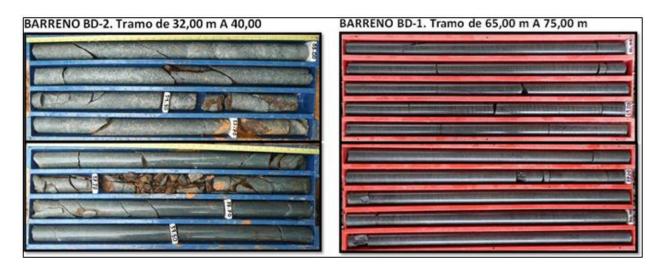
1). En tanto que con el barreno BD-2, el espesor de estos materiales de cobertura fue de 24,40 m; para después al igual que el BD-1 continuar en roca alterada y fracturada de mala calidad con espesores de 4 a 6 m respectivamente. Después se continuó en roca de muy buena calidad en ambos barrenos, lo que indica que conforme se profundiza la masa rocosa mejora considerablemente con promedios de RQD de 70%, después de los 40,00 m de buena a excelente calidad con RQD superiores a 88% (Fotografía 6- 24). Con la finalidad de garantizar la homogeneidad del cuerpo intrusivo en el subsuelo y determinar la cubierta de los materiales no consolidados que lo cubren, se realizaron estudios geofísicos, tanto de geosísmica como de geoeléctrica. De la información obtenida, se elaboraron 9 secciones integradas con geología.



Fotografía 6- 23: Bloques de roca diorítica de hasta 2,00 m que fueron cortados mediante el barreno BD-1, los cuales pueden ser aprovechables Fuente: CFE







Fotografía 6- 24: Muestra de roca diorítica en donde se observa que la calidad mejora después de los 40 m pasando de buena a excelente calidad.

Fuente: CFE

Eventualmente, la disciplina de geotecnia a partir de la información geológica-geofísica, evaluó dos posibles sitios de explotación, en la primera opción se obtuvieron 11,6 Mm³ de roca aprovechable y 1,9 Mm³ de materiales a remover (bloques y suelo). En la segunda opción, se alcanzó un volumen de 11,8 Mm³ de roca aprovechable y 2,2 Mm³ de material a descapotar (Figura 6- 148). Con los datos adquiridos, se concluye que el banco Yuquianza es factible para su explotación al sobrepasar el volumen requerido para los elementos constructivos del proyecto.





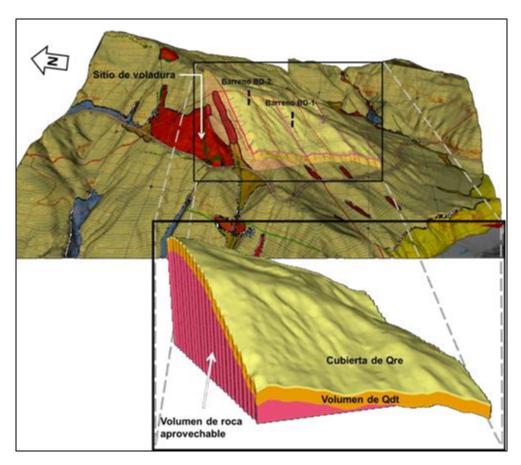


Figura 6- 148: Panorámica en modelo 3D del banco de roca Yuquianza, vista de este a oeste Fuente y Elaborado: CFE

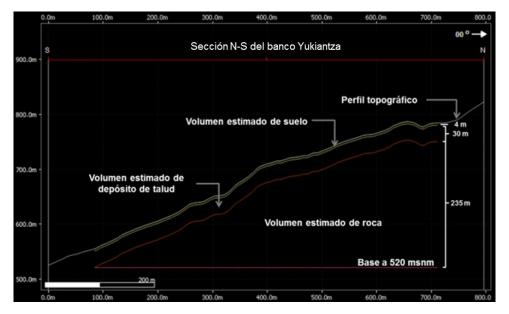


Figura 6- 149: Sección N a S del banco de roca Yuquianza, donde se representan tentativamente los espesores promedio de materiales no consolidados y la roca potencialmente explotable.

Fuente y Elaborado: CFE





Material producto de las excavaciones de las obras

Para esta evaluación se consideraron los levantamientos geomecánicos de los barrenos SD-07, SD-08 y SD-10, los cuales podrían ser representativos de la roca en la zona de obra de toma y excavaciones subterráneas en la margen derecha, dependiendo del esquema de obras seleccionado.

La identificación del material aprovechable se realizó mediante la inspección de los barrenos, seleccionando los paquetes de Arenisca Brechoide y Brecha Vulcanosedimentaria como los más adecuados para su explotación; fueron omitidos de la selección los estratos con limolita y la caliza superficial cuyas condiciones de carsticidad podrían limitar el volumen aprovechable.

Los resultados califican al macizo rocoso como de Muy Buena calidad en promedio.

Volúmenes aprovechables

Banco Calcáreo

El estudio geológico-geofísico en el banco Calcáreo, permitió identificar los rasgos más importantes de la zona, como la carsticidad que afecta a la roca y que se manifiesta mediante oquedades en la superficie (Dolinas) y cavernas a profundidad; además de zonas con espesores importantes de suelo cubriendo la roca y rellenando algunas de las oquedades de disolución principalmente en la superficie. Con esta información se realizó un estudio de la disposición de los materiales en el sitio para determinar los volúmenes aprovechables y de descapote, con la finalidad de evaluar su potencial como fuente de suministro de materiales para la construcción.

Espesor de despalme y volumen aprovechable

A partir del modelo geológico-geofísico del banco, se realizó la delimitación de la zona aprovechable del material calcáreo. Empleando las curvas isopacas, se determinaron los sitios con menores coberturas de materiales no consolidados, bloques y roca alterada, los cuales en algunas áreas presentaron espesores mayores a 30 metros. Estas condiciones permitieron definir los límites de un polígono preliminar de explotación el cual se ajustó en base al seccionamiento realizado en el área de estudio tomado en cuenta las condiciones topográficas adecuadas para la explotación.

Con el polígono de explotación propuesto, se consideró un piso de excavación entre las elevaciones 525 msnm, 530 msnm y 540 msnm, tomando en cuenta las irregularidades del contacto geológico entre el material calcáreo y los materiales vulcano-sedimentarios de la formación Santiago. Dicho polígono de explotación se ubica en la parte NE del sitio estudiado, y se presenta de forma esquemática en el Anexo B4 en donde se indica también un frente probable para el inicio de la explotación.

En el cálculo de volúmenes aprovechables y descapote en el polígono propuesto, se tomó como base de la cuantificación las velocidades de onda del estudio geofísico y como complemento el estudio geológico de superficie y la barrenación para delimitar los horizontes de volúmenes aprovechables.





Para el cálculo de volúmenes se determinaron los límites de los materiales aprovechables, que corresponden con el material ubicado entre el contacto geofísico que limita las velocidades de 2400 m/s y el contacto geológico entre la formación Santiago y el material calcáreo; para el material entre las velocidades de 2400 m/s y 1800 m/s se consideró un volumen aprovechable de 50%; para el descapote de los materiales se consideró un 20% aprovechable.

Tomando en consideración la disposición de los materiales en el banco, los espesores aprovechables se distribuirán de forma heterogénea en toda el área, por lo que durante la explotación se deberá tener un control detallado para definir los frentes de avance más adecuados.

Los cálculos fueron realizados a partir de secciones separadas a cada 10 m (detalladas en el Anexo B8), a partir de las que se obtuvieron los volúmenes de material aprovechable y descapote de la Tabla 6-104.

El volumen aprovechable de este banco podría cubrir la demanda de materiales de los esquemas de presa de hormigón y sus hormigones convencionales. Por otro lado, para cubrir la demanda de un esquema de presa de enrocamiento con cara de hormigón, deberá evaluarse la alternativa de complementar estos materiales con un segundo banco.

En este banco es posible realizar la explotación de un volumen mayor del material calcáreo, sin embargo, la cobertura de materiales en otras áreas detectadas con la exploración presenta espesores mayores a 30 metros, lo cual incrementaría los volúmenes necesarios de descapote.

Tabla 6- 104: Volúmenes aprovechables y de descapote en la zona de estudio del banco Calcáreo.

Volúmenes de Materiales en Banco Calcáreo (Millones de m³)									
Aprovechable Total	Roca alterada y Descapote (Roca alterada y bloques + Arcilla)								
4.2	1.4	1.9							

Fuente y Elaborado: CFE

Banco Yuquianza

El modelo geológico-geofísico del banco Yuquianza se consideró como base para el cálculo de los volúmenes de material aprovechable para enrocamientos, agregados para hormigón y filtros.

Espesor de despalme y volumen aprovechable

A partir del modelo geológico-geofísico del banco, se realizó una delimitación de las zonas aprovechables del material, las cuales implicaban menores volúmenes de descapote.

En el área de estudio, se encontraron sitios con coberturas de materiales no consolidados que se identificaron con velocidades menores de 800 m/s; mientras que los bloques y roca alterada se delimitaron entre las velocidades de 800 m/s y 2400 m/s, los cuales en algunas áreas presentan espesores mayores a 30 metros.





Con la información disponible se establecieron dos polígonos probables de explotación definiendo el piso para la excavación a la elevación 580 msnm (opción 1) y a la elevación 525 msnm (opción 2). Los polígonos preliminares se encuentran representados de forma esquemática en el Anexo B5, en donde se indica también un frente probable para el inicio de la explotación.

Los polígonos propuestos se establecieron de acuerdo a la información de la exploración geofísica, geología de superficie y perforación en el sitio y se ajustaron sus límites con base en el seccionamiento realizado en el área de estudio y tomando en cuenta los sitios de menores coberturas de suelo y roca alterada así como de condiciones topográficas favorables para el acceso y la explotación del banco.

Para el cálculo de volúmenes se determinaron los límites de los materiales aprovechables los cuales corresponden a roca con velocidades de onda superiores a los 2400 m/s, delimitado en la parte inferior por el piso de la excavación. Para el descapote de los materiales se consideró el material con velocidades inferiores a los 2400 m/s, mientras que el volumen de arcilla aprovechable se ubicó entre 800 m/s y 2400 m/s. Las velocidades anteriores fueron tomadas del estudio geofísico realizado. El cálculo de volúmenes se presenta detalladamente en el Anexo B8.

Los cálculos fueron realizados en secciones separadas a cada 20 m, de donde resultaron los volúmenes de material aprovechable y de descapote de la Tabla 6- 105. Para cubrir el volumen de materiales requeridos para un esquema de enrocamiento, se consideró una sobre-excavación al nivel del piso de ambas opciones de banco propuestas (1 y 2), de 80 y 75 metros respectivamente.

Tabla 6- 105: Volúmenes aprovechables y de descapote en la zona de estudio del banco Yuquianza.

Volúm	Volúmenes de Materiales en Banco Yuquianza (Millones de m³)											
Esquema	Opción	Aprovechable a Nivel de Piso (S)	Aprovechable bajo Nivel de Piso (I)	Aprovechable Total (S+I)	Descapote (Bloques y Qdt + Arcilla)							
Cortina de	1	6,4	5,2	11,6	1,9							
Enrocamiento	2	7,3	4,5	11,8	2,2							
Cortina de	1	4,3		4,3	0,7							
Hormigón	2	4,3		4,3	1,1							

Fuente y Elaborado: CFE

De la evaluación y cálculo de volúmenes de material, se ha obtenido que las cantidades encontradas en las opciones 1 y 2, cubran la demanda de materiales que se requieren para los esquemas de presa de hormigón o de enrocamiento y sus hormigones convencionales. La selección del sitio más adecuado dependerá de la evaluación económica debido a las afectaciones o interferencias a la vía que se podrán generar para la opción 1 o la creación de vías de acceso para la explotación del material en la opción 2.

CAPITULO 6 DESCRIPCION DEL PROYECTO





Material producto de las excavaciones de las obras

Actualmente se encuentra en proceso la definición del tipo y disposición de las obras civiles del proyecto, sin embargo, con la información actual se han identificado zonas con espesores de excavación importantes sobre los cuales se puede tener un mejor control en la extracción de materiales. Por otro lado, la intensa estratificación e intercalación de materiales de limolita dentro de la formación Santiago, complica la estimación de paquetes aprovechables en éste momento, y solo podrán definirse adecuadamente cuando se cuente con un modelo geológico más detallado de la zona de obras.

Una de las zonas con un volumen considerable de excavación corresponde a la obra de toma en la margen derecha, en donde se ha identificado paquetes de arenisca compacta y brecha con propiedades adecuadas para ser considerada como material para hormigón o enrocamiento. Para las demás obras que constituyen el esquema del proyecto hidroeléctrico como son obra de generación, túneles de desvío y obra de contención, se realizará un complemento de los volúmenes aprovechables en el informe geotécnico de factibilidad cuando se cuente con los resultados del estudio geológico y la definición del esquema de obras.

Volumen Aprovechable

Considerando que la excavación de la obra de toma está presente en todos los esquemas, la identificación del material aprovechable se realizó mediante la inspección del barreno SD-10 (Anexo A2), el cual cortó un paquete de Arenisca Brechoide y Brecha Vulcanosedimentaria dentro de la secuencia de la formación Santiago, el cual se encuentra posicionado entre las elevaciones 467,7 a la 384,5 msnm dentro de los límites de excavación de la propuesta de obra de toma en la margen derecha. Dentro de éste paquete se encuentran tres horizontes de Arenisca-Limolita no aprovechables los cuales sumados dan un espesor de 10 metros y pueden ser identificados y retirados en un solo banqueo de 5 metros.

Debido a la variación de los espesores de roca calcárea encontrados en los barrenos SD-10, SD-11 y SD-12 y a que actualmente se encuentra en proceso de definición el modelo geológico de la zona de boquilla, el volumen del paquete calcáreo ubicado en la margen derecha no fue considerado en la cuantificación de material aprovechable. De los estudios de factibilidad se sabe que estos horizontes en la margen derecha pueden presentar espesores de hasta 30 metros de roca alterada y afectada por carsticidad, lo cual limita su empleo como banco de materiales. Por lo tanto, la cuantificación de volúmenes aprovechables de estos materiales, se deberá verificar una vez que se cuente con un modelo geológico más detallado de la boquilla, así como un esquema de obras definido.

Para el cálculo del volumen estimado de material aprovechable producto de las excavaciones en la obra de toma, se realizó un seccionamiento para dos de las opciones más representativas, la de menor y mayor volumen de excavación (Presa de HCR con casa de máquinas superficial y Presa de ECH con casa de máquinas subterránea respectivamente), de las cuales se obtuvieron las cantidades mostradas en la

Tabla 6- 106.





Tabla 6- 106: Evaluación de espesores aprovechables en excavación superficial de mayor volumen.

Tipo de Roca	Profund Tra (n	mo	Elevación ((msn		Espesor (m)	Tramo Aprovechable
Suelo	0	7,8	563,602	555,802	7,8	NO
Caliza	7,8	21,18	555,802	542,422	13,38	NO
Arenisca Limolita	21,18	48,3	542,422	515,302	27,12	NO
Arenisca Tobácea	48,3	62,4	515,302	501,202	14,1	NO
Arenisca Limolita	62,4	95,85	501,202	467,752	33,45	NO
Arenisca Brechoide	95,85	102,8	467,752	460,802	6,95	SI
Arenisca Limolita	102,8	105	460,802	458,602	2,2	NO
Arenisca Brechoide	105	124,3	458,602	439,302	19,3	SI
Brecha Vulc.	124,3	127	439,302	436,602	2,7	SI
Arenisca Limolita	127	132,3	436,602	431,302	5,3	NO
Arenisca Brechoide	132,3	141,67	431,302	421,932	9,37	SI
Arenisca Limolita	141,67	143,5	421,932	420,102	1,83	NO
Arenisca Brechoide	143,5	174,1	420,102	389,502	30,6	SI
Brecha Vulc.	174,1	179,1	389,502	384,502	5	SI

Tabla 6- 107: Volumen de materiales aprovechables en excavaciones de mayor tamaño

Esquema	Volumen de Excavación en Obra de Toma (Mm³)	Volumen Aprovechable (Mm³)
HCR con CM superficial	0,85	0,46
ECH con CM Subterránea	20,6	6,63

Fuente y Elaborado: CFE

Conclusiones

Como parte de los Estudios de Factibilidad y Diseños Definitivos del Proyecto Hidroeléctrico Santiago, se estudiaron tres alternativas para el suministro de materiales de construcción para enrocamientos, filtros y agregados para hormigón.

Los bancos estudiados, son denominados "Banco Calcáreo" y "Banco Yuquianza", los cuales se encuentran a una distancia al eje de boquilla G8-A de 0,4 y 6,0 km respectivamente. Cabe señalar que la zona aprovechable del "banco calcáreo" se ubica al NE del sitio estudiado, en un polígono de 136 000 m2 de área, mientras que para el banco Yuquianza las zonas aprovechables corresponden a los polígonos denominados opción 1 y opción 2.

Adicionalmente se evaluó de forma preliminar la posibilidad de emplear los materiales producto de excavación de las obras.





Los volúmenes aprovechables para cada opción, así como las características generales de los bancos se indican en la siguiente tabla. Tabla 6- 108Tabla 6- 108: Bancos de roca estudiados.

Banco	Tipo de Roca	Distancia en línea recta	Área	Cobertura de material no aprovechable	Espesor Aprovechabl e Promedio	Vol. Estimado Aprovechable	
			[m ²]	[m]	[m]	[Mm ³]	
Calcáreo	Areniscas Calcáreas a Brechas Calcáreas	D< 0,5 km	136 000	10-30	30-40	4,2	
Yuquianza Opción 1	Diorita	6,2	110 500	20-30	100-170	11,6	
Yuquianza Opción 2	Diorita	6,0	91 200	20-30	145-220	11,8	
Material producto de las excavaciones	Arenisca brechoide y Brecha Vulcanosedime ntaria	D< 0,5 km	Variable	Variable	Variable (60-80)	Variable (0,5-6,6)	

- 1. Información más detallada del volumen de material aprovechable producto de las excavaciones se generará después de contar con la geología de detalle en el sitio de obras y el esquema definitivo del proyecto.
- El volumen estimado aprovechable se extraería en los polígonos seleccionados en cada sitio de estudio Fuente y Elaborado: CFE

De acuerdo a los parámetros geotécnicos evaluados, el material de los bancos Calcáreo y Yuquianza, así como algunos estratos de los materiales producto de la excavación (arenisca brechoide y brecha vulcanosedimentaria), presentan características adecuadas para ser empleados como filtros y transiciones.

Con base en los esquemas actuales, el volumen de material requerido para la construcción del proyecto, es de aproximadamente 4,2 Mm³ para un esquema de presa de hormigón y 11,6 Mm³ para un esquema de presa de enrocamiento con cara de hormigón. Para el esquema de presa de hormigón cualquiera de los bancos de materiales satisfacen el volumen para llevar a cabo la obra; mientras que para el esquema de enrocamiento con cara de hormigón se podrían sumar volúmenes de diferentes bancos o emplear una de las alternativas del Yuquianza.

Caracterización geológico-geotécnica

Banco Calcáreo

La carsticidad es una particularidad muy común en el banco calcáreo, existen gran cantidad de estructuras de disolución (dolinas y cavernas), rellenas o libres, tanto de tendencia vertical como horizontal, las de esta última característica, están manifestadas como conductos de agua subterránea. De acuerdo con los estudios realizados se considera que la parte cercana a la superficie es la más afectada por la disolución y va disminuyendo conforme se profundiza hasta desaparecer en el contacto con la unidad vulcanosedimentaria. Estas zonas de disolución





disminuyen considerablemente el volumen de roca aprovechable, además se debe tomar en cuenta que algunas están rellenas por material arcilloso y pueden ocasionar contaminación al momento de la explotación.

Los estudios geofísicos permitieron definir los espesores de suelo y roca no aprovechable como agregados o enrocamiento, correspondiente a velocidades de menos de 1800 m/s, y espesores de roca aprovechable, con velocidades mayores que 1800 m/s.

Banco Yuquianza

El banco Yuquianza cumple el volumen requerido, los únicos inconvenientes son los espesores de 35 m de los materiales de cobertura que habrá que remover y la distancia de 6 km que existen hacia la cortina. Los barrenos perforados en este banco y la geofísica, indican que bajo la cobertura del material no aprovechable, la roca es de buena calidad y conforme se profundiza la masa rocosa mejora considerablemente. Cabe mencionar que se puede considerar aprovechable los bloques de diorita empacados en el suelo limoarcilloso, los cuales son de hasta 3 m de longitud y de buena calidad.

De acuerdo con las configuraciones de isopacas, el área que se espera con las mejores condiciones para su explotación, es la que se ubica hacia el NW del área estudiada y está delimitada por la isopaca 30 (Anexo B5).

Material producto de las excavaciones

Los volúmenes aprovechables producto de la excavación dependerán del arreglo final de las obras civiles, sin embargo, independientemente de esquema elegido, se identificaron estratos de materiales que cumplen con las características necesarias para su empleo durante la construcción.

En particular la arenisca brechoide y la brecha vulcanosedimentaria pueden ser aprovechadas por sus propiedades índice y mecánicas, además de que se pueden encontrar en estratos de 5 a 40 m de espesor. Por otro lado, su explotación presenta inconvenientes en algunas zonas donde se encuentran intercalados con estratos de limolita no aprovechables que pueden contaminar el material. Para este banco, el plan de explotación debe considerar una evaluación detallada de los banqueos por ejecutar de acuerdo con la configuración litológica encontrada durante la etapa de construcción.

Empleo de materiales para la construcción

Banco Calcáreo y Banco Yuguianza

Presentan rocas con propiedades adecuadas, desde un punto de vista geotécnico, para ser utilizadas en estructuras temporales (ataguías) y como enrocamiento y agregados en estructuras definitivas (cortina de enrocamiento con cara de hormigón –ECH-).

Si al final de la etapa de factibilidad se concluye que la mejor opción es una presa de enrocamiento con cara de hormigón (ECH), se caracterizaría con mayor detalle a los enrocamientos mediante pruebas de laboratorio en probetas gigantes (triaxial y odómetro) y con la prueba de rotura de granos. Posteriormente, y una vez definida la Contratista de la obra,





ésta construirá un pedraplén de roca para verificar los espesores de capa y la deformabilidad de los enrocamientos.

Materiales producto de la excavación

Las rocas de las zonas de excavación útiles para filtros y transiciones son la arenisca brechoide y la brecha vulcanosedimentaria y únicamente se podrán utilizar en las ataguías, siempre y cuando no se encuentren contaminadas con limolita.

Ver MAPA IGP 009_Ubicacion_Bancos_Material_A1.

6.4 Estudio hidroenergético

Fuente: ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DEL SISTEMA HIDROELÉCTRICO RÍO SANTIAGO, EN LA REPÚBLICA DEL ECUADOREVENTO DE SERVICIO № 24. ESTUDIO HIDROENERGÉTICO

6.4.1 Información básica

Con la finalidad de realizar el estudio hidroenergético del P.H. Santiago a nivel factibilidad, se recopiló la información necesaria para llevar a cabo el funcionamiento analítico de vaso correspondiente, a partir del cual se determinaron las características de operación del proyecto. A continuación se describe dicha información.

Escurrimientos

Se generaron matrices de escurrimientos a nivel diario y mensual para un periodo de 29 años (1984-2012). De lo anterior, se determinó un escurrimiento medio anual de 43 722 hm³ al sitio del proyecto para el periodo de registro mencionado (Tabla 6- 109), lo que representa un caudal medio diario de 1 385,5 m³/s.

Tabla 6- 109: Escurrimientos medios mensuales al sitio del P.H. Santiago

			V	olúmen	es medi	ios men	suales	al PH Sa	antiago				
	Datos de (1984-2012), en hm³												
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ост	NOV	DIC	ANUAL
1984	2 440	3 914	4 072	4 704	4 060	4 898	4 569	3 832	3 510	3 792	3 004	3 441	46 237
1985	2 959	2 053	2 634	3 021	3 545	5 163	4 461	4 460	3 136	3 725	2 597	2 631	40 384
1986	2 768	2 685	3 097	4 591	4 598	3 993	4 807	2 842	4 250	3 689	3 787	3 681	44 788
1987	3 818	4 824	3 716	4 619	4 511	4 490	4 690	3 846	3 769	3 424	2 883	2 779	47 366
1988	2 803	4 306	2 786	4 852	4 668	3 439	3 997	3 619	2 598	4 040	3 882	3 057	44 047
1989	3 572	3 508	3 784	3 390	4 889	5 658	4 870	3 378	2 771	3 927	2 894	1 603	44 244
1990	3 589	3 158	4 304	3 727	3 582	5 953	4 507	3 354	2 858	2 960	3 356	3 277	44 624





			V	olúmen	es medi	ios men	suales	al PH Sa	antiago				
				ı	Datos d	e (1984-	2012), e	n hm³					
1991	2 573	3 024	3 326	3 550	4 099	4 369	4 647	3 263	2 886	2 862	3 009	2 378	39 984
1992	2 279	2 386	3 519	3 117	2 930	4 384	3 648	2 931	3 400	2 451	2 394	3 608	37 045
1993	3 453	3 340	4 384	4 420	3 825	5 309	4 401	3 744	3 503	3 613	3 327	3 225	46 543
1994	3 363	3 073	3 794	4 286	4 606	5 140	4 703	6 371	4 071	4 069	3 508	3 668	50 652
1995	3 053	2 180	3 124	3 237	4 473	3 952	4 299	2 985	3 069	2 842	3 097	2 886	39 197
1996	3 581	3 399	3 606	4 172	4 175	4 064	4 541	3 689	3 530	3 474	3 008	4 336	45 574
1997	2 604	3 121	3 734	4 054	5 229	3 489	4 263	4 519	2 936	3 344	3 733	3 230	44 257
1998	3 165	2 859	3 675	4 373	3 829	4 569	4 656	3 278	3 017	3 578	3 039	3 671	43 707
1999	4 056	3 488	3 841	4 840	4 632	4 216	4 278	3 564	4 037	3 547	3 369	3 169	47 037
2000	3 115	3 180	3 766	4 210	5 095	4 825	4 026	3 937	3 617	3 264	2 445	3 331	44 813
2001	3 588	3 132	3 776	4 518	4 333	5 728	4 585	3 605	3 217	2 802	2 432	3 174	44 890
2002	2 435	3 014	3 369	4 145	5 105	4 116	4 561	3 653	2 897	3 562	2 796	3 319	42 970
2003	3 144	2 897	3 302	4 473	6 760	4 616	5 073	3 528	2 941	3 075	2 493	2 823	45 126
2004	2 098	2 051	3 953	3 500	4 536	7 494	4 896	3 587	3 440	3 659	3 618	3 396	46 227
2005	2 264	3 503	3 881	4 825	4 260	5 378	4 250	3 127	3 158	2 415	2 611	2 514	42 185
2006	3 092	3 043	3 333	3 734	3 728	3 741	4 205	3 212	3 262	2 761	3 096	3 034	40 240
2007	3 830	1 984	3 405	3 952	4 450	6 052	3 100	3 462	2 819	2 980	4 884	2 722	43 641
2008	2 866	3 976	3 524	3 828	4 705	4 421	4 223	3 004	3 460	3 176	3 249	2 850	43 281
2009	3 375	2 692	3 151	4 393	3 876	3 694	4 488	3 353	2 569	2 654	2 719	2 604	39 568
2010	1 945	2 921	2 340	3 185	4 726	3 777	3 853	2 621	1 817	3 607	3 124	2 876	36 792
2011	2 090	2 495	2 285	4 545	4 272	5 503	8 554	2 955	3 404	2 619	2 865	3 843	45 432
2012	3 529	3 873	3 834	4 387	4 972	4 553	6 598	4 682	2 592	2 883	2 559	2 615	47 077
Vmed	3 016	3 106	3 494	4 091	4 430	4 724	4 612	3 600	3 191	3 269	3 096	3 095	43 722
Mediana	3 092	3 073	3 606	4 210	4 473	4 553	4 507	3 528	3 158	3 344	3 009	3 169	3 436





	Volúmenes medios mensuales al PH Santiago												
				ı	Datos d	e (1984-	·2012), e	n hm³					
Mínimo	Mínimo 1 945 1 984 2 285 3 021 2 930 3 439 3 100 2 621 1 817 2 415 2 394 1 603 1 603										1 603		
Máximo	4 056	4 824	4 384	4 852	6 760	7 494	8 554	6 371	4 250	4 069	4 884	4 336	8 554
Desv. Est.	584	675	515	557	694	913	951	722	515	480	543	534	157
Coef. de asimetría	-0,18	1	-0,75	-0,50	0,96	1,00	2,85	2,17	-0,17	-0,13	1,30	-0,30	-0,47
%	6,90	18	7,99	9,36	10,13	10,80	10,55	8,23	7,30	7,48	7,08	7,08	100,00

Evaporación neta

El cálculo de la evaporación neta considera los volúmenes precipitados, evaporados, infiltrados y escurridos al sitio del proyecto (coeficiente de escurrimiento).

El coeficiente de escurrimiento representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa, su valor (entre cero y uno) varia apreciablemente dependiendo de las condiciones de humedad entre cuencas. La ecuación con esta consideración es la siguiente.

$$E_{neta} = 0.70 * Ev - Prec * (1 - C_e)$$
 (3.1)

Dónde:

 E_{neta} evaporación neta en mm

Ev evaporación en mm

Prec precipitación en mm

C_e coeficiente de escurrimiento

La información climatológica que se utilizó fue la de la estación San Miguel de Conchay, con la cual se obtiene un coeficiente de escurrimiento para el PHS de 0,67482.

Los resultados de este análisis, se presentan en la

Tabla 6- 110 y en el Gráfico 6- 7.

Tabla 6- 110: Evaporación neta mensual en el sitio para el P.H. Santiago

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ост	NOV	DIC
Precipitación	153,74	207,68	245,19	270,98	235,66	310,36	221,29	196,90	196,75	205,71	192,38	165,98





	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ост	NOV	DIC
P x (1- Ce)	50,00	67,53	79,73	88,12	76,63	100,92	71,96	64,03	63,98	66,89	62,56	53,97
Evaporación	122,87	165,67	184,10	223,98	230,84	258,96	171,70	198,40	166,27	175,57	118,32	152,99
Ce x Evaporación	86,01	115,97	128,87	156,79	161,59	181,27	120,19	138,88	116,39	122,90	82,82	107,09
Evaporación Neta	36,01	48,43	49,14	68,67	84,95	80,35	48,23	74,85	52,41	56,00	20,27	53,12

Fuente y Elaborado: CFE

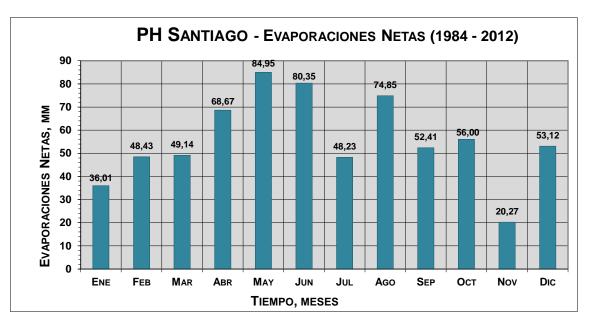


Gráfico 6- 7: Evaporaciones netas Fuente y Elaborado: CFE

Curva Elevaciones-Áreas-Capacidades (E-A-C)

La curva elevaciones – áreas – capacidades (E-A-C) del embalse se obtiene a partir de la topografía LIDAR, cuyas curvas de nivel están a una equidistancia vertical de 5 m (Gráfico 6-8 y Tabla 6- 111).

Para el análisis hidroenergético se interpolaron los valores intermedios para obtener datos de áreas y capacidades a cada metro. Esta curva de elevaciones es la que se ha definido con la información topobatimétrica y su integración con la topografía de detalle que se levantó en la etapa de factibilidad.

Tabla 6- 111: Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades

Elevación	Área	Capacidad		
msnm	km²	hm³		
300	0,00	0,00		
305	0,33	0,83		
310	0,63	3,23		

Elevación	Área	Capacidad		
msnm	km²	hm³		
395	12,40	492,36		
399	13,20	537,75		
400	13,54	557,20		





Elevación	Área	Capacidad
msnm	km²	hm³
315	1,07	7,49
320	1,54	14,02
325	2,05	22,99
330	2,63	34,70
335	3,32	49,58
340	3,95	67,74
345	4,57	89,02
350	5,17	113,38
355	5,79	140,78
360	6,45	171,37
365	7,14	205,35
370	7,82	242,74
375	8,60	283,78
380	9,47	328,94
385	10,38	378,57
390	11,37	432,95

Elevación	Área	Capacidad
msnm	km²	hm³
405	14,72	627,86
410	15,89	704,39
415	17,15	786,99
420	18,37	875,80
425	19,63	970,81
430	21,00	1 072,39
434	22,14	1 159,24
435	22,43	1 180,95
440	24,13	1 297,33
445	26,06	1 422,78
447	26,69	1 463,46
448	27,33	1 504,14
450	28,19	1 558,38
455	30,37	1 704,77
453	29,51	1 641,87
460	32,53	1 862,03

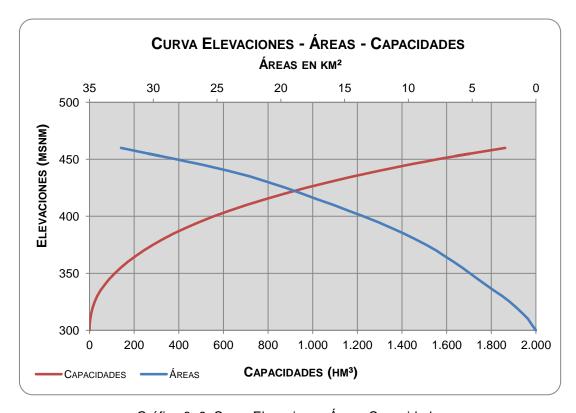


Gráfico 6- 8: Curva Elevaciones-Áreas-Capacidades Fuente y Elaborado: CFE

Curva Elevaciones- Caudales en el desfogue





Con el objeto de determinar la curva elevaciones-caudales en el sitio del proyecto (Tabla 6- 112 y Gráfico 6- 9), se empleó la configuración topográfica de detalle y batimetría en el cauce del río actualizada a Noviembre de 2014 (Gráfico 6- 10); determinando la sección de control en la zona del desfogue aproximadamente a 100 m aguas abajo de la descarga del mismo. Para tal labor se realizó el tránsito hidráulico por el cauce, considerando una pendiente media de 0,00176, según la topobatimetría actualizada, y un coeficiente de rugosidad de Manning (n) de 0,035. Dicho análisis se basó en el empleó de la ecuación de la energía, analizando un rango de caudales desde 0 hasta 40 000 m³/s, lo cual permitió definir las elevaciones correspondientes.

Tabla 6- 112: Curva Elevaciones- Caudales en el desfogue

Elevación	Caudal
msnm	m³/s
295,00	0,00
296,00	29,75
297,00	154,36
298,00	365,84
299,00	647,04
300,00	983,14
301,00	1 358,98
302,00	1 812,77
303,00	2 261,70
304,00	2 863,01
305,00	3 559,79
306,00	4 329,84
307,00	5 067,21
308,00	5 686,61
309,00	6 646,58
310,00	7 680,53
311,00	8 759,00
312,00	9 897,54

Elevación	Caudal
Msnm	m³/s
313,00	11 086,71
314,00	12 324,17
315,00	13 612,49
316,00	14 951,54
317,00	16 341,09
318,00	17 782,90
319,00	19 275,36
320,00	20 816,39
321,00	22 389,13
322,00	23 977,24
323,00	25 611,52
324,00	27 296,38
325,00	29 032,55
326,00	30 817,18
327,00	32 651,23
328,00	34 530,44
329,00	36 434,83
330,00	38 377,51

Fuente y Elaborado: CFE





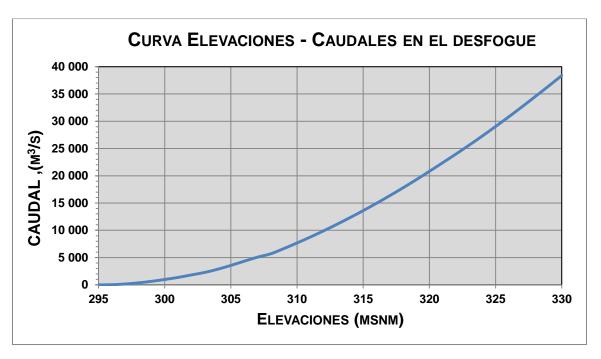


Gráfico 6- 9: Curva elevaciones- caudales en el desfogue Fuente y Elaborado: CFE







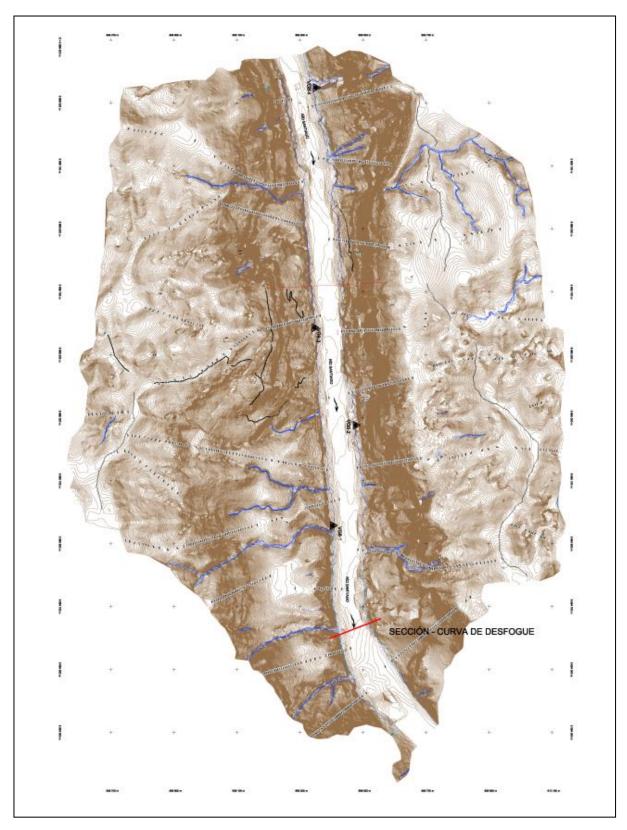


Gráfico 6- 10: Topografía de detalle y batimetría en el cauce del río Fuente y Elaborado: CFE





Eficiencia Global de la Planta

La eficiencia global de la obra de generación se compone por las eficiencias de la turbina, generador e hidráulica, siendo calculada como el producto de éstas:

$$\eta_{global} = \eta_{turbina} \times \eta_{generador} \times \eta_{hidr\'aulica}$$
 (3.2)

Para la determinación de la eficiencia de la turbina y el generador se tomaron como base los valores 0,945 y 0,985, respectivamente, mismos que han sido evaluados a partir de diversas pruebas en los equipos turbina-generador, y que CFE ha tomado como base para los análisis hidroenergéticos.

La eficiencia hidráulica se define como el cociente de la carga neta y la carga bruta del sistema hidráulico, el cual depende del arreglo de la obra de generación respecto a la obra de toma y el eje del distribuidor, evaluando las pérdidas en todo el sistema hidráulico.

Derivado de lo anterior, cada una de alternativas (ECC, CCR, Casa de máquinas exterior, subterránea, etc.) tendrá una eficiencia hidráulica en particular, dependiendo de las características de la obra de generación, tales como longitud de conducción, diámetro de tubería, etc. Por consiguiente, para el caso específico del Estudio de Factibilidad, se consideró emplear una eficiencia hidráulica de 0,9695, correspondiendo a una pérdida de carga del orden de 4,25 m. Dicha magnitud se estableció partiendo de la experiencia en proyectos similares. Cabe destacar, que esta eficiencia ha sido considerada al final de la etapa de Factibilidad.

Las eficiencias empleadas en la simulación analítica de vaso, se presentan en la Tabla 6- 113, estos valores se actualizarán en el estudio hidroenergético de la etapa de diseños definitivos, a partir del estudio del equipamiento electromecánico y el esquema de obras definitivo.

Tabla 6- 113: Eficiencias en el sitio del P.H. Santiago

Sitio η	G8 (NAMO= 448)
turbina	0,9450
generador	0,9850
hidráulica	0,9695
global	0,9024

Fuente y Elaborado: CFE

6.4.2 Simulación del funcionamiento analítico de vasos

Un vaso de almacenamiento cumple con la función de regulación, esto es, permite almacenar los volúmenes que escurren en exceso para que sean aprovechados cuando los escurrimientos sean escasos.

La simulación de la evolución de los niveles en el vaso es la parte medular del análisis hidroenergético. Se utiliza fundamentalmente para seleccionar los niveles característicos de la presa que resulten más adecuados: NAMO, Nivel de diseño y NAMINO, y para determinar la





generación que proporcionará el proyecto, así como para obtener los parámetros que permitan el dimensionamiento de los equipos electromecánicos de la Obra de Generación.

Para simular el funcionamiento de vaso se utiliza la ecuación de continuidad; para un determinado intervalo de tiempo (meses, días, horas)

$$E - S = \Delta V \tag{4.1}$$

Donde

E volumen de agua que entra al vaso durante un intervalo de tiempo

S volumen que sale del vaso durante el mismo intervalo de tiempo

ΔV variación del volumen almacenado

Para el caso específico del P.H. Santiago se llevó a cabo el ejercicio de simular su operación en forma diaria, pues se cuenta con información actualizada a ese nivel.

Las entradas provienen del escurrimiento generado en la cuenca propia, de las descargas de presas situadas aguas arriba y de la precipitación pluvial directa sobre el vaso. Las salidas las integran los volúmenes que se extraen para satisfacer la demanda de generación de energía eléctrica, las pérdidas debidas a la evaporación e infiltración y los derrames a través de la obra de excedencias.

Tomando en cuenta estos factores, la ecuación de continuidad se expresa de la siguiente manera:

$$ICP + IT + VLL - VDEM - VEVA - VINF - DERR = \Delta V$$
 (4.2)

Donde

ICP escurrimientos generados por la cuenca propia

IT entradas por cuenca aguas arriba o descargas de presas situadas aguas arriba

VLL volumen de lluvia en el vaso

VDEM volumen extraído para satisfacer la demanda

VEVA volumen evaporado

VINF volumen infiltrado

DERR volumen derramado

Con la información citada es posible llevar a cabo la simulación de la operación del embalse propuesto, para lo cual se puede utilizar una hoja de cálculo desarrollada en *Microsoft Office Excel*® con aplicaciones en *Visual Basic*®, que permite hacer el análisis a nivel diario.

Consideraciones tomadas para el funcionamiento de vaso

La estimación de energía firme (o primaria) en el funcionamiento analítico de vaso corresponde a la generación máxima garantizable, a partir de una demanda media diaria de volumen de agua propuesta, de manera tal que el sistema opere considerando un déficit de la misma. En este estudio se consideraron dos valores para el déficit: 5% y 10%. Lo anterior representa que





durante el 95% o 90 % del tiempo de la matriz de escurrimientos medios diarios, la demanda de volumen de agua propuesta se cumple, y solamente el 5% o 10% de dicho tiempo la demanda no se cumple en su totalidad.

La generación de energía secundaria se considera en caso de tener escurrimientos excedentes, hasta la capacidad máxima de extracción por turbinas, lo que permite reducir los derrames por el vertedor. La generación total es la suma aritmética de la energía firme anualizada y la generación secundaria. Todo escurrimiento por arriba de la extracción máxima de las turbinas cuando el embalse se encuentra al NAMO se considera como derrames por el vertedor de la presa.

La potencia instalable seleccionada es la que considera que el bloque de energía firme queda dentro de las horas pico de la región. Las horas pico determinan también el factor de planta, el cual representa el porcentaje de dichas horas con respecto a las 24 horas del día a fin de producir la mayor energía posible durante las horas de máxima demanda (energía de punta) más la generada fuera de la punta (energía de base).

Para el planteamiento del NAMO de los proyectos analizados en el estudio de prefactibilidad se parte de la consideración de los niveles máximos que los proyectos podrían alcanzar en los límites de los embalses del sistema integral. Para el Proyecto Hidroeléctrico Santiago, se plantea la construcción de una presa con elevación de corona en la cota 455 msnm, debido a que, de acuerdo con los estudios de geología, en ambas márgenes del río Santiago aflora un paquete de rocas calcáreas susceptibles a la disolución cárstica en presencia del agua, lo cual podría afectar en gran medida a la permeabilidad de la obra en caso de elevar la cortina más allá de la altura considerada.

Por otro lado, el nivel máximo también se determinó en función de la cota del poblado de Santiago de Méndez, ya que la cota máxima que se puede alcanzar en el vaso la rige la elevación de dicho poblado, con el objeto de evitar su afectación. Lo anterior se determinó a partir de la información del levantamiento topográfico de detalle LIDAR escala 1:5 000. Sin embargo, en este estudio, se desarrolló un análisis para optimizar dicha cota a partir de ciertos criterios que se describen más adelante.

A partir de estos niveles y considerando las elevaciones máximas obtenidas de los tránsitos de las avenidas para el diseño de la obra de excedencias se estableció el nivel máximo ordinario de la presa (448 msnm).

Debe señalarse que a partir de los niveles máximos permisibles en el embalse del P.H. Santiago, se ubicó el arreglo de los proyectos aguas arriba, tomando en consideración la geología y topografía de los sitios, así como el hecho de evitar al máximo las afectaciones.

Tomando en cuenta lo anterior, se determinó como la elevación máxima del embalse la cota 453 msnm siendo definida a su vez como el NAME.

Determinación del Nivel de Aguas Máximo Ordinario (NAMO) óptimo

Partiendo de las restricciones en los niveles en el embalse establecidas en el punto anterior, se realizó un análisis iterativo de funcionamientos de vaso empleando la potencia de diseño definida en el estudio de prefactibilidad (3 600 MW). Esto como un primer análisis, en el cual se





consideran diversas elevaciones de NAMO's y NAMINO's; con el objetivo de encontrar la mejor combinación que garantice la mayor generación firme, con la mayor capacidad útil en el embalse (capacidad entre NAMO y NAMINO); considerando como NAMO máximo la elevación 448 msnm, con el cual se garantiza la seguridad de las obras.

Para determinar el NAMO óptimo para el proyecto, se realizaron tres series de simulaciones analíticas, las cuales se basaron en proponer un valor fijo para el NAMINO en cada una de éstas y diversos valores (entre 444 y 448 msnm) para el NAMO, con lo cual se pretendió encontrar la mejor combinación de niveles que proporcione la mayor generación firme.

Cabe mencionar que los valores propuestos para el NAMINO (433,434 y 435 msnm), son resultado de tomar el valor anterior y posterior al NAMINO determinado en la etapa de prefactibilidad (434 msnm). Las simulaciones y sus resultados se presentan a continuación.

NAMO Variable - NAMINO 433 msnm

A continuación en la Tabla 6- 114, se presentan las simulaciones analíticas de vaso elaboradas considerando un NAMINO a la cota 433 msnm, variando el NAMO desde la elevación 444 hasta la cota 448 msnm.

Tabla 6- 114: Análisis comparativo NAMO Variable - NAMINO 433 msnm

	Evap	Aport	Extracción			Derr	Elev	Carga		Energía		Potencia		Horas
NAMO	Lvap	Aport	Firme	Secundaria	Total	Den		Carga	Firme	Secundaria	Total	media	FP	Turb
	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	msnm	m	GWh	GWh	GWh	MW		
444	16	43 722	37 108	6 223	43 331	383	439,9	135,87	12 387	2 132	14 520	1 656	0,4599	11,04
445	17	43 722	37 262	6 061	43 323	392	440,47	136,46	12 497	2 092	14 589	1 664	0,4621	11,09
446	17	43 722	37 411	5 904	43 315	401	441,05	137,06	12 605	2 053	14 658	1 671	0,4643	11,14
447	17	43 722	37 553	5 753	43 306	411	441,62	137,65	12 711	2 015	14 726	1 679	0,4664	11,19
448	17	43 722	37 683	5 613	43 296	421	442,18	138,24	12 812	1 980	14 792	1 687	0,4685	11,25

Fuente y Elaborado: CFE

De la Tabla 6- 114 se puede definir que para este escenario, el NAMO que proporciona una mayor generación firme es el de la cota 448 msnm, correspondiendo a 12 812 GWh.

NAMO Variable - NAMINO 434 msnm

Realizando el mismo ejercicio descrito, en la

Tabla 6- 115 se presentan las simulaciones analíticas de vaso elaboradas considerando un NAMINO a la cota 434 msnm, variando el NAMO desde la elevación 444 hasta la cota 448





msnm, obteniendo como la mayor generación firme y total, la resultante del NAMO definido a la cota 448 msnm.

Tabla 6- 115: Análisis comparativo NAMO Variable – NAMINO 434 msnm

•	Aport		Extracción		— Derr Elev	Carga -		Energía		Potencia		Horas		
NAMO	Lvap	дроге	Firme	Secundaria	Total	Den	LIGV	Garga	Firme	Secundaria	Total	media	FP	Turb
	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	msnm	m	GWh	GWh	GWh	MW		
444	16	43 722	36 957	6 370	43 326	387	440,31	136,28	12 371	2 183	14 554	1 660	0,4610	11,06
445	17	43 722	37 130	6 189	43 319	396	440,89	136,89	12 487	2 136	14 623	1 668	0,4632	11,12
446	17	43 722	37 293	6 018	43 310	404	441,47	137,48	12 601	2 092	14 693	1 676	0,4654	11,17
447	17	43 722	37 439	5 863	43 302	413	442,04	138,08	12 709	2 053	14 762	1 683	0,4676	11,22
448	17	43 722	37 580	5 714	43 293	423	442,60	138,67	12 814	2 015	14 829	1 691	0,4697	11,27

Fuente y Elaborado: CFE

NAMO Variable - NAMINO 435 msnm

El tercer escenario corresponde a un NAMINO establecido en la cota 435 msnm para la variación propuesta para determinar el NAMO óptimo. En la Tabla 6- 116 se puede observar que para el presente escenario, el NAMO que proporciona la mayor generación es la cota 448 msnm, con 12 811 GWh.

Tabla 6- 116: Análisis comparativo NAMO Variable - NAMINO 435 msnm

	Evap	Aport		Extracción			Elev	Carga		Energía		Potencia		Horas
NAMO	Lvap	дроге	Firme	Secundaria	total	Derr	LIEV	Garga	Firme	Secundaria	total	media	FP	Turb
	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	msnm	m	GWh	GWh	GWh	MW		
444	17	43 722	36 791	6 532	43 323	390	440,71	136,68	12 348	2 238	14 587	1 664	0,4621	11,09
445	17	43 722	36 981	6 332	43 314	400	441,29	137,30	12 471	2 186	14 657	1 671	0,4643	11,14
446	17	43 722	37 163	6 143	43 306	408	441,88	137,90	12 591	2 136	14 727	1 679	0,4665	11,20
447	17	43 722	37 323	5 975	43 298	417	442,45	138,50	12 704	2 093	14 797	1 687	0,4687	11,25
448	17	43 722	37 467	5 822	43 290	426	443,02	,	12 811	2 054	14 865	1 695	0,4709	11,30

Fuente y Elaborado: CFE





Analizando los resultados de los escenarios simulados, se puede definir, que ante cualquier escenario, el NAMO corresponde a la cota 448 msnm, presentando la mayor generación firme y total.

Una vez definida la cota del NAMO, se procedió a realizar las simulaciones de vaso pertinentes para encontrar el nivel de aguas mínimo de operación (NAMINO) como se describe a continuación.

Optimación del nivel de aguas mínimo de operación (NAMINO)

Con el empleo del NAMO a la cota 448 msnm, se desarrolló el análisis correspondiente a la selección del NAMINO. Este fue definido mediante un proceso iterativo de simulaciones, con la finalidad de lograr los mejores resultados en cuanto a generación. En la etapa de prefactibilidad, se tomaron en cuenta dos formas de llegar al más conveniente; una, cuando se obtiene la mayor generación de energía firme media anual, y la otra se refiere a la mayor generación de energía total media anual.

El primer criterio fue realizado para la consideración de energía firme, donde es importante tener con regularidad un almacenamiento útil disponible para garantizar esta energía, que normalmente tiene un precio superior al de la energía secundaria.

El segundo criterio parte de la consideración de la energía total, llevando el nivel mínimo ordinario a la elevación con mayor producción de energía total.

Con respecto a estos criterios de optimación del NAMINO en referencia al tipo de generación es importante señalar la justificación de ambos, dada la oferta y demanda de generación por las diferentes fuentes alternas de producción de energía eléctrica, dado que en Ecuador la hidroelectricidad abarca el 51% del mercado, proyectando un crecimiento que desplazará la operación de generación térmica del país.

Además, si el comportamiento de la demanda horaria típica en Ecuador tiene una tendencia más lineal, es decir no tiene cambios abruptos durante el día, lo cual influye en la menor necesidad de tener energía almacenada (capacidad de regulación). Si a esto se agrega un comportamiento más regular de los escurrimientos, es decir, si existe una menor diferencia de escurrimientos entre temporada de estiaje y de lluvias (como es el caso del P.H. Santiago); también se tiene una menor incertidumbre por la garantía de generación.

Finalmente, del análisis de la diversa gama de NAMINOs simulados para el proyecto Santiago, se obtuvo como óptima la cota 434 msnm, elevación con la cual se garantiza la mayor generación firme como se presenta en la Tabla 6- 117.

Carga bruta Caudal Potencia de de Demanda Volumen media diseño diaria turbinado **Derrames** Generación media anual [GWh] Déficit diseño Número de NAMINO MW m³/s hm³ hm³ hm³ **Firme** Secundaria Total F,P, horas % m

Tabla 6- 117: Selección del NAMINO óptimo





	Potencia media	Número de	Carga bruta de diseño	Caudal de diseño	Demanda diaria	Volumen turbinado	Derrames	Generaci	ón media anu	ıal [GWh]		Déficit
NAMINO	MW	horas	m	m³/s	hm³	hm³	hm³	Firme	Secundaria	Total	F,P,	%
417	1615,38	10,77	134,25	3 057,98	1 293,02	43 347,90	381,42	12 555,97	1 615,47	14 171,45	0,449	5
418	1619,91	10,8	134,48	3 050,11	1 291,48	43 345,00	383,64	12 580,03	1 630,82	14 210,86	0,45	5
419	1624,35	10,83	134,91	3 042,27	1 289,87	43 341,79	386,16	12 602,90	1 646,69	14 249,59	0,451	5
420	1628,77	10,86	135,46	3 034,47	1 288,22	43 339,70	387,57	12 624,82	1 663,33	14 288,15	0,452	5
421	1633,36	10,89	136,32	3 026,72	1 286,45	43 338,17	388,37	12 646,54	1 681,54	14 328,08	0,454	5
422	1637,92	10,92	136,7	3 019,00	1 284,62	43 336,62	389,19	12 667,32	1 700,50	14 367,83	0,455	5
423	1642,52	10,95	136,77	3 011,33	1 282,68	43 334,51	390,57	12 687,67	1 720,13	14 407,80	0,456	5
424	1647,1	10,98	137,25	3 003,69	1 280,72	43 332,26	392,09	12 707,63	1 740,04	14 447,68	0,458	5
425	1651,59	11,01	137,6	2 996,10	1 278,79	43 330,00	393,63	12 726,89	1 759,79	14 486,68	0,459	5
426	1656,2	11,04	138,15	2 988,54	1 276,57	43 327,02	395,83	12 744,53	1 782,25	14 526,79	0,46	5
427	1660,75	11,07	138,36	2 981,02	1 274,17	43 323,49	398,58	12 760,01	1 806,40	14 566,41	0,461	5
428	1665,2	11,1	138,73	2 973,55	1 271,55	43 319,56	401,73	12 772,49	1 832,62	14 605,11	0,463	5
429	1669,55	11,13	139,34	2 966,11	1 268,92	43 315,38	405,14	12 783,79	1 859,02	14 642,82	0,464	5
430	1673,82	11,16	139,55	2 958,71	1 266,21	43 310,20	409,54	12 794,05	1 885,84	14 679,88	0,465	5
431	1678,21	11,19	139,71	2 951,35	1 263,24	43 304,62	414,29	12 802,84	1 915,26	14 718,10	0,466	5
432	1682,52	11,22	140,27	2 944,02	1 260,15	43 299,85	418,22	12 809,09	1 946,39	14 755,48	0,467	5
433	1686,75	11,25	141,02	2 936,73	1 256,85	43 295,78	421,47	12 812,41	1 979,88	14 792,29	0,469	5
434	1690,97	11,27	141,18	2 929,48	1 253,40	43 293,20	423,21	12 813,76	2 015,40	14 829,16	0,47	5
435	1695,08	11,3	141,51	2 922,27	1 249,67	43 289,62	425,96	12 811,29	2 053,70	14 864,99	0,471	5
436	1699,21	11,33	141,77	2 915,09	1 245,53	43 284,89	429,81	12 805,17	2 095,74	14 900,91	0,472	5
437	1703,27	11,36	142,16	2 907,95	1 241,07	43 280,10	433,7	12 794,90	2 141,27	14 936,17	0,473	5
438	1707,19	11,38	142,33	2 900,85	1 236,15	43 274,42	438,5	12 778,97	2 191,36	14 970,34	0,474	5
439	1711,05	11,41	142,66	2 893,78	1 230,48	43 269,68	442,35	12 754,16	2 249,70	15 003,86	0,475	5
440	1714,75	11,43	142,81	2 886,75	1 224,33	43 264,78	446,36	12 723,08	2 313,06	15 036,14	0,476	5





	Potencia media	Número de	Carga bruta de diseño	Caudal de diseño	Demanda diaria	Volumen turbinado	Derrames	Generaci	ón media anu	ıal [GWh]		Déficit
NAMINO	MW	horas	m	m³/s	hm³	hm³	hm³	Firme	Secundaria	Total	F,P,	%
441	1718,44	11,46	143,08	2 879,75	1 217,01	43 258,43	451,75	12 679,88	2 388,29	15 068,17	0,477	5
442	1721,95	11,48	143,29	2 872,79	1 208,21	43 250,22	459,01	12 619,97	2 478,56	15 098,53	0,478	5
443	1725,33	11,5	143,51	2 865,86	1 197,05	43 241,43	466,85	12 534,33	2 593,49	15 127,81	0,479	5
444	1728,54	11,52	143,76	2 858,94	1 184,12	43 231,30	476,03	12 428,70	2 726,88	15 155,59	0,48	5
445	1731,43	11,54	143,9	2 852,05	1 168,27	43 218,02	488,35	12 290,64	2 889,82	15 180,46	0,481	5
446	1734,02	11,56	144,03	2 845,19	1 146,43	43 201,00	504,35	12 087,83	3 115,02	15 202,85	0,482	5
447	1735,99	11,57	144,05	2 838,37	1 115,32	43 174,53	529,8	11 784,86	3 434,99	15 219,85	0,482	5
448	1737,23	11,58	144,05	2 831,58	1 049,20	43 141,88	561,44	11 107,42	4 123,17	15 230,59	0,483	5

Una vez que fueron establecidas las cotas que le corresponderán al NAMO y al NAMINO, se puede dar paso al análisis del funcionamiento de vaso para estimar la energía que proporcionará el proyecto.

Simulación de la operación de los funcionamientos de vasos

Análisis de potencia instalable – factor de planta.

Se realizó la simulación analítica del funcionamiento de vasos para una diversa gama de potencias instalables con la finalidad de analizar el comportamiento entre de potencia instalable y el factor de planta (PI – FP), donde fue posible observar en forma general el potencial del proyecto de acuerdo a los diferentes factores de planta.

En el estudio de prefactibilidad, se definió en conjunto con CELEC EP que la potencia instalada a adoptar fuese la que se encuentre en el orden de un factor de planta de 0,50. De lo anterior, en dicho estudio la potencia resultante para dicho factor de planta fue la correspondiente a 3 600 MW.

En la Fuente y Elaborado: CFE

Tabla 6- 118 y Gráfico 6- 11 se presenta el resumen del análisis realizado, en donde se observa que a partir de una potencia de 3 000 MW la curva presenta un descenso de los incrementos marginales en producción de energía total; el factor de planta para esta potencia es del orden de 0,56. Por su parte, la potencia correspondiente a un factor de planta de 0,50 es de 3 400 MW y para un factor de planta de 0,47 es de 3 600 MW, siendo definido en común acuerdo con CELEC la potencia instalada de 3 600 MW.





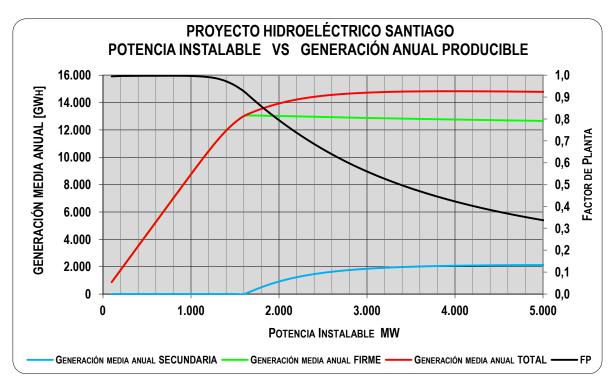


Gráfico 6- 11: Representación gráfica de los resultados del análisis PI – FP Fuente y Elaborado: CFE

Tabla 6- 118: Resultados del funcionamiento del vaso del P.H. Santiago para el análisis PI – FP

Potencia Instalable	Potencia media	Número	Caudal de diseño	Demanda diaria	Demanda diaria	Volumen turbinado	Derrames	Generac	ión media anu	al [GWh]		Déficit
MW	MW	de horas	m³/s	m³/s	hm³	hm³	hm³	Firme	Secundaria	Total	F.P.	%
2 000,00	1 589,49	19,07	1 601,29	1 253,41	108,29	40 133,22	3 576,31	13 017,42	913,77	13 931,19	0,79	5,00
2 100,00	1 607,41	18,37	1 682,31	1 253,41	108,29	40 608,89	3 100,64	13 004,49	1 082,84	14 087,33	0,77	5,00
2 200,00	1 622,58	17,70	1 763,56	1 253,41	108,29	41 018,62	2 690,91	12 991,07	1 228,14	14 219,21	0,74	5,00
2 300,00	1 635,24	17,06	1 845,11	1 253,41	108,29	41 369,64	2 339,89	12 977,20	1 352,25	14 329,45	0,71	5,00
2 400,00	1 645,76	16,46	1 926,91	1 253,41	108,29	41 669,80	2 039,73	12 962,82	1 458,01	14 420,83	0,69	5,00
2 500,00	1 654,48	15,88	2 009,01	1 253,41	108,29	41 928,53	1 781,00	12 948,08	1 548,82	14 496,90	0,66	5,00
2 600,00	1 661,82	15,34	2 091,33	1 253,41	108,29	42 154,14	1 555,38	12 933,07	1 627,68	14 560,75	0,64	5,00
2 700,00	1 667,81	14,83	2 173,92	1 253,41	108,29	42 348,12	1 361,41	12 917,80	1 695,12	14 612,92	0,62	5,00
2 800,00	1 672,79	14,34	2 256,74	1 253,41	108,29	42 517,72	1 191,81	12 902,31	1 753,76	14 656,08	0,60	5,00





Potencia Instalable	Potencia media	Número	Caudal de diseño	Demanda diaria	Demanda diaria	Volumen turbinado	Derrames	Generac	ión media anu	al [GWh]		Déficit
MW	MW	de horas	m³/s	m³/s	hm³	hm³	hm³	Firme	Secundaria	Total	F.P.	%
2 900,00	1 676,96	13,88	2 339,61	1 253,41	108,29	42 665,23	1 044,30	12 887,81	1 804,47	14 692,28	0,58	5,00
3 000,00	1 680,62	13,44	2 422,19	1 253,41	108,29	42 792,19	917,34	12 876,08	1 848,12	14 724,20	0,56	5,00
3 100,00	1 683,57	13,03	2 504,97	1 253,41	108,29	42 901,93	807,59	12 864,23	1 885,58	14 749,81	0,54	5,00
3 200,00	1 686,00	12,65	2 587,91	1 253,41	108,29	42 999,64	709,89	12 852,30	1 918,70	14 771,01	0,53	5,00
3 300,00	1 687,93	12,28	2 671,05	1 253,41	108,29	43 085,40	624,13	12 840,28	1 947,54	14 787,82	0,51	5,00
3 400,00	1 689,48	11,93	2 754,34	1 253,41	108,29	43 161,55	547,98	12 828,19	1 972,91	14 801,10	0,50	5,00
3 500,00	1 690,61	11,59	2 837,83	1 253,41	108,29	43 228,31	481,22	12 816,02	1 994,91	14 810,93	0,48	5,00
3 600,00	1 691,41	11,28	2 921,45	1 253,41	108,29	43 286,32	423,21	12 804,00	2 013,76	14 817,76	0,47	5,00
3 700,00	1 692,00	10,98	3 004,99	1 253,41	108,29	43 335,93	373,60	12 793,03	2 029,73	14 822,76	0,46	5,00
3 800,00	1 692,43	10,69	3 088,62	1 253,41	108,29	43 380,91	328,62	12 782,43	2 044,11	14 826,54	0,45	5,00
3 900,00	1 692,67	10,42	3 172,37	1 253,41	108,29	43 420,88	288,65	12 771,78	2 056,69	14 828,47	0,43	5,00
4 000,00	1 692,66	10,16	3 256,30	1 253,41	108,29	43 455,19	254,34	12 761,09	2 067,24	14 828,33	0,42	5,00

Funcionamiento de vaso para PI 3 600 MW

Se realizó el funcionamiento analítico de vaso, siguiendo el enfoque determinado en conjunto con CELEC, apegando la potencia instalable correspondiente a 3 600 MW y considerando dos escenarios de generación: 5% y 10% de déficit. Cabe mencionar que se realizó el análisis tomando en cuenta los escurrimientos totales al sitio y los escurrimientos reducidos por el Caudal ecológico, cuya determinación se describe en el Evento de Servicio no. 19, "Estudio Hidrológico".

Con lo anterior, a continuación se presenta el resumen mensual de análisis del funcionamiento del vaso a nivel diario para dicha potencia y los escenarios propuestos.

Escurrimientos totales al sitio

El primer escenario de simulación considera los escurrimientos totales al sitio del P.H. Santiago, los cuales han registrado históricamente (1984-2012) un volumen de escurrimiento medio anual de 43 721,68 hm³. La matriz de escurrimientos que se utilizó para el análisis diario es la que se resume de manera mensual en la Tabla 6- 109.

Déficit de Generación 5%





La Tabla 6- 119 presenta los resultados de la simulación analítica del funcionamiento de vaso realizada considerando una potencia instalada de 3600 MW y un déficit de generación de 5% durante todo el periodo.

Tabla 6- 119: Resultados del funcionamiento del vaso del P.H. Santiago para una P.I. de 3 600 MW (Déficit 5%)

	ción		Extracción	- 4	Extracción	les	ón		Energía	F	Energía	Potencia		Horas
Mes	Evaporación	Aportación	Firme	Extracción secundaria	total	Derrames	Elevación	Carga	firme	Energía secundaria	total	media	FP	turbinadas
	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	msnm	m	GWh	GWh	GWh	MW		
ENE	0,85	3 015,50	2 932,92	82,38	3 015,30	0,03	437,85	133,86	968,13	29,09	997,22	1 340,35	0,37	8,94
FEB	1,19	3 106,12	2 822,34	217,27	3 039,62	2,14	440,41	136,43	947,84	76,72	1 024,55	1 509,15	0,42	10,06
MAR	1,21	3 493,67	3 191,71	262,49	3 454,19	0,51	442,31	138,30	1 085,73	92,69	1 178,43	1 583,87	0,44	10,56
ABR	1,76	4 091,20	3 215,02	757,15	3 972,18	24,46	445,22	141,76	1 114,10	267,26	1 381,35	1 918,51	0,53	12,79
MAY	2,31	4 430,05	3 333,70	1 028,92	4 362,62	57,42	446,73	142,91	1 167,28	363,05	1 530,33	2 056,74	0,57	13,71
JUN	2,17	4 723,56	3 248,84	1 329,53	4 578,37	128,02	447,48	143,89	1 142,52	468,81	1 611,33	2 237,55	0,62	14,92
JUL	1,35	4 611,96	3 357,13	1 143,31	4 500,45	134,62	447,35	143,65	1 179,49	403,01	1 582,51	2 126,74	0,59	14,18
AGO	1,79	3 599,99	3 285,25	392,94	3 678,19	45,83	444,17	140,33	1 130,63	138,51	1 269,14	1 705,70	0,47	11,37
SEP	1,37	3 190,69	3 077,05	126,15	3 203,21	4,54	440,87	136,51	1 035,38	44,53	1 079,91	1 499,87	0,42	10,00
ОСТ	1,40	3 268,74	3 129,12	139,27	3 268,39	3,01	440,62	136,61	1 051,84	49,16	1 101,00	1 479,76	0,41	9,87
NOV	0,53	3 095,64	2 970,27	153,10	3 123,37	11,42	439,65	135,28	991,71	54,00	1 045,70	1 452,14	0,40	9,68
DIC	1,24	3 094,54	3 016,30	81,01	3 097,32	11,22	438,59	134,50	999,13	28,55	1 027,68	1 381,29	0,38	9,21
Anual	17,15	43 721,68	37 579,66	5 713,54	43 293,20	423,21	442,60		12 813,78	2 015,37	14 829,15	1 690,97	0,47	11,27

Fuente y Elaborado: CFE

Bajo este escenario, de la simulación analítica se estima una generación media anual de 14 829,15 GWh/año, correspondiendo 12813,78 GWh/año de generación firme y 2 015,37 GWh/año para generación secundaria. La potencia media para el período analizado (1984 – 2012) es de 1 690,97 MW, correspondiendo a un factor de planta medio es de 0,47, lo que representa 11,27 horas diarias de operación de la central. Cabe mencionar que, considerando una extracción total de 43 293,20 hm³ en todo el periodo analizado, se garantiza un déficit del 5 %.

En la Gráfico 6- 12 se puede apreciar el comportamiento medio mensual de los volúmenes que ingresan al embalse con respecto a los turbinados por la central. Del volumen medio anual que ingresa al embalse (43 721,68 hm³), se turbinan 43 293,20 hm³ al año, esto quiere decir, que se aprovecha el 99,02 % del volumen total de aportación, derramándose únicamente 423,21 hm³ (0,97 % del volumen total de escurrimientos al sitio).

El Gráfico 6- 13 y el Gráfico 6- 14 muestran de manera gráfica los resultados del funcionamiento analítico de vaso.





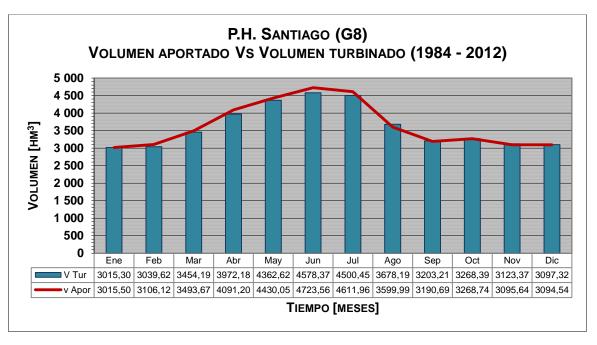


Gráfico 6- 12: Volumen aportado vs volumen turbinado (Déficit 5%)

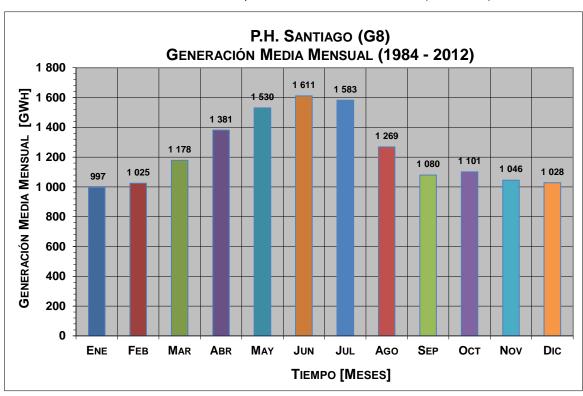


Gráfico 6- 13: Generación media mensual (Déficit 5%)

Fuente y Elaborado: CFE





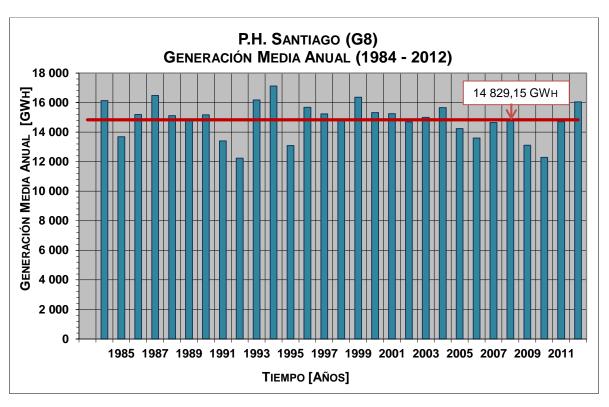


Gráfico 6- 14: Generación media anual (Déficit 5%) Fuente y Elaborado: CFE

Déficit de Generación 10%

Para este segundo escenario de generación, se llevó a cabo la simulación analítica correspondiente para garantizar el 10% de déficit durante todo el periodo de análisis.

La Tabla 6- 120 presenta los resultados obtenidos bajo las consideraciones antes mencionadas.

Tabla 6- 120: Resultados del funcionamiento del vaso del P.H. Santiago para una P.I. de 3 600 MW (Déficit 10%)

	Evaporación	Aportación	Extracción	Extracción	Extracción	Derrames	Elevación	Carga	Energía	Energía	Energía	Potencia		Horas
Mes	Lvaporacion	Aportacion	Firme	secundaria	total	Derraines	Lievacion	Calga	firme	secundaria	total	media	FP	turbinadas
	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	msnm	m	GWh	GWh	GWh	MW		
ENE	0,82	3 015,50	2 989,64	30,76	3 020,39	0,00	435,30	131,34	969,05	10,86	979,92	1 317,09	0,37	8,78
FEB	1,13	3 106,12	2 955,20	83,98	3 039,18	1,59	437,21	132,89	969,29	29,65	998,94	1 471,41	0,41	9,81
MAR	1,15	3 493,67	3 419,03	79,81	3 498,84	0,00	438,78	134,56	1 134,10	28,18	1 162,28	1 562,21	0,43	10,41
ABR	1,68	4 091,20	3 507,45	399,53	3 906,98	18,77	442,48	138,97	1 193,97	141,00	1 334,97	1 854,05	0,52	12,36
MAY	2,26	4 430,05	3 717,78	647,02	4 364,80	51,63	445,35	141,65	1 290,01	228,24	1 518,24	2 040,52	0,57	13,60





	Evaporación	Aportación	Extracción	Extracción secundaria	Extracción	Derrames	Elevación	Carga	Energía	Energía	Energía	Potencia		Horas
Mes		Aportacion	Firme		total	Bonamoo		Calga	firme	secundaria	total	media	FP	turbinadas
	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	msnm	m	GWh	GWh	GWh	MW		
JUN	2,12	4 723,56	3 654,57	938,63	4 593,20	117,84	445,93	142,57	1 271,30	330,88	1 602,18	2 224,78	0,62	14,83
JUL	1,32	4 611,96	3 750,24	756,33	4 506,57	121,83	445,97	142,31	1 305,77	266,48	1 572,25	2 112,85	0,59	14,09
AGO	1,72	3 599,99	3 539,59	205,80	3 745,39	38,44	441,34	136,92	1 196,01	72,48	1 268,49	1 704,82	0,47	11,37
SEP	1,29	3 190,69	3 171,36	32,53	3 203,88	1,77	437,08	132,46	1 038,46	11,48	1 049,94	1 458,25	0,41	9,72
ОСТ	1,32	3 268,74	3 256,11	18,04	3 274,15	0,00	436,92	132,66	1 064,97	6,37	1 071,33	1 439,91	0,40	9,60
NOV	0,51	3 095,64	3 037,46	55,23	3 092,69	4,18	436,96	132,44	994,70	19,48	1 014,18	1 408,50	0,39	9,39
DIC	1,19	3 094,54	3 086,93	23,18	3 110,11	4,83	435,97	131,44	1 002,27	8,16	1 010,43	1 358,06	0,38	9,05
Anual	16,50	43 721,68	40 085,37	3 270,83	43 356,20	360,87	439,94	135,85	13 429,89	1 153,25	14 583,14	1 662,70	0,46	11,08

En este caso se tiene una generación media anual estimada de 14 583,14 GWh/año, correspondiendo 13 429,89 GWh/año de generación firme y 1 153,25 GWh/año para generación secundaria. La potencia media para el período analizado (1984 – 2012) sería de 1 662,70 MW, correspondiendo a un factor de planta medio es de 0,46, lo que representa 11,08 horas diarias de operación de la central, considerando una extracción media anual total de 43 356,20 hm³ en todo el periodo analizado.

En la Gráfico 6- 15 se puede apreciar el comportamiento medio mensual de los volúmenes que ingresan al embalse con respecto a los turbinados por la central. Del volumen medio anual que ingresa al embalse (43 721,68 hm³), se turbinan 43 356,20 hm³ al año, esto quiere decir, que se aprovecha el 99,16% del volumen total de aportación, derramándose únicamente 365,8 hm³ (0,83 % del volumen total de escurrimientos al sitio).

La Gráfico 6- 16 y la Gráfico 6- 17 muestran de manera gráfica los resultados del funcionamiento analítico de vaso.





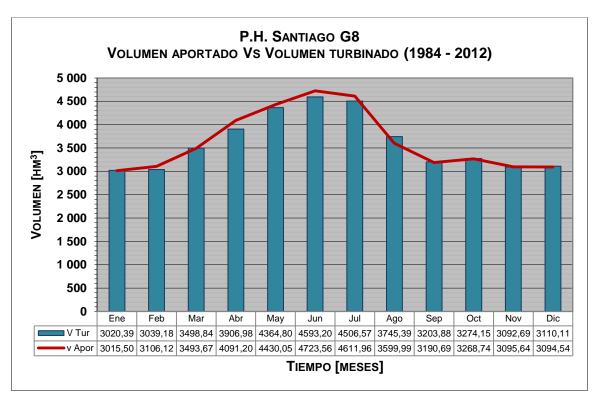


Gráfico 6- 15: Volumen aportado vs volumen turbinado (Déficit 10%) Fuente y Elaborado: CFE

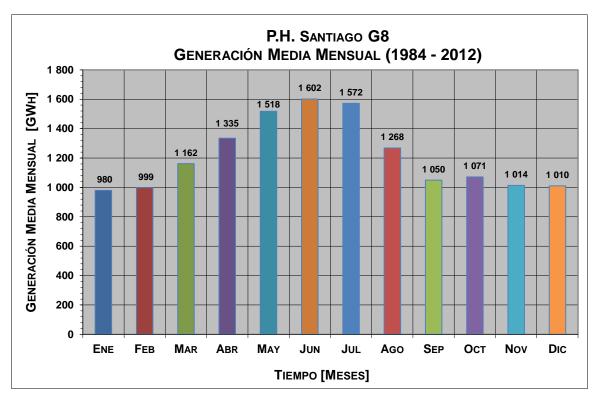


Gráfico 6- 16: Generación media mensual (Déficit 10%) Fuente y Elaborado: CFE





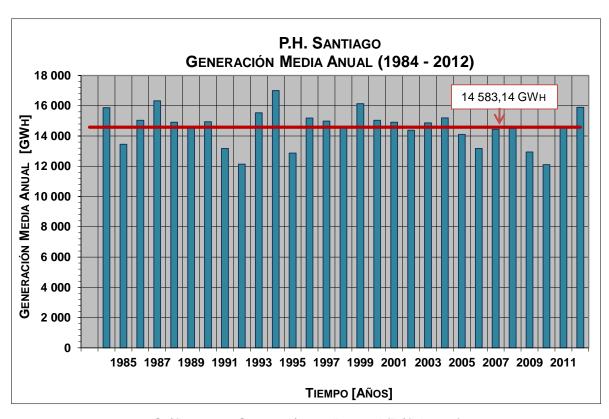


Gráfico 6- 17: Generación media anual (Déficit 10%) Fuente y Elaborado: CFE

Para definir el número de unidades a instalar en la central hidroeléctrica a un nivel de factibilidad, se consideró repartir la potencia total del proyecto en un número de unidades que brindaran versatilidad de operación al sistema, distribuyendo el Caudal de diseño de las unidades a fin de garantizar cuando menos la operación de una unidad en el mes más seco histórico del periodo de registros. De lo anterior, de la Tabla 6- 109 (Escurrimientos medios mensuales al sitio del proyecto), se tomó el mes de diciembre del año 1989 con un volumen medio mensual de 1 603 hm³(valor mínimo de la matriz) correspondiendo a un caudal de 599 m³/s, valor con el cual se dividió el caudal total de diseño (2 929 m³/s), representando un número total de 5 unidades de 586 m³/s cada una, sin embargo, al ser realizado el ejercicio con datos medios mensuales, los registros mínimos medios diarios tienden a ser suavizados al considerar el promedio mensual (mitigados por los caudales máximos medios diarios), por tal motivo se consideró prudente establecer la operación de 6 unidades de 488 m³/s cada una.

A partir de este análisis se definieron los parámetros de diseño electromecánicos del proyecto considerando la integración de 6 unidades de 600 MW cada una (Tabla 6- 121).





Tabla 6- 121: Parámetros de diseño P.H. Santiago

CONCEPTO	NOMENCLATURA	CANTIDAD	UNIDAD
ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL		43 721,68	hm ³
CAUDAL MEDIO (365,25 DÍAS)		1 385,45	m³/s
FACTOR DE PLANTA (Déf 5%)		0,4699	-
FACTOR DE PLANTA (Déf 10%)		0.4600	-
CAUDAL DE DISEÑO TOTAL		2 929,48	m ³ /s
NUMERO DE UNIDADES		6	-
NAME		453,00	msnm
NAMO		448,00	msnm
NAMINO		434,00	msnm
Ndiseño		443,33	msnm
CAUDAL POR UNIDAD	Qdis	488,25	m ³ /s
ELEV. NIVEL EN DESFOGUE PARA 6 UNIDADES	Ndesf6o	304,10	msnm
ELEV. NIVEL EN DESFOGUE PARA 1 UNIDAD	Ndesf1o	298,44	msnm
CARGA BRUTA DE DISEÑO = Ndiseño - Nivel desfogue 6U	Hbdis	139,24	m
CARGA BRUTA MÁXIMA = NAMO - Nivel desfogue 1U	Hbmáx	149,57	m
CARGA BRUTA MÍNIMA = NAMINO - Nivel desfogue 6U	Hbmín	129,91	m
CARGA NETA DE DISEÑO = Hbdis-Hfd	Hn	134,99	m
CARGA NETA MÁXIMA DE DISEÑO = Hbmáx - Hfmáx	Hmáx	145,32	m
CARGA NETA MÍNIMA DE DISEÑO = Hbmín - Hfmín	Hmín	125,66	m
PÉRDIDAS HIDRÁULICAS	Hfmín=Hfmáx=Hfd	4,25	m
EFICIENCIA DE LA TURBINA	ηt	0,9450	
EFICIENCIA DEL GENERADOR	ηg	0,9850	
EFICIENCIA HIDRÁULICA	ηh	0,9695	
EFICIENCIA TOTAL	ηt=ηt*ηg*ηh	0,9024	
POTENCIA TOTAL		3 600,00	MW
POTENCIA UNITARIA EN TURBINA		609,14	MW
POTENCIA UNITARIA EN TERMINALES DE GENERADOR		600,00	MW
GENERACIÓN MEDIA ANUAL (Déf 5 %)		14 829,15	GWh
GENERACIÓN MEDIA ANUAL (Déf 10 %)		14 583,14	GWh

Sin embargo, de la Tabla 6- 121 las cargas netas mínimas y máximas deben ser revisadas, debido a que la velocidad periférica a la entrada del rodete de una turbina con relación a la velocidad del agua en la carcasa afecta las características de la eficiencia y la cavitación.

La amplitud permisible con respecto a la carga neta de diseño, a la cual su relación es óptima, ha sido encontrada a través de la experiencia para turbinas Francis o de reacción como:





$$Hmin \ge 65 \% Hn \tag{4.3}$$

$$Hm\acute{a}x \leq 125 \% Hn \tag{4.4}$$

De acuerdo con lo anterior, se puede definir que el nivel de diseño propuesto de 443,33 m, cumple las restricciones de operación, ya que:

Hmín ≥ 65 % Hn; 125,66 m ≥ 87,74 m; . Cumple

Del mismo modo.

Hmáx ≤ 125 % Hn; 145,32 m ≤ 168,73 m; . Cumple

Escurrimientos (Caudal ecológico)

Con la finalidad de conservar o restablecer las condiciones ecológicas aguas abajo del sitio del P.H. Santiago, se determina el caudal ecológico a partir de los escurrimientos históricos del tramo de río en estudio y de una serie de criterios cualitativos, de tal manera que los caudales corresponden a diferentes porcentajes del caudal medio según la época del año.

Este método proporciona, de una manera rápida y económica una aproximación en la determinación de los caudales ecológicos, los cuales deberán ir siendo afinados tomando en cuenta el comportamiento de la flora y fauna, la topografía del cauce, así como la calidad del aqua, una vez que el proyecto se encuentre construido y operativo.

Considerando que la matriz de escurrimientos se vio reducida de tal manera que se garantice la entrega de los caudales comprometidos aguas abajo del embalse en todo momento. Por tal motivo, se realizó un procedimiento iterativo, en el cual se fue sustrayendo el caudal comprometido a la matriz de escurrimientos, siendo éste afectado por el complemento del factor de planta de la central, es decir, solo se restó el volumen comprometido a la matriz cuando la central no está en operación, ya que cuando se encuentra operando se garantiza la entrega del caudal ecológico mediante el caudal turbinado por la central.

Tomando en cuenta que, para este estudio, se plantean dos escenarios de generación (5 y 10 % de déficit), el proceso iterativo se realizó para ambos casos, por lo que se generaron dos matrices de escurrimientos medios al sitio del proyecto (

Tabla 6- 122 y Fuente y Elaborado: CFE

Tabla 6- 123).

Tabla 6- 122: Escurrimientos medios mensuales (Caudal ecológico, Déficit 5%)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ОСТ	NOV	DIC	ANUAL
1984	2 033	3 512	3 644	4 024	3 372	4 243	3 885	3 412	3 106	3 375	2 603	3 029	40 239
1985	2 552	1 665	2 206	2 340	2 857	4 507	3 777	4 041	2 733	3 308	2 197	2 219	34 401
1986	2 361	2 296	2 669	3 911	3 911	3 338	4 123	2 422	3 846	3 271	3 387	3 269	38 804
1987	3 410	4 436	3 288	3 939	3 823	3 834	4 006	3 426	3 365	3 007	2 482	2 366	41 382





AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ОСТ	NOV	DIC	ANUAL
1988	2 395	3 904	2 359	4 172	3 980	2 783	3 313	3 199	2 194	3 623	3 481	2 644	38 049
1989	3 165	3 120	3 356	2 710	4 201	5 003	4 185	2 958	2 367	3 510	2 494	1 191	38 260
1990	3 182	2 769	3 876	3 047	2 895	5 297	3 823	2 935	2 454	2 542	2 956	2 865	38 641
1991	2 166	2 635	2 898	2 869	3 411	3 714	3 963	2 843	2 482	2 445	2 608	1 965	34 000
1992	1 872	1 984	3 091	2 436	2 242	3 729	2 963	2 512	2 996	2 033	1 993	3 195	31 048
1993	3 046	2 952	3 956	3 740	3 137	4 653	3 716	3 324	3 099	3 196	2 927	2 813	40 559
1994	2 956	2 685	3 366	3 606	3 919	4 484	4 018	5 952	3 667	3 652	3 107	3 256	44 668
1995	2 646	1 792	2 696	2 557	3 785	3 297	3 614	2 566	2 665	2 424	2 697	2 474	33 214
1996	3 173	2 997	3 178	3 492	3 487	3 409	3 856	3 270	3 126	3 057	2 607	3 924	39 576
1997	2 197	2 733	3 306	3 374	4 542	2 833	3 579	4 100	2 532	2 927	3 333	2 818	38 273
1998	2 758	2 470	3 247	3 693	3 141	3 913	3 971	2 859	2 613	3 160	2 638	3 259	37 723
1999	3 649	3 100	3 413	4 160	3 945	3 560	3 593	3 144	3 633	3 130	2 969	2 757	41 053
2000	2 708	2 778	3 338	3 530	4 408	4 170	3 342	3 518	3 213	2 847	2 044	2 919	38 815
2001	3 180	2 744	3 348	3 838	3 646	5 073	3 900	3 186	2 813	2 385	2 032	2 761	38 906
2002	2 028	2 625	2 941	3 464	4 417	3 460	3 876	3 233	2 493	3 144	2 396	2 907	36 986
2003	2 737	2 509	2 874	3 793	6 073	3 960	4 389	3 108	2 537	2 657	2 092	2 411	39 142
2004	1 691	1 649	3 525	2 819	3 849	6 838	4 211	3 168	3 037	3 242	3 217	2 984	40 230
2005	1 857	3 115	3 453	4 145	3 572	4 722	3 565	2 708	2 754	1 998	2 211	2 102	36 201
2006	2 685	2 654	2 905	3 054	3 040	3 086	3 521	2 793	2 858	2 344	2 695	2 622	34 256
2007	3 423	1 596	2 977	3 272	3 762	5 397	2 416	3 043	2 415	2 563	4 484	2 310	37 657
2008	2 458	3 574	3 096	3 148	4 018	3 765	3 538	2 585	3 057	2 759	2 848	2 438	37 283
2009	2 968	2 304	2 723	3 713	3 189	3 039	3 803	2 934	2 165	2 236	2 318	2 192	33 584
2010	1 538	2 532	1 912	2 505	4 039	3 122	3 169	2 202	1 413	3 190	2 723	2 464	30 809
2011	1 683	2 107	1 857	3 865	3 585	4 847	7 870	2 535	3 000	2 202	2 465	3 431	39 448
2012	3 121	3 471	3 406	3 707	4 284	3 897	5 914	4 263	2 189	2 466	2 158	2 203	41 080
Vmed	2 608	2 714	3 066	3 411	3 742	4 068	3 928	3 181	2 787	2 852	2 695	2 682	37 734
Mediana	2 685	2 685	3 178	3 530	3 785	3 897	3 823	3 108	2 754	2 927	2 608	2 757	3 018
Mínimo	1 538	1 596	1 857	2 340	2 242	2 783	2 416	2 202	1 413	1 998	1 993	1 191	1 191
Máximo	3 649	4 436	3 956	4 172	6 073	6 838	7 870	5 952	3 846	3 652	4 484	3 924	7 870
Desv. Est.	584	673	515	557	694	913	951	722	515	480	543	534	157
Coef. de asimetría	-0,18	0,41	-0,75	-0,50	0,96	1,00	2,85	2,17	-0,17	-0,13	1,30	-0,30	-0,47
%	6,91	7,19	8,12	9,04	9,92	10,78	10,41	8,43	7,39	7,56	7,14	7,11	100,00

Tabla 6- 123: Escurrimientos medios mensuales (Caudal ecológico, Déficit 10%)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1984	2030	3507	3638	4004	3369	4232	3877	3414	3102	3368	2595	3027	40 162
1985	2550	1659	2200	2320	2854	4496	3769	4043	2728	3300	2188	2216	34 324
1986	2358	2291	2663	3891	3908	3327	4115	2424	3842	3264	3378	3266	38 727
1987	3408	4431	3282	3918	3820	3823	3998	3428	3361	2999	2474	2364	41 306
1988	2393	3899	2353	4152	3977	2772	3305	3201	2190	3615	3473	2642	37 972





AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ОСТ	NOV	DIC	ANUAL
1989	3162	3115	3350	2690	4198	4992	4177	2960	2363	3502	2485	1189	38 183
1990	3180	2764	3871	3026	2891	5287	3815	2936	2450	2535	2947	2862	38 564
1991	2163	2630	2893	2849	3408	3703	3955	2845	2478	2437	2600	1963	33 923
1992	1870	1979	3086	2416	2239	3718	2955	2513	2991	2026	1985	3193	30 971
1993	3043	2947	3950	3720	3134	4642	3708	3326	3095	3188	2918	2810	40 482
1994	2953	2680	3361	3586	3916	4474	4010	5953	3663	3645	3099	3254	44 592
1995	2643	1787	2690	2537	3782	3286	3606	2568	2661	2417	2688	2472	33 137
1996	3171	2991	3173	3472	3484	3398	3848	3272	3122	3049	2599	3921	39 499
1997	2194	2728	3300	3354	4539	2822	3571	4101	2528	2920	3324	2815	38 196
1998	2755	2465	3242	3672	3138	3903	3963	2860	2608	3153	2630	3257	37 647
1999	3646	3095	3408	4139	3941	3549	3585	3146	3629	3122	2960	2755	40 976
2000	2706	2773	3332	3510	4405	4159	3334	3519	3209	2839	2036	2917	38 738
2001	3178	2739	3343	3817	3643	5062	3892	3188	2809	2378	2023	2759	38 829
2002	2026	2620	2936	3444	4414	3450	3868	3235	2488	3137	2387	2905	36 910
2003	2735	2504	2869	3773	6070	3949	4381	3110	2533	2650	2084	2408	39 065
2004	1689	1644	3519	2799	3845	6827	4203	3169	3032	3234	3209	2981	40 153
2005	1854	3110	3448	4124	3569	4711	3557	2709	2750	1990	2202	2100	36 125
2006	2682	2649	2900	3034	3037	3075	3513	2794	2853	2336	2687	2620	34 179
2007	3421	1591	2971	3252	3759	5386	2408	3044	2411	2555	4475	2308	37 580
2008	2456	3568	3091	3128	4015	3755	3530	2586	3052	2751	2840	2435	37 206
2009	2965	2299	2718	3693	3186	3028	3795	2935	2160	2229	2310	2189	33 507
2010	1536	2527	1907	2485	4035	3111	3161	2203	1409	3182	2715	2462	30 732
2011	1681	2102	1852	3845	3582	4837	7862	2537	2996	2195	2456	3429	39 372
2012	3119	3465	3401	3687	4281	3886	5906	4264	2184	2458	2150	2201	41 003
Vmed	2 606	2 709	3 060	3 391	3 739	4 057	3 920	3 182	2 783	2 844	2 687	2 680	37 657
Mediana	2 682	2 680	3 173	3 510	3 782	3 886	3 815	3 110	2 750	2 920	2 600	2 755	3 015
Mínimo	1 536	1 591	1 852	2 320	2 239	2 772	2 408	2 203	1 409	1 990	1 985	1 189	1 189
Máximo	3 646	4 431	3 950	4 152	6 070	6 827	7 862	5 953	3 842	3 645	4 475	3 921	7 862
Desv. Est.	584	673	515	557	694	913	951	722	515	480	543	534	157
Coef. de asimetría	-0,18	0,41	-0,75	-0,50	0,96	1,00	2,85	2,17	-0,17	-0,13	1,30	-0,30	-0,47
%	6,92	7,19	8,13	9,00	9,93	10,77	10,41	8,45	7,39	7,55	7,13	7,12	100,00

Déficit de generación 5 %

Con la matriz de escurrimientos resultante del análisis anterior, se llevó a cabo la simulación del funcionamiento de vaso, garantizando el 5% de déficit de generación. En este escenario se considera un escurrimiento medio anual de 37 734 hm³, el cual representa aproximadamente el 86% del escurrimiento total al sitio del proyecto.





Tabla 6- 124: Resultados del funcionamiento del vaso del P.H. Santiago para una P.I. de 3 600 MW (Caudal ecológico-Déficit 5%)

	Evapo	Aportación	Extracción	Extracción	Extracción	Derrames	Elevación	Carga	Energía	Energía	Energía	Potencia		Horas
Mes	ración		Firme	secundaria	total				firme	secundaria	total	media	FP	turbinadas
	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	msnm	m	GWh	GWh	GWh	MW		
ENE	0,86	2 608,24	2 502,86	102,40	2 605,26	1,94	438,93	134,93	833,17	36,15	869,32	1 168,45	0,32	7,79
FEB	1,20	2 714,10	2 405,46	247,72	2 653,18	2,69	441,14	137,24	812,46	87,47	899,93	1 325,61	0,37	8,84
MAR	1,22	3 065,75	2 713,72	313,27	3 027,00	0,44	442,95	138,98	927,72	110,63	1 038,36	1 395,61	0,39	9,30
ABR	1,75	3 411,07	2 712,19	619,83	3 332,02	17,41	444,64	141,12	936,69	218,79	1 155,47	1 604,81	0,45	10,70
MAY	2,29	3 742,46	2 817,55	876,78	3 694,33	32,71	446,21	142,45	983,70	309,43	1 293,13	1 738,01	0,48	11,59
JUN	2,16	4 068,11	2 767,28	1 198,00	3 965,28	84,42	447,06	143,57	970,44	422,55	1 392,98	1 934,42	0,54	12,90
JUL	1,34	3 927,59	2 856,03	1 002,60	3 858,63	95,58	446,76	143,13	999,54	353,47	1 353,01	1 818,26	0,51	12,12
AGO	1,79	3 180,74	2 798,16	436,81	3 234,97	35,10	444,50	140,75	965,35	154,04	1 119,39	1 504,42	0,42	10,03
SEP	1,38	2 786,87	2 637,45	160,79	2 798,24	3,62	441,72	137,61	892,95	56,76	949,70	1 319,03	0,37	8,79
OCT	1,42	2 851,55	2 681,75	176,60	2 858,34	2,68	441,36	137,45	906,35	62,34	968,70	1 301,92	0,36	8,68
NOV	0,54	2 695,30	2 543,28	181,71	2 724,99	10,78	440,35	136,15	853,65	64,10	917,75	1 274,54	0,35	8,50
DIC	1,25	2 682,22	2 573,67	105,22	2 678,89	10,19	439,26	135,27	857,13	37,09	894,23	1 201,92	0,33	8,01
Anual	17,19	37 734,01	32 009,40	5 421,74	37 431,14	297,56	442,91	139,05	10 939,16	1 912,82	12 851,98	1 465,58	0,41	9,77

Bajo dichas consideraciones, se tiene una generación media anual estimada de 12 851,98 GWh/año, correspondiendo 10 939,16 GWh/año de generación firme y 1 912,82 GWh/año para generación secundaria. La potencia media para el período analizado (1984 – 2012) sería de 1 465,58 MW, correspondiendo a un factor de planta medio de 0,41, lo que representa 9,77 horas diarias de operación de la central.

En los Gráfico 6- 18, Gráfico 6- 19 yGráfico 6- 20, se muestran los resultados de la simulación realizada.





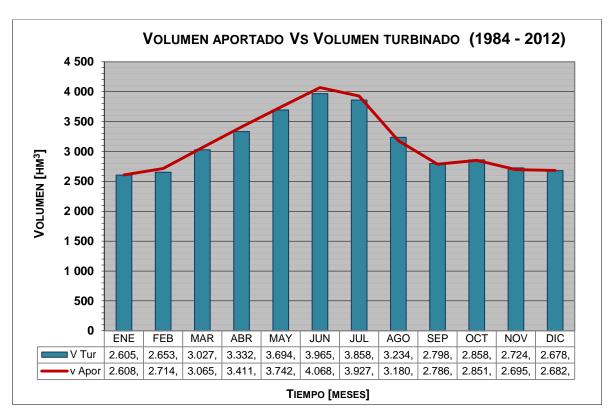


Gráfico 6- 18: Volumen aportado vs volumen turbinado (Déficit 5%-Qe) Fuente y Elaborado: CFE

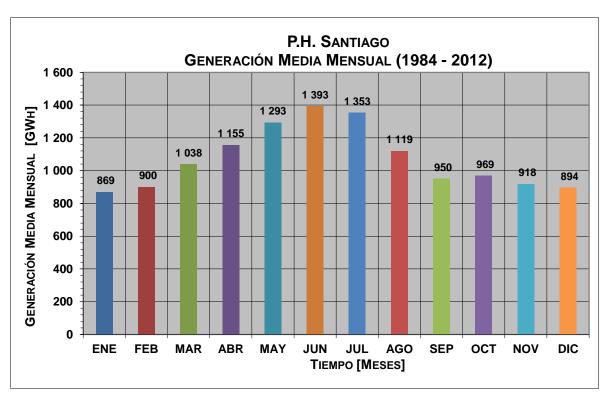


Gráfico 6- 19: Generación media mensual (Déficit 5%-Qe)





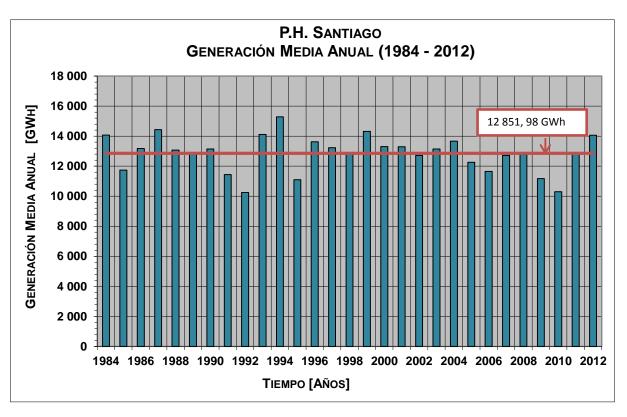


Gráfico 6- 20: Generación media anual (Déficit 5%-Qe)

De lo anterior, de la

Tabla 6- 122 (Escurrimientos medios mensuales (Caudal ecológico, Déficit 5%)), se tomó el mes de diciembre del año 1989 con un volumen medio mensual de 1191 hm³ correspondiendo a un caudal de 445 m³/s, valor con el cual se dividió el caudal total de diseño (2 929 m³/s), representando un número total de 7 unidades de 419 m³/s cada una, sin embargo, al no ser el caudal ecológico definitivo, se consideró prudente establecer el mismo número de unidades determinado con los escurrimientos netos al sitio del proyecto, 6 unidades de 488 m³/s cada una.

Déficit de generación 10 %

De igual manera que para el escenario anterior, se realizó la simulación del funcionamiento de vaso con la matriz correspondiente al escenario de 10% de déficit (con respecto a la demanda), la cual reporta un volumen medio anual aportado de 37 657,30 hm³, representando esto una disminución de 76,71 hm³ con respecto a la matriz obtenida mediante el proceso iterativo para el escenario del 5% de déficit. Bajo dichas consideraciones se tiene una generación media anual de 12 612,40 GWh, de los cuales 11 527,68 GWh corresponden a generación firme y 1





084,72 GWh a generación secundaria. La Tabla 6- 125 y los Gráfico 6- 21, Gráfico 6- 22 y Gráfico presentan los resultados de dicho análisis.





Tabla 6- 125: Resultados del funcionamiento del vaso del P.H. Santiago para una P.I. de 3 600 MW (Déficit 10%-Qe)

			Extracción		Extracción				Energía	- ,	Energía	Potencia		Horas
	Evaporación	Aportación	Firme	Extracción secundaria	total	Derrames	Elevación	Carga	firme	Energía secundaria	total	media		turbinadas
Mes	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	hm³	msnm	m	GWh	GWh	GWh	MW	FP	
ENE	0,82	2 605,71	2 569,60	39,56	2 609,17	0,00	435,74	131,78	835,73	13,97	849,70	1 142,07	0,32	7,61
FEB	1,14	2 708,98	2 538,94	107,97	2 646,91	1,10	437,84	133,60	837,18	38,12	875,31	1 289,27	0,36	8,60
MAR	1,16	3 060,26	2 943,47	106,46	3 049,94	0,00	439,58	135,45	982,51	37,60	1 020,10	1 371,11	0,38	9,14
ABR	1,67	3 390,90	2 944,82	319,38	3 264,20	8,77	442,02	138,25	1 000,24	112,74	1 112,98	1 545,70	0,43	10,30
MAY	2,24	3 739,24	3 145,17	554,03	3 699,20	24,55	444,57	140,83	1 086,39	195,51	1 281,90	1 722,87	0,48	11,49
JUN	2,10	4 057,19	3 120,39	843,25	3 963,64	76,47	445,19	141,94	1 080,27	297,35	1 377,62	1 913,08	0,53	12,75
JUL	1,31	3 919,60	3 190,72	669,37	3 860,09	82,45	445,35	141,68	1 106,78	235,91	1 342,68	1 804,28	0,50	12,03
AGO	1,73	3 182,11	3 049,41	244,42	3 293,84	29,71	441,75	137,45	1 033,35	86,14	1 119,49	1 504,53	0,42	10,03
SEP	1,30	2 782,60	2 745,26	48,66	2 793,92	1,30	437,91	133,26	905,05	17,18	922,23	1 280,87	0,36	8,54
ОСТ	1,34	2 843,94	2 812,08	34,41	2 846,49	0,70	437,94	133,77	927,58	12,14	939,72	1 263,02	0,35	8,42
NOV	0,52	2 686,78	2 617,99	72,51	2 690,50	3,97	437,57	133,11	861,85	25,58	887,43	1 232,46	0,34	8,22
DIC	1,20	2 680,01	2 665,97	35,43	2 701,40	4,36	436,64	132,26	870,76	12,49	883,24	1 187,12	0,33	7,91
Anual	16,53	37 657,30	34 343,83	3 075,46	37 419,28	233,38	440,18	136,12	11 527,68	1 084,72	12 612,40	1 438,03	0,40	9,59





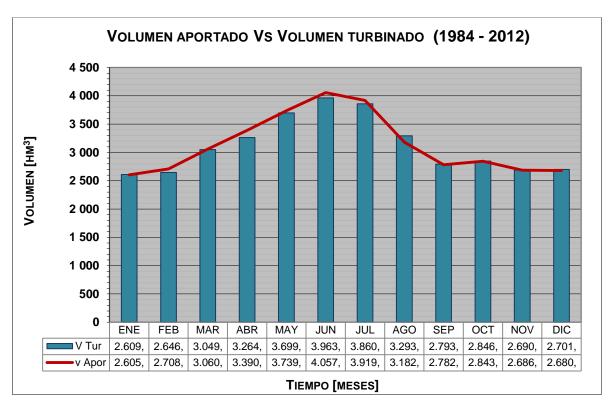


Gráfico 6- 21: Volumen aportado vs volumen turbinado (Déficit 10%-Qe) Fuente y Elaborado: CFE

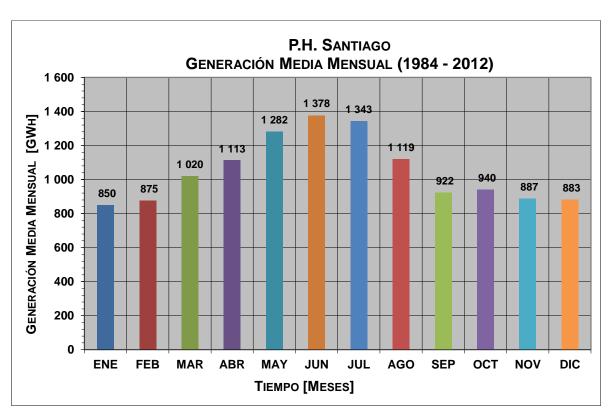


Gráfico 6- 22: Generación media mensual (Déficit 10%-Qe) Fuente y Elaborado: CFE





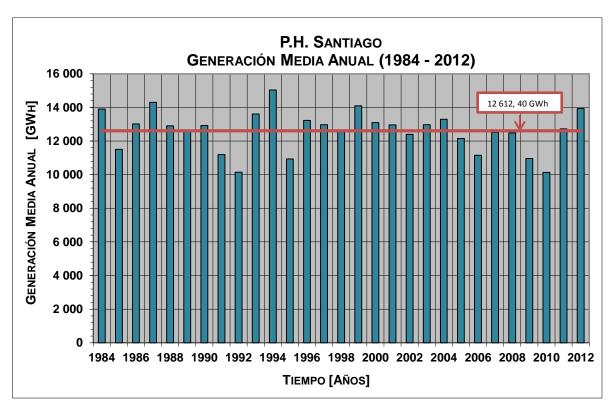


Gráfico 6- 23: Generación media anual (Déficit 10%-Qe)

Fuente y Elaborado: CFE

Así mismo, para el escenario planteado en la Fuente y Elaborado: CFE

Tabla 6- 123 (Escurrimientos medios mensuales (Caudal ecológico, Déficit 10%)), se consideró el mes de diciembre del año 1989 con un volumen medio mensual de 1 189 hm³ correspondiendo a un caudal de 444 m³/s, valor con el cual se dividió el caudal total de diseño (2 929 m³/s), representando un número total de 7 unidades de 419 m³/s cada una, sin embargo, al no ser el caudal ecológico definitivo, se consideró prudente establecer el mismo número de unidades determinado con los escurrimientos netos al sitio del proyecto, 6 unidades de 488 m³/s cada una.

Partiendo de los resultados obtenidos para los escenarios en los cuales se considera la entrega del caudal ecológico, se definieron los parámetros de diseño electromecánicos del proyecto, para la integración de 6 unidades de 600 MW cada una (Tabla 6- 126).





Tabla 6- 126: Parámetros de diseño P.H. Santiago

CONCEPTO	NOMENCLATURA	CANTIDAD	UNIDAD
ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL (Q eco- Déf 5%)		37 734,01	hm ³
ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL (Q eco- Déf 10%)		37 657,30	hm ³
CAUDAL MEDIO (365,25 DÍAS) (Q eco- Déf 5%)		1 195,72	m ³ /s
CAUDAL MEDIO (365,25 DÍAS) (Q eco- Déf 10%)		1 193,29	m ³ /s
FACTOR DE PLANTA (Q eco- Déf 5%)		0,40	-
FACTOR DE PLANTA (Q eco- Déf 10%)		0,41	-
CAUDAL DE DISEÑO TOTAL		2 929,48	m ³ /s
NUMERO DE UNIDADES		6,	-
NAME		453,00	msnm
NAMO		448,00	msnm
NAMINO		434,00	msnm
Ndiseño		443,33	msnm
CAUDAL POR UNIDAD	Qdis	488,25	m ³ /s
ELEV. NIVEL EN DESFOGUE PARA 6 UNIDADES	Ndesf6o	304,095	msnm
ELEV. NIVEL EN DESFOGUE PARA 1 UNIDAD	Ndesf1o	298,44	msnm
CARGA BRUTA DE DISEÑO = Ndiseño - Nivel desfogue 6U	Hbdis	139,24	m
CARGA BRUTA MÁXIMA = NAMO - Nivel desfogue 1U	Hbmáx	149,57	m
CARGA BRUTA MÍNIMA = NAMINO - Nivel desfogue 6U	Hbmín	129,91	m
CARGA NETA DE DISEÑO = Hbdis-Hfd	Hn	134,99	m
CARGA NETA MÁXIMA DE DISEÑO = Hbmáx - Hfmáx	Hmáx	145,32	m
CARGA NETA MÍNIMA DE DISEÑO = Hbmín - Hfmín	Hmín	125,66	m
PÉRDIDAS HIDRÁULICAS	Hfmín=Hfmáx=Hfd	4,25	m
EFICIENCIA DE LA TURBINA	ηt	0,9450	-
EFICIENCIA DEL GENERADOR	ηg	0,9850	-
EFICIENCIA HIDRÁULICA	ηh	0,9695	-
EFICIENCIA TOTAL	ηt=ηt*ηg*ηh	0,9024	-
POTENCIA TOTAL		3 600,00	MW
POTENCIA UNITARIA EN TURBINA		609,14	MW
POTENCIA UNITARIA EN TERMINALES DE GENERADOR		600,00	MW
GENERACIÓN MEDIA ANUAL* (Q eco- Déf 5%)		12851,98	GWh
GENERACIÓN MEDIA ANUAL* (Q eco- Déf 10%)		12612,40	GWh

En la Tabla 6- 126 se pueden observar que las variaciones en el volumen de escurrimiento media anual repercuten directa y únicamente en la generación media anual, debido a que el nivel de diseño en todos los escenarios es el mismo, por lo que se sigue cumpliendo con las restricciones de operación (carga neta mínima > 65% carga neta, carga bruta máxima < 125 % carga neta).





Con la finalidad de resumir y comparar los resultados obtenidos en todos los escenarios planteados, en la Tabla 6- 127 se presenta una recopilación de los mismos.

Tabla 6- 127: Resumen de resultados

		Déficit de ge	neración 5%		Déficit de generación 10%					
Escurrimientos	Demanda diaria Aportació		Generación total	FP	Demanda diaria	Aportación	Generación total	FP		
	hm³	hm ³	GWh	-	hm³	hm ³	GWh	-		
Totales al sitio	108,29	43 721,68	14 829,15	0,47	121,93	43 721,68	14 583,14	0,46		
Considerando el Caudal ecológico	92,24	37 734,01	12 851,98	0,41	104,46	37 657,30	12612,4	0,40		

Fuente y Elaborado: CFE

Simulación de un año medio en el embalse del PH Santiago

Por último, se considera pertinente demostrar el comportamiento del embalse en un año medio, considerando la operación del embalse con un NAMO y NAMINO a las cotas 448 y 434 msnm, respectivamente. A continuación, en la Figura 6- 150 y Tabla 6- 128 se presenta el comportamiento de un año medio en el embalse, tomando en cuenta el volumen útil de iniciar la simulación con el volumen en el embalse al NAMO.

Tabla 6- 128: Comportamiento en un año medio en el embalse

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic					
Aportación	3 016	3 106	3 494	4 091	4 430	4 724	4 612	3 600	3 191	3 269	3 096	3 095					
Demanda (hm³)	3 357	3 086	3 357	3 249	3 357	3 249	3 357	3 357	3 249	3 357	3 249	3 357					
Simulación (hm³)	1 163	1 183	1 320	1 504	1 504	1 504	1 504	1 504	1 446	1 358	1 205	1 159					
Vol _{vert} (hm ³)	0	0	0	658	1 073	1 475	1 255	243	0	0	0	0					
Déficit (hm³)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	216					
				Fuer	nte y Elab	Fuente y Elaborado: CFE											





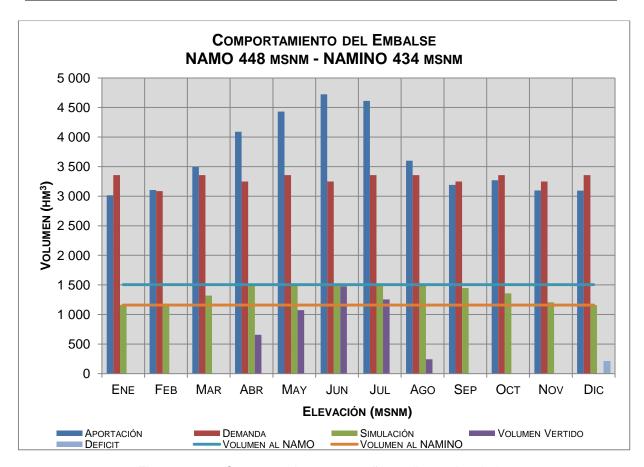


Figura 6- 150: Comportamiento en un año medio en el embalse Fuente y Elaborado: CFE

Al final, la cuenca drenada hasta el sitio del P.H. Santiago es de 22 259 km². El escurrimiento medio anual determinado al sitio del proyecto con información actualizada al año 2012 es de 43 722 hm³, el cual que corresponde a un caudal medio anual de 1 385,50 m³/s. Los caudales y escurrimientos medios diarios con los que se realizó el presente estudio provienen una muestra de 29 años que abarca desde el año 1984 hasta 2012.

Para establecer la cota óptima para el NAMO, se realizaron simulaciones analíticas con el objetivo de encontrar la mejor combinación que garantice la mayor generación firme, con la mayor capacidad útil en el embalse (capacidad entre NAMO y NAMINO), considerando como NAMO máximo la elevación 448 msnm, con el cual se garantiza la seguridad de la obras ante la presencia de avenidas máximas y se evitan afectaciones en el poblado ubicado aguas arriba del embalse, resultando la cota optima la elevación 448 msnm.

Por otra parte, a partir de diversos niveles propuestos se definió el NAMINO a la cota 434 msnm, garantizando la mayor generación firme, en las cuales se tomó como NAMO la cota obtenida anteriormente.

Con respecto a la potencia instalable del proyecto, en el estudio de prefactibilidad se definió en conjunto con CELEC EP, que la potencia instalada a adoptar fuese la que se encuentre en el orden de un factor de planta de 0,50. De lo anterior, en dicho estudio la potencia resultante





para dicho factor de planta fue la correspondiente a 3 600 MW, siendo establecida como la potencia seleccionada en el presente estudio de factibilidad.

En el presente estudio, se plantearon dos escenarios para el análisis del funcionamiento de vaso y, a su vez, dos variantes de los mismos. El primer escenario de análisis fue el que corresponde a la simulación del funcionamiento de vaso considerando los escurrimientos totales al sitio del PH Santiago; esto con sus variantes respectivas del 5% y 10% de déficit de generación. Por otro lado, se realizó la simulación del segundo escenario, el cual considera la entrega del caudal ecológico, siendo del 20% en época de secas y del 30% en época de lluvias (de los escurrimientos medios diarios). Dichos porcentajes fueron determinados en el Estudio Hidrológico del P.H. Santiago, a partir del Método de Tennant (1). Cabe destacar que estos valores podrían modificarse al concluirse el diseño definitivo del caudal ecológico.

Con la finalidad de optimizar la generación de la central y el almacenamiento de los escurrimientos que llegarán al embalse, se propone reducir la matriz de escurrimientos totales con base en los valores determinados para el caudal ecológico, esto se logró mediante un proceso iterativo en el cual se sustrae el caudal ecológico de los escurrimientos totales solo cuando la central no está operando, debido a que, cuando ésta se encuentra en operación, el caudal turbinado garantiza la entrega del caudal ecológico comprometido.

Para cada uno de los escenarios y sus variantes, se ajustó la demanda diaria para garantizar el 5% o 10% de déficit, según sea el caso. Las demandas para cada uno de los escenarios son las presentadas en la Tabla 6- 129, la cual se reproduce a continuación.

Tabla 6- 129: Demandas para diferentes escenarios

Escurrimientos		Déficit de ge	neración 5%		Déficit de generación 10%					
	Demanda diaria Aportaci		Generación total	FP	Demanda diaria	Aportación	Generación total	FP		
	hm ³	hm ³	GWh	-	hm³	hm ³	GWh	-		
Totales al sitio	108,29	43 721,68	14 829,15	0,47	121,93	43 721,68	14 583,14	0,46		
Considerando el Caudal ecológico	92,24	37 734,01	12 851,98	0,41	104,46	37 657,30	12612,4	0,40		

Fuente y Elaborado: CFE

A partir de las perspectivas hidroenergéticas de la República del Ecuador, incluidas en su Plan Maestro de Electrificación, será necesario plantear la conveniencia de la incorporación del proyecto al sistema nacional, mediante el establecimiento de las potencias requeridas a través de distintas etapas equipamiento, estableciendo, por ejemplo, el arranque y puesta en marcha de la mitad de la capacidad instalada y la incorporación de las demás máquinas dependiendo de la demanda en potencia que solicite el sistema, a partir del plan de expansión energética del país. Ver MAPA IGP 001_Esquema_de_Obras_A1.