



# ESPE

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS**  
**INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA**

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA  
CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**PROYECTO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL**

**TEMA: DISEÑO GEO ESTRUCTURAL DE UNA CENTRAL  
HIDROELÉCTRICA CASO DE APLICACIÓN SAN JERÓNIMO.**

**AUTOR: OVIEDO COELLO XAVIER OTONIEL**

**DIRECTOR: ING. ERNESTO PRO**

**CODIRECTOR: ING. HUGO BONIFAZ**


**SANGOLQUI**

**2015**

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. **XAVIER OTONIEL OVIEDO COELLO** como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniera Civil.

Sangolquí, Agosto de 2015.



Ing. Ernesto Pro.

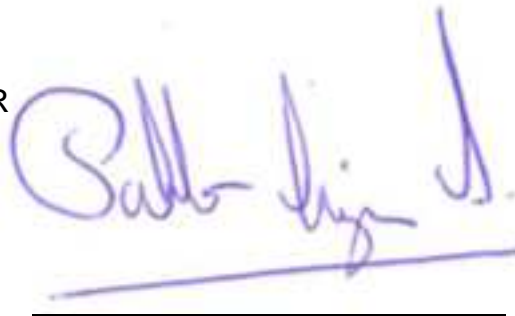
DIRECTOR DE TESIS



Ing. Hugo Bonifaz

CODIRECTOR DE TESIS

REVISADO POR



ING. PABLO CAIZA PhD.

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

## DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

**XAVIER OTONIEL OVIEDO COELLO**

Declaro que:

El proyecto de grado denominado “**DISEÑO GEO ESTRUCTURAL DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA CASO DE APLICACIÓN SAN JERÓNIMO**”, ha sido desarrollado con base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las referencias que constan en las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del proyecto de grado en mención.

Sangolquí, Agosto de 2015



---

XAVIER OTONIEL OVIEDO COELLO.

## AUTORIZACIÓN

Yo, **XAVIER OTONIEL OVIEDO COELLO**

Autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, la publicación, en la biblioteca virtual de la Institución, del trabajo “**DISEÑO GEO ESTRUCTURAL DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA CASO DE APLICACIÓN SAN JERÓNIMO**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Agosto 2015

A handwritten signature in blue ink, consisting of a large, stylized initial 'X' followed by several vertical strokes, all contained within a large, irregular oval shape.

---

XAVIER OTONIEL OVIEDO COELLO

## DEDICATORIA

A mi Dios bendito por permitirme ser lo que soy, a mi amada Esposa Mayra Subia por ser el complemento ideal en mi vida y por poder apoyarme en ti con seguridad en cualquier momento, siendo mi mujer maravilla. A mis hijos Domenica, Francisco y Franccesca, a Uds mis amores les dedico este trabajo, queriendo dejar en Uds. Un legado de constancia, trabajo y conocimiento.

A mis queridos Padres Xavier Oviedo y Martha Coello por darme los valores para poder alcanzar mis objetivos y darme el gusto de sentirme orgulloso de Uds.

A mis queridos Suegros Wilson Subia y Maggui Landeta, por darme la tranquilidad de saber que mis hijos estan bien cuidados y por su apoyo incondicional.

A mi hermana querida Ximena Oviedo, mi cuñado y sobrinos Isabella e Ian por darme su apoyo constante y ser parte de mi vida.

A todos mis profesores que dejaron en mi una parte de su conocimiento y ser los pilares en este camino de investigación, en especial a los Srs. Ing. Ernesto Pro, Ing. Hugo Bonifaz, Ing. Edgar Carvajal, Ing. Marcelo Guerra, Ing. Pugarin, Ing. Anita Haro, Ing. Milton Silva, Ing. Verónica Rea, Ing. Ricardo Duran, Ing. Jorge Zuñiga, Ing. Pablo Gomez, Ing. Patricio Romero, Dr. Washintong Sandoval y Dr. Roberto Aguiar.

Xavier Otoniel Oviedo Coello.

## **AGRADECIMIENTO**

Un agradecimiento especial a mi gloriosa Institución (Ejército ecuatoriano) por darme la oportunidad de perfeccionarme técnicamente, a mi amada familia ya que son mi motivación principal para culminar con éxito cualquier meta que nos pongamos y a todos los dignísimos Maestros que pasaron los diferentes niveles conmigo, entregando conocimiento y generando en mí una visión integral técnica.

Xavier Otoniel Oviedo Coello.

## INDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN .....	i
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD .....	ii
AUTORIZACIÓN .....	iii
DEDICATORIA .....	iv
AGRADECIMIENTO.....	v
INDICE DE CONTENIDOS.....	vi
INDICE DE FIGURAS.....	xii
INDICE DE TABLAS .....	xvi
LISTA DE ANEXOS .....	xix
ABSTRACT .....	xxi
CAPITULO I .....	1
GENERALIDADES.....	1
1.1    INTRODUCCIÓN.....	1
1.2    OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN.....	2
OBJETIVO GENERAL.....	2
Diseño Geoestructural de pequeñas Centrales Hidroeléctricas. ....	2
OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	2
1.3    JUSTIFICACIÓN. ....	2
1.4    LOCALIZACIÓN.....	3
1.5    METODOLOGÍA. ....	4
1.6    DEFINICIONES IMPORTANTES. ....	4
1.6.1    HIDROELÉCTRICA.....	4
1.6.2    DISEÑO .....	4
1.6.3    ENERGÍA RENOVABLE .....	5
1.7    CLASIFICACIÓN DE HIDROELÉCTRICAS. ....	5
1.8    TOPOGRAFÍA.....	6
1.9    PARÁMETROS GENERALES PARA CÁLCULOS .....	7

1.9.1	COMBINACIONES DE CARGAS PARA DISEÑO POR ÚLTIMA RESISTENCIA...	7
1.9.2	MARCO SÍSMICO .....	9
1.9.3	MÉTODO DE BALASTO .....	11
1.9.4	MATERIALES.....	13
1.9.4.1	HORMIGÓN.....	14
1.9.4.2	ACERO DE REFUERZO.....	16
1.9.4.2.1	REFUERZO POR TEMPERATURA Y CONTRACCIÓN .....	16
1.9.4.2.2	REFUERZO MÍNIMO.....	16
1.9.4.2.3	PROTECCIÓN DE LAS VARILLAS .....	17
1.10	ALTERNATIVAS. ....	18
1.11	JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.....	21
CAPITULO II .....		24
GEOLOGÍA - GEOTECNIA. ....		24
2.1	GEOLOGÍA.....	24
2.1.1	COLUVIAL.....	24
2.1.2	ALUVIAL.....	25
2.1.3	BRECHAS VOLCÁNICAS .....	26
2.2	GEOTECNIA .....	27
2.2.1	TRABAJO DE CAMPO .....	27
2.2.1.1	PERFORACIONES .....	27
2.2.1.2	SÍSMICA DE REFRACCIÓN .....	28
2.2.1.3	CALICATAS .....	30
2.2.2	TRABAJO DE LABORATORIO.....	30
2.2.2.1	PERFORACIONES .....	30
2.2.2.2	ENSAYOS DE CALICATAS .....	31
2.2.2.2.1	CALICATAS EN LA CAPTACIÓN.....	31
2.2.2.2.2	CALICATAS EN LA CONDUCCIÓN .....	32
2.2.2.2.3	CALICATAS EN LA CASA DE MÁQUINAS.....	32
2.2.3	NIVEL FREÁTICO .....	33
2.2.4	PROPIEDADES FÍSICO – MECÁNICOS DE MATERIALES.....	33
2.3	ESTUDIO DE ESTABILIDAD.....	35
2.3.1	ESTUDIO DE ESTABILIDAD SIN MEDIDAS DE SOSTENIMIENTO .....	38



2.3.2	ESTUDIO DE ESTABILIDAD CON MEDIDAS DE SOSTENIMIENTO .....	41
2.4	CAPACIDAD DE CARGA .....	45
2.4.1	CIMENTACIÓN .....	46
2.4.1.1	CIMENTACIÓN DE LA CAPTACIÓN.....	46
2.4.1.2	CIMENTACIÓN DE LA CONDUCCIÓN .....	49
2.4.1.3	CIMENTACIÓN DE LA CASA DE MÁQUINAS .....	50
<b>CAPITULO III .....</b>		<b>53</b>
<b>HIDROLOGÍA.....</b>		<b>53</b>
3.1	INTRODUCCIÓN .....	53
3.2	CURVAS DE DESCARGA DE ESTACIONES.....	55
3.2.1	BLANCO A.J. MIRA H013 .....	56
3.2.2	MIRA EN LITA H011 .....	56
3.3	AFOROS LÍQUIDOS – LEVANTAMIENTO DE CAMPO.....	57
3.4	CAUDALES MEDIOS EN ESTACIONES.....	60
3.5	CAUDALES CONCESIONADOS .....	68
3.6	CAUDALES DISPONIBLES EN LA CAPTACIÓN RÍO SAN JERÓNIMO.....	69
3.7	CAUDALES CARACTERÍSTICOS Y CURVAS DE DURACIÓN GENERAL.....	71
3.8	CAUDALES DISPONIBLES EN LA CAPTACIÓN RÍO SAN JERÓNIMO.....	72
3.9	CAUDAL ECOLÓGICO.....	73
3.10	CAUDAL APROVECHABLES PARA EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO .....	74
3.11	CURVAS DE VARIACIÓN ESTACIONAL EN EL SITIO DE LA CAPTACIÓN .....	75
3.12	CAUDALES MÁXIMOS EN EL SITIO DE CAPTACIÓN.....	78
3.12.1	CAUDALES MÁXIMOS MODELO 1 ANÁLISIS PROBABILÍSTICO .....	78
3.12.2	CAUDALES MÁXIMOS MODELO 2 PRECIPITACIÓN ESCURRIAMIENTO .....	81
3.12.2.1	MÉTODO HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS .....	81
3.13	SEDIMENTOLOGÍA .....	87
3.13.1	INFORMACIÓN DISPONIBLE .....	88
3.13.2	ANÁLISIS DE DATOS .....	89
3.13.2.1	ANÁLISIS DE DATOS .....	89
3.13.2.2	TRANSPORTE DE FONDO.....	92
<b>CAPITULO IV .....</b>		<b>97</b>
<b>DIMENSIONAMIENTO DE OBRAS HIDRÁULICAS.....</b>		<b>97</b>

4.1	INTRODUCCIÓN .....	97
4.2	OBRA DE TOMA.....	98
4.2.1	DISEÑO .....	100
4.2.2	TOMA LATERAL .....	101
4.3	AZUD DE DERIVACIÓN .....	107
4.4	ZAMPEADO .....	115
4.5	CANAL DE LIMPIEZA DEL AZUD.....	116
4.6	ENROCADO .....	119
4.7	ESCALA DE PECES.....	121
4.8	DESARENADOR.....	126
4.8.1	CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN (Desarenador).....	128
4.8.2	VERTEDERO DE EXCESOS DE LA CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN.....	133
4.8.3	VERTEDERO DE DERIVACIÓN HACIA EL TANQUE DE CARGA .....	134
4.8.4	ORIFICIO DE LIMPIEZA Y CANAL DE EXCESOS DEL TANQUE DE SEDIMENTACIÓN .....	135
4.8.5	TANQUE DE CARGA .....	135
4.9	CONDUCCIÓN.....	140
4.9.1	CONDICIONES GENERALES .....	141
4.9.2	COTAS DE NIVEL MÍNIMO EN EL TANQUE DE CARGA .....	141
4.9.3	CÁLCULOS .....	141
4.9.4	ANÁLISIS PARA LA SELECCIÓN DE LA TUBERÍA .....	146
4.9.4.1	CONDICIONES NORMALES DE OPERACIÓN DE LA TUBERÍA PRFV.....	150
4.9.5	ESPESOR DE LA TUBERÍA DE ACERO.....	150
4.10	BLOQUES DE ANCLAJE EN LA CONDUCCIÓN.....	154
4.10.1	DEFLEXIONES HORIZONTALES .....	154
4.10.2	DEFLEXIONES CÓNCAVAS.....	155
4.10.3	DEFLEXIONES CONVEXAS .....	156
4.10.4	DERIVACIONES .....	156
4.11	INSTALACIÓN .....	157
4.12	DESCRIPCIÓN DE LA TUBERÍA DE PRESIÓN Y RESULTADOS.....	158
4.13	EVALUACIÓN HIDRÁULICA DE LA TUBERÍA DE PRESIÓN .....	159
4.13.1	PÉRDIDAS DE CARGA .....	159
4.13.2	PÉRDIDAS CONTINUAS .....	159

4.13.3	PÉRDIDAS LOCALIZADAS .....	161
4.13.4	PÉRDIDAS POR EMBOCADURA .....	162
4.13.5	PÉRDIDAS POR REJILLA .....	162
4.13.6	PÉRDIDAS EN LOS CODOS .....	162
4.13.7	PÉRDIDAS EN LAS VÁLVULAS.....	164
4.13.8	PÉRDIDAS POR DERIVACIÓN .....	165
4.13.9	PÉRDIDAS POR ESTRECHAMIENTO DE LA TUBERÍA.....	167
4.14	VÁLVULAS .....	167
4.14.1	VÁLVULAS DE AIRE .....	167
4.14.1.1	UBICACIÓN Y TIPO DE VÁLVULAS .....	168
4.14.2	VÁLVULAS DE DESAGUE.....	169
4.14.2.1	UBICACIÓN Y TIPO DE VÁLVULAS .....	169
4.15	ANÁLISIS DE FLUJO NO PERMANENTE .....	171
4.16	TIEMPO DE OPERACIÓN MÍNIMO DE LAS VÁLVULAS.....	180
4.17	VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL.....	182
4.17.1	AZUD Y OBRAS ANEXAS .....	182
4.17.2	VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD DE AZUD .....	184
4.17.2.1	PRESIÓN INTERNA Y SUB-PRESIÓN .....	186
4.17.2.2	SISMO .....	186
4.17.3	DESARENADOR.....	191
4.17.4	TANQUE DE CARGA .....	192
CAPITULO V .....		194
CASA DE MÁQUINAS.....		194
5.1	INTRODUCCIÓN .....	194
5.2	CÁLCULO DE LA BASE DEL GENERADOR.....	196
5.3	CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA VERTICAL DE LA CASA DE MÁQUINAS.....	203
5.3.1	CADENAS .....	204
5.3.2	COLUMNAS .....	204
5.3.3	CARGAS ACTUANTES .....	205
5.3.4	CORTANTE BASAL (V).....	206
5.3.5	CÁLCULO DE LA ZAPATA DE LAS COLUMNAS .....	212
5.4	CUBIERTA METÁLICA .....	217

5.5	FOSA DE TURBINA .....	219
5.6	PUENTE GRUA .....	223
5.7	RIEL DEL PUENTE GRUA .....	227
<b>CAPITULO VI .....</b>		<b>230</b>
<b>POTENCIA Y PRODUCCIÓN .....</b>		<b>230</b>
6.1	POTENCIA INSTALADA .....	230
6.2	POTENCIA MÁXIMA.....	231
6.3	PRODUCCIÓN ANUAL PROMEDIO .....	232
6.4	PRODUCCIÓN DE ENERGÍA.....	235
6.5	SELECCIÓN TIPO Y NUMERO DE TURBINAS .....	237
<b>CAPITULO VII .....</b>		<b>240</b>
<b>PRESUPUESTO .....</b>		<b>240</b>
7.1	PRESUPUESTO .....	240
<b>CAPITULO VIII .....</b>		<b>241</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>		<b>241</b>
8.1	INTRODUCCIÓN .....	241
8.2	GEOLOGÍA – GEOTÉCNIA.....	242
8.3	HIDROLOGÍA .....	244
8.4	HIDRÁULICA .....	248
8.5	CASA DE MÁQUINAS.....	253
8.6	RECOMENDACIONES.....	254
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....</b>		<b>255</b>
<b>Bibliografía.....</b>		<b>255</b>

## INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Localización</i> .....	3
<i>Figura 2. Implantación General</i> .....	6
<i>Figura 3. Mapa de zonificación del factor Z</i> .....	10
<i>Figura 4. Implantación de Alternativas</i> .....	18
<i>Figura 5. Perfil Conducción Alternativa 1</i> .....	19
<i>Figura 6. Esquema del canal tipo sección transversal</i> .....	20
<i>Figura 7. Sección Zanja Tubería Conducción</i> .....	20
<i>Figura 8. Análisis Multicriterio</i> .....	23
<i>Figura 9. Depósito coluvial</i> .....	25
<i>Figura 10. Depósito aluvial</i> .....	26
<i>Figura 11. Ubicación Líneas Sísmicas Captación</i> .....	28
<i>Figura 12. Ubicación Líneas Sísmicas Casa Máquinas</i> .....	29
<i>Figura 13. Supuestos y Equilibrio de Fuerzas (Bishop, 1955)</i> .....	35
<i>Figura 14. Resolución gráfica de las superficies de rotura con factor de seguridad mínimo de 1'3 para el talud localizado en la casa de máquinas. Factor de seguridad mínimo obtenido (FS=0,762). (Rocscience)</i> .....	39
<i>Figura 15. Resolución gráfica de las superficies de rotura con factor de seguridad mínimo de 1'1 con factor sísmico, para el talud localizado en la casa de máquinas. (Rocscience)</i> .....	40
<i>Figura 16. Resolución gráfica de la superficie de rotura con factor de seguridad mínimo para el talud frontal. (Rocscience)</i> .....	44
<i>Figura 17. Carga Admisible Captación</i> .....	49
<i>Figura 18. Carga Admisible Casa de máquinas</i> .....	52
<i>Figura 19. Hidrología – Cuenca San Jerónimo (IGM, 2014)</i> .....	53
<i>Figura 20. Ubicación Estaciones Hidrológicas (IGM, 2014)</i> .....	55
<i>Figura 21. Sección de Aforo 1 río San Jerónimo</i> .....	58
<i>Figura 22. Sección de Aforo 2 río San Jerónimo</i> .....	58
<i>Figura 23. Sección de Aforo 3 río Blanco</i> .....	59
<i>Figura 24. Caudales medios mensuales estaciones hidrológicas (m3/s) (INAMHI)</i> .....	61
<i>Figura 25. Regresión lineal entre Caudales medios mensuales Blanco A.J Mira y Mira en Lita (m3/s)</i> .....	65
<i>Figura 26. Regresión lineal entre Caudales medios mensuales Blanco A.J Mira y la precipitación mensual San Juan Lachas</i> .....	65
<i>Figura 27. Variación cronológica de caudales medios anuales en la estación Blanco AJ Mira (m3/s)</i> .....	67
<i>Figura 28. Caudales medios mensuales en la estación Blanco AJ Mira (m3/s)</i> .....	67

<b>Figura 29. Curva de duración General caudales diarios río San Jerónimo en la captación (m3/s)...</b>	<b>72</b>
<b>Figura 30. Curva de duración General caudales aprovechable río San Jerónimo en la captación (m3/s).....</b>	<b>75</b>
<b>Figura 31. Curva de variación Estacional diarios sitio captación río San Jerónimo en la captación (m3/s).....</b>	<b>76</b>
<b>Figura 32. Curva de diseño vs caudal aprovechable 55% (m3/s).....</b>	<b>77</b>
<b>Figura 33. Histograma para 60 min Tr 50 años .....</b>	<b>83</b>
<b>Figura 34. Esquema de modelación cuenca Río San Jerónimo (HEC-HMS, 2011).....</b>	<b>85</b>
<b>Figura 35. Hidrograma de crecida (Tr=100 años) captación río San Jerónimo (HEC-HMS, 2011) ....</b>	<b>86</b>
<b>Figura 36. Relación caudal líquido vs. Caudal sólido H013 Blanco AJ Mira.....</b>	<b>90</b>
<b>Figura 37. Componentes de la Captación .....</b>	<b>98</b>
<b>Figura 38. Corte y Planta de la Captación.....</b>	<b>100</b>
<b>Figura 39. Esquema de corte transversal del orificio de captación.....</b>	<b>102</b>
<b>Figura 40. Coeficientes de pérdidas según el tipo de barrote .....</b>	<b>103</b>
<b>Figura 41. Esquema de un orificio .....</b>	<b>104</b>
<b>Figura 42. Esquema del Azud perfil tipo umbral (US Army) .....</b>	<b>108</b>
<b>Figura 43. Coeficiente de descarga de un vertedero con pared vertical aguas arriba .....</b>	<b>109</b>
<b>Figura 44. Perfil de azud.....</b>	<b>111</b>
<b>Figura 45. Esquema del resalto hidráulico.....</b>	<b>112</b>
<b>Figura 46. Coeficiente de descarga de un vertedero con pared vertical aguas arriba .....</b>	<b>113</b>
<b>Figura 47. Coeficiente para radio mínimo entre azud y zampeado .....</b>	<b>114</b>
<b>Figura 48. Corte longitudinal del canal de limpieza del azud –río San Jerónimo .....</b>	<b>116</b>
<b>Figura 49. Curva de Shields para movimiento incipiente de sedimentos .....</b>	<b>119</b>
<b>Figura 50. Curva de velocidad en función del peso y del diámetro del material de protección.....</b>	<b>120</b>
<b>Figura 51. Sección de la escalera de peces del río San Jerónimo .....</b>	<b>121</b>
<b>Figura 52. Esquema de Vertedero de pared delgada en canal rectangular .....</b>	<b>125</b>
<b>Figura 53. Ecuaciones utilizadas .....</b>	<b>125</b>
<b>Figura 54. Corte transversal del desarenador .....</b>	<b>127</b>
<b>Figura 55. Dimensiones de la cámara retenedora de sedimentos.....</b>	<b>129</b>
<b>Figura 56. Alturas mínimas en el tanque de carga.....</b>	<b>138</b>
<b>Figura 57. Editor de propiedades de los tanques de carga .....</b>	<b>142</b>
<b>Figura 58. Registro de datos,propiedades en nudos .....</b>	<b>142</b>
<b>Figura 59. Propiedades tuberías .....</b>	<b>143</b>
<b>Figura 60. Trazado y características del tramo .....</b>	<b>143</b>
<b>Figura 61. Resultados de los nudos de la conducción.....</b>	<b>144</b>
<b>Figura 62. Resultados de presiones en la conducción .....</b>	<b>145</b>
<b>Figura 63. Resultados del perfil de carga piezométrica .....</b>	<b>145</b>

<b>Figura 64. Distribución de presión</b> .....	146
<b>Figura 65. Clasificación de suelos naturales (Flowite)</b> .....	148
<b>Figura 66. Material de relleno (Flowite)</b> .....	149
<b>Figura 67. Zanja estandar, profundidad max en m, cargas de tráfico 1600 lb fuerza (Flowite)</b> .....	149
<b>Figura 68. Tramo final de la conducción</b> .....	150
<b>Figura 69. Zanja tipo (Flowite)</b> .....	157
<b>Figura 70. Tubería de presión de Pequeñacentral San Jerónimo</b> .....	159
<b>Figura 71. Ceficientes de pérdidas para codos segmentados</b> .....	163
<b>Figura 72. Ceficientes de pérdidas para codos segmentados o compuestos (Sotelo, Hidráulica General, 1997)</b> .....	163
<b>Figura 73. Esquema de bifurcación</b> .....	165
<b>Figura 74. Abaco para determinar <math>\xi'_{c.s}</math> (Idelchik, 1960)</b> .....	166
<b>Figura 75. Ubicación válvulas de aire y desague</b> .....	168
<b>Figura 76. Envoltente de presiones máx y mín producidas por el cierre de válvula izq en 10s</b> .....	172
<b>Figura 77. Envoltente de presiones máx y mín producidas por el cierre de válvula izq en 30s</b> .....	173
<b>Figura 78. Envoltente de presiones máx y mín producidas por el cierre de válvula izq en 60s</b> .....	174
<b>Figura 79. Golpe de Ariete producido por cierre de válvula Izq</b> .....	175
<b>Figura 80. Evolución de la sobrepresión a lo largo de la tubería para los diferentes tiempos de cierre</b> .....	175
<b>Figura 81. Evolución de presiones máximas y mínimas producidas por el cierre simultáneo en 10s</b> .....	176
<b>Figura 82. Envoltente de presiones máximas y mínimas producidas por el cierre simultáneo en 180s</b> .....	176
<b>Figura 83. Golpe de ariete producido en la válvula de cierre en los cinco distintos escenarios</b> .....	177
<b>Figura 84. Envoltente de presiones máx y mín producidas por apertura simultánea en 10s</b> .....	178
<b>Figura 85. Envoltente de presiones máx y mín producidas por apertura simultánea en 60s</b> .....	179
<b>Figura 86. Implantación de la captación y desarenador del río San Jerónimo</b> .....	182
<b>Figura 87. Seccionamiento del Azud</b> .....	186
<b>Figura 88. Modelo Típico de cálculo del desarenador</b> .....	191
<b>Figura 89. Vista en planta Casa de Máquinas</b> .....	194
<b>Figura 90. Corte Típico de Casa de Máquinas</b> .....	195
<b>Figura 91. Corte Típico de Casa de Máquinas</b> .....	195
<b>Figura 92. Cargas dispuestas por fabricante de equipos</b> .....	196
<b>Figura 93. Cargas dispuestas por fabricante de equipos</b> .....	197
<b>Figura 94. Modelo a elementos finitos para la base del generador de la casa de máquinas</b> .....	203
<b>Figura 95. Modelo para la estructura de hormigón de la casa de máquinas</b> .....	204
<b>Figura 96. Tipo de suelo y factores de sitio Fa (NEC, 2015)</b> .....	207

<b>Figura 97. Tipo de suelo y factores de sitio <math>F_d</math> (NEC, 2015)</b> .....	208
<b>Figura 98. Tipo de suelo y factores de sitio <math>F_s</math> (NEC, 2015)</b> .....	208
<b>Figura 99. (Carga viva por puente grua) aplicada a la estructura de la casa de máquinas</b> .....	211
<b>Figura 100. Diagrama de Momento y cortantes portico interno</b> .....	211
<b>Figura 101. Área de acero requerido para los elementos con detalle de la ménsula</b> .....	212
<b>Figura 102. Reacción de mayor valor en el nudo 7</b> .....	212
<b>Figura 103. Cubierta Cssa de máquinas</b> .....	217
<b>Figura 104. Resultados de elementos diseñados y diagrama esfuerzo axial</b> .....	219
<b>Figura 105. Modelo para cálculo de la fosa</b> .....	221
<b>Figura 106. Diagrama de acero de refuerzo de la fosa de turbina</b> .....	222
<b>Figura 107. Reacciones en la losa de cimentación</b> .....	222
<b>Figura 108. Características del Puente Grua</b> .....	223
<b>Figura 109. Diagramas</b> .....	226
<b>Figura 110. Caudal de diseño Vs caudal aprovechado 55%</b> .....	234
<b>Figura 111. Potencia Generada</b> .....	236
<b>Figura 112. Energía Generada</b> .....	236
<b>Figura 113. Turbina Pelton (ENERGÍA, 1995)</b> .....	237
<b>Figura 114. Abaco para selección de Turbina (ENERGÍA, 1995)</b> .....	239
<b>Figura 115. Presupuesto</b> .....	240



## INDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1 Valores de factor Z (NEC, 2015).....</i>	<i>11</i>
<i>Tabla 2 Resultados Obtenidos para K30 (Terzaghi, 1943).....</i>	<i>12</i>
<i>Tabla 3 Valores K30 propuestos por diversos autores .....</i>	<i>13</i>
<i>Tabla 4 Clasificación Mezclas de Hormigón .....</i>	<i>15</i>
<i>Tabla 5 Características de Conducción No.1 .....</i>	<i>19</i>
<i>Tabla 6 Resumen de Líneas Sísmicas.....</i>	<i>29</i>
<i>Tabla 7 Ubicación de Calicatas.....</i>	<i>30</i>
<i>Tabla 8 Ensayos y Normas.....</i>	<i>31</i>
<i>Tabla 9 Resumen de Propiedades de las Calicatas.....</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 10 Valores Orientativos de <math>\tau_u</math> para los diferentes tipos de rocas y suelos (CICCP, 1996) .....</i>	<i>41</i>
<i>Tabla 11 Capacidad portante del suelo en función de N (número de golpes).....</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 12 Resumen Propiedades de Suelo Captación.....</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 13 Resumen Propiedades de Suelo Conducción .....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 14 Resumen Propiedades de Suelo Casa de Máquinas. ....</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 15 Características Físicas y Morfológicas del río San Jerónimo.....</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 16 Información Hidrométrica disponible (INAMHI).....</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 17 Curva de descarga en la estación Blanco A.J. Mira (INAMHI) .....</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 18 Curva de descarga en la estación Mira en Lita (INAMHI).....</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 19 Resultados Aforos Líquidos(seción 1) .....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 20 Resultados Aforos Líquidos(seción 2) .....</i>	<i>58</i>
<i>Tabla 21 Resultados Aforos Líquidos(seción 3) .....</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 22 Coeficiente de simultaneidad de caudales entre río San Jerónimo y Mira .....</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 23 Caudales medios en estaciones hidrológicas(m<sup>3</sup>/s) (INAMHI) .....</i>	<i>60</i>
<i>Tabla 24 Caudales medios mensuales H013 Blanco A.J. Mira (INAMHI).....</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 25 Caudales medios mensuales H011 Mira en Lita (INAMHI).....</i>	<i>63</i>
<i>Tabla 26 Caudales medios anuales y específicos en las estaciones hidrológicas (INAMHI).....</i>	<i>64</i>
<i>Tabla 27 Relaciones en el relleno y extensión de caudales medios mensuales.....</i>	<i>66</i>
<i>Tabla 28 Caudales medios mensuales en la estación H013 Blanco Aj Mira (INAMHI).....</i>	<i>66</i>
<i>Tabla 29 Caudales medios mensuales en el Río San Jerónimo (m<sup>3</sup>/s) .....</i>	<i>70</i>
<i>Tabla 30 Caudales medios naturales en la captación (m<sup>3</sup>/s).....</i>	<i>70</i>
<i>Tabla 31 Caudales característicos en valores medios mensuales y diarios río San Jerónimo en captación (m<sup>3</sup>/s) .....</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 32 Caudales aprovechables para el proyecto Hidroeléctrico San Jerónimo .....</i>	<i>74</i>
<i>Tabla 33 Curva de Variación Estacional caudales diarios en captación río San Jerónimo (m<sup>3</sup>/s).....</i>	<i>75</i>

<i>Tabla 34 Curva de Variación Estacional caudales diarios aprovechable en la captación río San Jerónimo (m<sup>3</sup>/s) .....</i>	<i>77</i>
<i>Tabla 35 Serie de caudales máximos instantáneos en la estación H013 Blanco AJ. Mira (m<sup>3</sup>/s) .....</i>	<i>79</i>
<i>Tabla 36 Caudales máximos en la estación H013 .....</i>	<i>80</i>
<i>Tabla 37 Caudales máximos en la captación río San Jerónimo .....</i>	<i>80</i>
<i>Tabla 38 Lámina de precipitación del evento considerado .....</i>	<i>83</i>
<i>Tabla 39 Tipos de Suelos Hidrológicos (Fatorelli &amp; Fernandez, 2011) .....</i>	<i>84</i>
<i>Tabla 40 Número de Curva CN ponderado en la cuenca río San Jerónimo .....</i>	<i>84</i>
<i>Tabla 41 Parámetros para la determinación de los caudales máximos .....</i>	<i>85</i>
<i>Tabla 42 Caudales máximos en la captación río San Jerónimo-Modelo 2 .....</i>	<i>86</i>
<i>Tabla 43 Registro de Aforos sólidos en a estación H013 Blanco AJ Mira (INAMHI) .....</i>	<i>89</i>
<i>Tabla 44 Carga de sólidos en suspensión en la estación H013 Blanco AJ Mira (ton) .....</i>	<i>91</i>
<i>Tabla 45 Valores medios y anuales de sólidos en suspensión en la estación H013 Blanco AJ Mira (ton) .....</i>	<i>91</i>
<i>Tabla 46 Carga de sólidos en suspensión anual en la captación San Jerónimo (ton) .....</i>	<i>92</i>
<i>Tabla 47 Criterios para la estimación del transporte de sólidos de fondo (FAO, 1997) .....</i>	<i>92</i>
<i>Tabla 48 Caudal sólido de fondo hasta la captación-Modelo 1(ton/año) .....</i>	<i>93</i>
<i>Tabla 49 Transporte de fondo hasta la captación-Modelo 2 (ton/año) .....</i>	<i>95</i>
<i>Tabla 50 Caudales captados a través de la rejilla para río San Jerónimo .....</i>	<i>104</i>
<i>Tabla 51 Caudales de Ingreso al canal de limpieza del azul .....</i>	<i>117</i>
<i>Tabla 52 Coeficiente para el cálculo de desarenadores de baja velocidad (Sparrow, 2008) .....</i>	<i>130</i>
<i>Tabla 53 Datos para el dimensionamiento .....</i>	<i>130</i>
<i>Tabla 54 Caudales de análisis para los tramos de conducción del sistema .....</i>	<i>140</i>
<i>Tabla 55 Cotas de nivel mínimo, al inicio de la conducción .....</i>	<i>141</i>
<i>Tabla 56 Datos para selección de tubería .....</i>	<i>148</i>
<i>Tabla 57 Características hidráulicas principales de la conducción tramo final .....</i>	<i>153</i>
<i>Tabla 58 Características físicas de los tramos de conducción tramo final .....</i>	<i>154</i>
<i>Tabla 59 Bloques de anclajes para deflexiones horizontales .....</i>	<i>155</i>
<i>Tabla 60. Bloques de anclaje para deflexiones verticales cóncavas .....</i>	<i>155</i>
<i>Tabla 61 Bloques de anclaje para deflexiones verticales convexa .....</i>	<i>156</i>
<i>Tabla 62 Bloques de anclaje para derivaciones .....</i>	<i>157</i>
<i>Tabla 63 Coeficientes de pérdidas .....</i>	<i>164</i>
<i>Tabla 64 Coeficientes de pérdidas según ángulo .....</i>	<i>165</i>
<i>Tabla 65 Variación de A' de acuerdo a la relación Fs/Fc .....</i>	<i>166</i>
<i>Tabla 66 Coeficiente de pérdida por reducción gradual de diámetro .....</i>	<i>167</i>
<i>Tabla 67 Resultados de válvulas de aire .....</i>	<i>169</i>
<i>Tabla 68 Válvulas de purga .....</i>	<i>170</i>

<i>Tabla 69 Escenarios de análisis para tubería de presión.....</i>	<i>179</i>
<i>Tabla 70 Tiempos de Operación Mínimos .....</i>	<i>181</i>
<i>Tabla 71 Datos para calculo estabilidad .....</i>	<i>187</i>
<i>Tabla 72 Resultados obtenidos de estabilidad contra volcamiento .....</i>	<i>188</i>
<i>Tabla 73 Resultados obtenidos de estabilidad contra deslizamiento.....</i>	<i>188</i>
<i>Tabla 74 Resultados obtenidos de presiones en la base .....</i>	<i>189</i>
<i>Tabla 75 Resultados de área de acero requerida en Azud .....</i>	<i>190</i>
<i>Tabla 76 Clasificación de los perfiles de suelo (NEC, 2015) .....</i>	<i>209</i>
<i>Tabla 77 Valores de K segu tipo de apoyo.....</i>	<i>225</i>
<i>Tabla 78 Datos Característicos.....</i>	<i>233</i>
<i>Tabla 79 Rendimientos electromecánicos.....</i>	<i>233</i>
<i>Tabla 80 Caudal Diario aprovechable Río San Jerónimo (m<sup>3</sup>/s) .....</i>	<i>234</i>
<i>Tabla 81 Resultados obtenidos .....</i>	<i>235</i>
<i>Tabla 82 Resumen resultados obtenidos Carga Total de Sólidos .....</i>	<i>248</i>
<i>Tabla 83 Resumen resultados obtenidos Obra de Toma.....</i>	<i>249</i>
<i>Tabla 84 Resumenresultados obtenidos Azud.....</i>	<i>250</i>
<i>Tabla 85 Resumen resultados Presión Máxima para cada tiempo de cierre.....</i>	<i>251</i>
<i>Tabla 86 Resumen resultados Presión Máxima para cada tiempo de apertura .....</i>	<i>251</i>
<i>Tabla 87 Resumen resultados Presión Máxima para cada tiempo de apertura simultanea.....</i>	<i>252</i>

## LISTA DE ANEXOS

- ANEXO 1: Líneas de refracción Sísmicas
- ANEXO 2: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)
- ANEXO 3: Anclajes
- ANEXO 4: Caudales medios mensuales rellenados y extendidos
- ANEXO 5: Cálculo de la Estabilidad del Azud
- ANEXO 6: Planos

## RESUMEN

El Proyecto San Jerónimo, utiliza las aguas del río San Jerónimo cuyas aguas descargan al río Mira sobre la cota 950msnm, el mismo que permite contar con caudales que pueden ser aprovechados para generación hidroeléctrica para lo cual se hace necesaria la ejecución de estructuras para captar las aguas y, conducir las hacia los conjuntos turbina generador localizados en la Casa de Maquinas, las mismas que tendrán una capacidad de generar 5 MW . El proyecto, se ubica en la Parroquia Carolina, Cantón Ibarra, de la Provincia de Imbabura; al proyecto es fácilmente accesible por la vía de primer orden Ibarra-San Lorenzo y, luego por una vía de tercer orden que conecta a la población de La Merced de Buenos Aires, próxima a los sitios de las obras. El sitio de captación propuesto se lo realiza a los 1340 msnm (Datum WGS84 17s), se lo realiza una vez que el río San Jerónimo se junta con el río Cascajal; se prevé captar 2,5 m<sup>3</sup>/s mediante una toma de tipo convencional la cual incluye un desarenador, escalera de peces y el tanque de carga para luego ser conducidas mediante tubería de PFRV y Acero A53 con diámetro de 1200 mm a 1100 mm a lo largo de esta tubería se han colocado válvulas de aire y una de desagüe, la misma que corre paralela a la vía existente hasta la casa de máquinas localizada sobre los 1060.20 msnm donde se alojan las turbinas y generadores.

**PALABRAS CLAVES: HIDROELÉCTRICA, GEO ESTRUCTURAL, DISEÑO, ENERGÍA RENOVABLE, POTENCIA.**

## ABSTRACT

Jerome Project uses the waters of the San Jeronimo river whose waters discharged to the River Mira on 950msnm dimension, allowing it to have flows that can be exploited for hydroelectric generation for which the execution of structures is necessary to capture the water and lead them towards the turbine generator sets located in the powerhouse, the same that will have a capacity to generate 5 MW. The project is located in Carolina, Canton Ibarra, Church of the Province of Imbabura; the project is easily accessible by way of the first order Ibarra-San Lorenzo and then by a secondary road connecting the town of La Merced de Buenos Aires, next to the construction sites. The site proposed acquisition makes it the 1340 m (WGS84 Datum 17s), it performs once the San Jeronimo river meets the river Cascajal; It is expected to capture 2.5 m<sup>3</sup> / s through a conventional outlet which includes a sand trap, fish ladder and the cargo tank then be conducted by PFRV and steel pipe A53 diameter 1200 mm to 1100 mm Along this line they have been placed air valves and a drain, the same that runs parallel to the existing road to the powerhouse located on 1 060.20 meters where the turbines and generators are housed.

**KEYWORDS: HYDROPOWER, GEO STRUCTURAL, DESING, RENEWABLE ENERGY, POWER**

# CAPITULO I

## GENERALIDADES

### 1.1 INTRODUCCIÓN.

El Ecuador es un País que provee materia prima en el mercado internacional y que a su vez para satisfacer sus necesidades importa productos de mayor valor agregado y altamente tecnificados, obteniendo de este intercambio desigual una dependencia, la cual esta impuesta por los precios internacionales de la materia prima. Por lo antes mencionado y tomando en cuenta que nuestra principal materia prima de exportación es el petróleo, nuestro País tiene como meta más ambiciosa cambiar la matriz productiva, explotar al máximo nuestros recursos naturales renovables y así no depender del precio internacional; para llevar a cabo esta gran meta es necesario entre otras la implementación de centrales hidroeléctricas, que ayudarían a suplir a las Termoeléctricas que consumen derivados del petróleo. El proyecto hidroeléctrico San Jerónimo, se ubica en la Parroquia Carolina, Cantón Ibarra, de la Provincia de Imbabura, aprovechara los caudales disponibles en el rio San Jerónimo cuyas aguas descargan al rio Mira en la cota 950 msnm; al proyecto se accede por la vía Ibarra-San Lorenzo y, luego por la vía que va hacia la población de La Merced de Buenos Aires que esta próxima a los sitios de las obras. El sitio de captación propuesto se lo realiza a los 1 340 msnm (Datum WGS84 17s), se lo realiza una vez que el río San Jerónimo se junta con el rio Cascajal; se prevé captar 2,5 m<sup>3</sup>/s mediante una toma de tipo convencional para luego ser conducidas hasta la casa de máquinas localizada sobre los 1 060.20 msnm, donde se alojan las turbinas y generadores con una potencia de 5MW.

## **1.2 OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN.**

### **OBJETIVO GENERAL**

Diseño Geoestructural de pequeñas Centrales Hidroeléctricas.

### **OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Realizar la recopilación, diagnóstico y evaluación de la información existente para la zona del Proyecto.
- Conocer la Geotécnica del área de construcción.
- Conocer la Hidrología del sector.
- Diseñar la estabilidad de taludes.
- Diseño de la Captación.
- Diseño de la conducción.
- Diseño de la casa de máquinas.

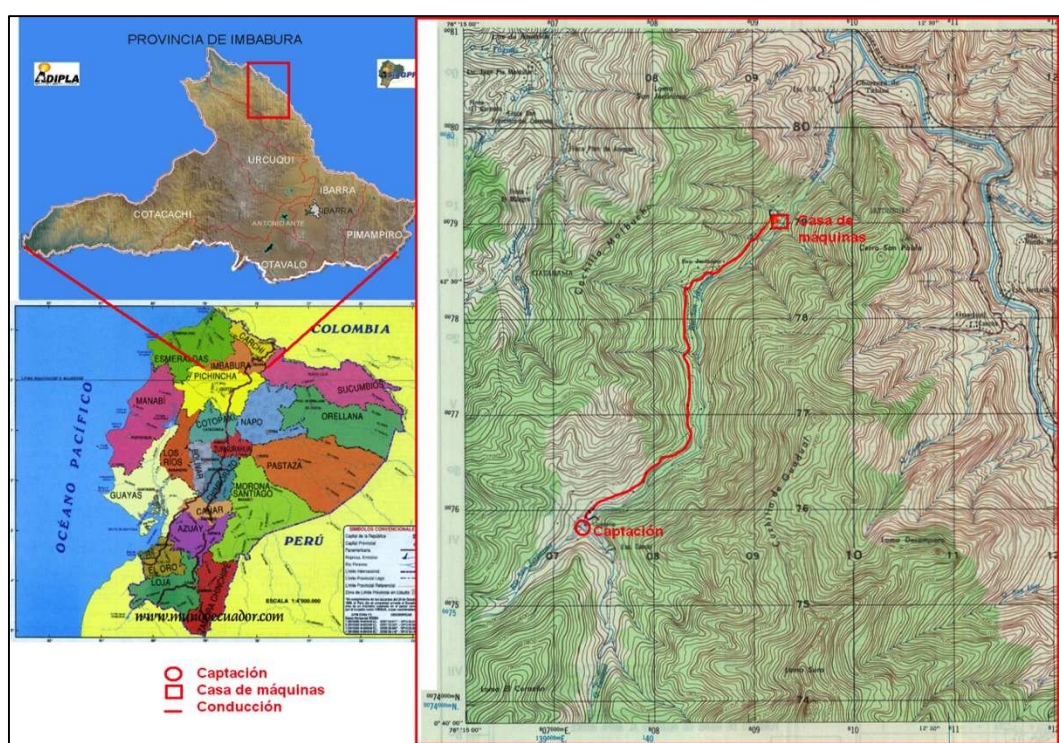
## **1.3 JUSTIFICACIÓN.**

El Ecuador consume la energía que se proporciona de la combustión de los hidrocarburos - Termoeléctricas, lo cual actualmente es uno de los principales problemas ambientales no solo de nuestro País sino del mundo y si sumamos a esto la gran dependencia económica que produce el petróleo debido a que el precio lo maneja el mercado internacional y además no es estable, tenemos que avisar alternativas menos contaminantes y dependientes. La ubicación geográfica del Ecuador posee una gran riqueza Hídrica que podemos explotar y transformar en energía, es por esto que la meta más ambiciosa de nuestro País es cambiar la matriz productiva y este proyecto se alinea a las necesidades de los objetivos de nuestro País, ya que al Diseñar una pequeña central Hidroeléctrica tendremos una fuente de energía con un recurso renovable y amigable al medio ambiente.



## 1.4 LOCALIZACIÓN.

El proyecto se ubica en la cordillera Occidental, al Norte de la provincia de Imbabura, incluido en el cuadrante conformado por las coordenadas 806 750.63 E, 74 632.29 N y 809 750.63N, 79 632.26 N (DATUM: WGS-84). Se accede por una vía de primer orden que comunica a Ibarra con San Lorenzo, hasta el Sector Chorrera de Tablas, donde se ingresa por una carretera de tercer orden, avanzando aguas arriba del río San Jerónimo.



**Figura 1. Localización**

(Mapa Político del Ecuador)

La zona de estudio se ubica dentro de la microcuenca del río San Jerónimo, que avanza en dirección NNE, situado dentro de la cuenca hidrográfica del Río Mira. La captación prevé construirse en la confluencia de la quebrada Cascajal con el río San Jerónimo, con un recorrido de su conducción principal paralela al drenaje principal de esta microcuenca.

## **1.5 METODOLOGÍA.**

La presente Tesis se desarrolló a través de un análisis multicriterio que consideró las variables técnica, económica y ambiental, para definir la mejor opción de captación, conducción y ubicación de la Casa de Maquinas.

Siguiendo el siguiente orden:

- GEOTECNIA
- HIDROLOGIA
- CAPTACIÓN
- CONDUCCIÓN
- CASA DE MÁQUINAS

## **1.6 DEFINICIONES IMPORTANTES.**

### **1.6.1 HIDROELÉCTRICA**

Las centrales hidroeléctricas pueden definirse como instalaciones mediante las que se consigue aprovechar la energía contenida en una masa de agua situada a una cierta altura, transformándola en energía eléctrica. Esto se logra conduciendo el agua desde el nivel en el que se encuentra, hasta un nivel inferior en el que se sitúan una o varias turbinas hidráulicas que son accionadas por el agua y que a su vez hacen girar uno o varios generadores, produciendo energía eléctrica. (ENERGÍA, 1995)

### **1.6.2 DISEÑO**

La potencia de una central hidroeléctrica es proporcional a la altura del salto y al caudal turbinado, por lo que es muy importante determinar correctamente estas variables para el diseño de las instalaciones y el dimensionamiento de los equipos. (Energía, 2006)

### 1.6.3 ENERGÍA RENOVABLE

Energía renovable es aquella que se obtiene de fuentes naturales virtualmente inagotables, ya sea por la inmensa cantidad de energía que contienen, o porque son capaces de regenerarse por medios naturales. Entre las energías renovables se cuentan la eólica, la geotérmica, la hidroeléctrica, la mareomotriz, la solar, la undimotriz, la biomasa y los biocombustibles. (Renovable, 2010)

### 1.7 CLASIFICACIÓN DE HIDROELÉCTRICAS.

Son variadísimos ya que, en todos los casos, la construcción de una central hidroeléctrica, debe subordinarse a la especial situación del río, embalse, etc.. cuya energía se pretende aprovechar. Se pueden clasificar en:

- Centrales de alta presión: Alturas de salto hidráulico superiores a los 200 m. Los caudales desalojados son relativamente pequeños, 20 m<sup>3</sup>/s.
- Centrales de media presión: Alturas de salto hidráulico comprendida entre 20 y 200 m. Utilizan caudales de 200 m<sup>3</sup>/s.
- Centrales de baja presión: Alturas de salto hidráulico, inferiores a 20 m. El caudal puede superar los 300 m<sup>3</sup>/s. (Villalta Esquiús, Ampudia Caballero, Beltran Vidal, & Buigas Sans, 1972)

Las centrales hidráulicas también se clasifican como sigue:

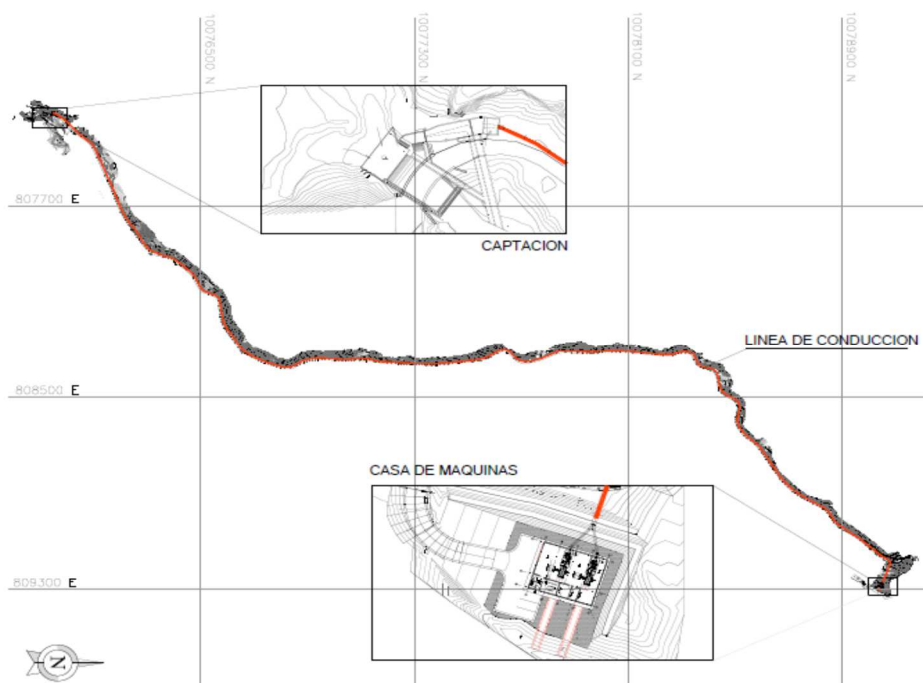
- Centrales de agua corriente: se construyen en los sitios en que la energía hidráulica disponible puede utilizarse directamente para accionar las turbinas.
- Centrales de agua embalsada: se consigue un embalse artificial o pantano, en el cual se acumula el agua que podemos aprovechar según necesidades. (Villalta Esquiús, Ampudia Caballero, Beltran Vidal, & Buigas Sans, 1972)

Algunos países como Portugal, España, Irlanda y más recientemente Grecia y Bélgica, consideran una clasificación de Centrales Hidroeléctricas según su potencia instalada. (Energía, 2006)

- Grandes Centrales Hidroeléctricas mayores 10MW
- Pequeñas Centrales Hidroeléctricas entre 1 y 10MW
- Micro Centrales Hidroeléctricas menores 1MW

### 1.8 TOPOGRAFÍA.

El terreno de estudio comprende el área de las riveras de los dos ríos que confluyen en la base de la represa a construir, la zona se caracteriza por sus fuertes pendientes de terrenos montañosos y escarpados, es decir, mayores al 50%. Las áreas de drenaje presentan una cobertura vegetal con una alta intervención antrópica, se observan áreas significativas de cultivos y pastos.



**Figura 2. Implantación General**

## 1.9 PARÁMETROS GENERALES PARA CÁLCULOS

Básicamente, las modelaciones y los cálculos se efectúan en base a las siguientes principales hipótesis:

- Materiales de construcción con comportamiento lineal elástico con caracterización congruente con las características generales indicadas en las especificaciones técnicas;
- Parámetros geotécnicos, sísmicos y generales como indicados en los capítulos específicos;
- Análisis al estado limite último (última resistencia) para todas las obras.

El diseño se apoya en los estudios particulares específicos de hidrología, Geología y geotécnica.

Con respecto al software de soporte, se utilizan programas de gran difusión y fiabilidad, para los cuales se resumen las siguientes referencias generales:

- SAP 2000 versión 14 – Computers And Structures Inc. Berkeley University .
- Excel, hoja electrónica de MS Office.
- Slide versión 5.014 – Rocscience.

### 1.9.1 COMBINACIONES DE CARGAS PARA DISEÑO POR ÚLTIMA RESISTENCIA

Las combinaciones de carga y los factores indicados en esta sección se utilizarán únicamente en los casos en que la norma de diseño del material lo permita.

Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones:

1.4 D

2. 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr ó S ó R)

$$3. 1.2 D + 1.6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L \text{ ó } 0.5W)$$

$$4. 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$5. 1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$$

$$6. 0.9 D + 1.0 W$$

$$7. 0.9 D + 1.0 E$$

Donde:

D: carga permanente

E: carga de sismo

F: carga de fluidos con presiones y alturas máximas bien definidas

Fa: carga de inundación

H: carga por la presión lateral de suelo, presión de agua en el suelo, o presión de materiales a granel

L: sobrecarga (carga viva)

L<sub>r</sub>: sobrecarga cubierta (carga viva)

R: carga de lluvia

S: carga de granizo

T: cargas por efectos acumulados de variación de temperatura, flujo plástico, retracción, y asentamiento diferencial

W: carga de viento

(NEC, 2015)

Excepciones:

1. El factor de incremento de carga para  $L$  en las combinaciones 3, 4 y 5, puede ser 0.5 para todos los casos en los cuales  $L_0$  sea igual o menor que 4.8 kN/m<sup>2</sup> en la Tabla 1.2 del numeral 1.1.2.2 SOBRECARGAS DE USO (CARGA VIVA) del (NEC, 2015), con excepción de las áreas destinadas a estacionamientos y reuniones públicas.
2. Cuando la carga  $H$  esté presente, se incluirá como sigue:
  - a)  $1.6H$ , cuando el efecto de  $H$  contribuye a la acción de otras cargas sobre la estructura.
  - b)  $0.9H$ , cuando el efecto de  $H$  contrarreste la acción de otras cargas sobre la estructura.

- c) El factor de incremento de carga para  $H$ , se puede considerar igual a cero, si la acción estructural debido a  $H$  contrarresta o neutraliza la acción debida a  $W$  ó  $E$ .
3. La aplicación de la carga  $S$  en las combinaciones 2, 4 y 5, será considerada como carga de granizo en cubiertas planas ( $pf$ ) o en cubiertas con pendiente ( $ps$ ).
  4. Cuando esté presente la carga  $F$ , se debe incluir el factor de incremento para la carga permanente, en las combinaciones 1 a 5 y en la 7.
  5. Cuando sea aplicable los efectos de la carga  $T$  en las estructuras, en la combinación con otras cargas, se debe utilizar un factor de incremento igual o mayor que 1.0.
  6. La carga símica  $E$ , será determinada de acuerdo al capítulo de peligro sísmico y diseño sismo resistente del (NEC, 2015).

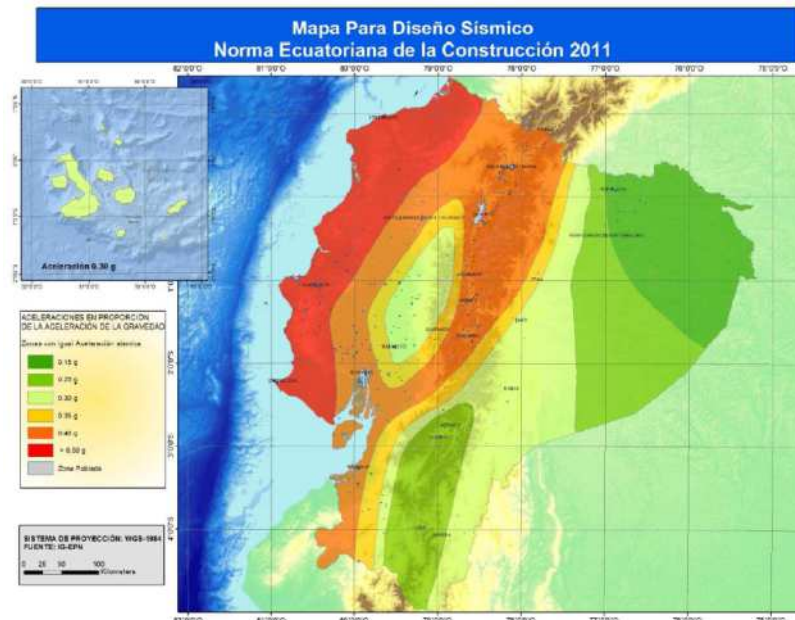
Cuando sea apropiado, se deberá investigar cada estado límite de resistencia. Los efectos más desfavorables, tanto de viento como de sismo, no necesitan ser considerados simultáneamente.

### **1.9.2 MARCO SÍSMICO**

Entre los criterios considerados en el diseño del Mapa de Peligros Sísmico presentado en NEC-11, Capítulo 2. Norma Ecuatoriana de la construcción 2011, incluimos los siguientes: Evalúa los principales eventos sísmicos históricos; estudia las fuentes sísmicas y mecanismos focales; reconoce el hecho de que la subducción es la principal fuente generadora de energía y analiza el catálogo sísmico Instrumental,

Para la construcción del Mapa, modelaron más de 30000 eventos, con 8923 sismos independientes de magnitud mínima de homogeneidad 4.5 y máxima 8.8, aplicaron las ecuaciones de predicción validadas por el Global Earthquake Model y como resultado obtuvieron un mapa de zonificación

sísmica, considerando el peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años). Su resultado se adjunta a continuación:



**Figura 3. Mapa de zonificación del factor Z**

**(NEC, 2015)**

En el Ecuador se establecen seis zonas sísmicas caracterizadas por el factor de valor Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo y expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Para nuestro caso de estudio, el valor de aceleración o factor Z, es de 0,4g.

En el último evento producido el 20 de octubre de 2014, el Observatorio Vulcanológico y Sismológico de Pasto del Servicio Geológico Colombiano ubicó en el volcán Chiles del municipio de Cumbal, al sur de Nariño, un sismo de magnitud 5.8 grados en la escala de Richter que se registró a las 2:33 de la tarde



Los dos movimientos sísmicos fueron reportados como sentidos por habitantes del resguardo indígena de Chiles, en la frontera con el vecino país del Ecuador.

Tanto el volcán Chiles como el Cerro Negro desde el año anterior entraron en plena actividad, lo que obligó al Observatorio Vulcanológico y Sismológico de Pasto y al Instituto Geofísico del Ecuador, a adoptar medidas de control y vigilancia permanente.

Se considera este fenómeno para la elección del factor de aceleración para el diseño del presente proyecto.

**Tabla 1**

**Valores de factor Z (NEC, 2015)**

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

### 1.9.3 MÉTODO DE BALASTO

Uno de los métodos de cálculo más utilizado para modelar la interacción entre estructuras de cimentación y terreno es el que supone el suelo equivalente a un número infinito de resortes elásticos - muelles o bielas biarticuladas- cuya rigidez, denominada módulo o coeficiente de balasto ( $K_s$ ), se corresponde con el cociente entre la presión de contacto ( $q$ ) y el desplazamiento -en su caso asiento- ( $\delta$ ):

$$k_s = q/\delta$$

En la práctica habitual del cálculo de cimentaciones se aplicará la teoría de Winkler al cálculo de elementos tales como vigas flotantes o de cimentación y losas de cimentación que trabajan sobre un corte horizontal de

terreno, pero también para elementos tales como pantallas para excavaciones o tablestacas que trabajan sobre un corte vertical. Se habla, por tanto, de módulo de balasto vertical y de módulo de balasto horizontal, si bien el concepto es el mismo. La ecuación diferencial que gobierna el comportamiento de la clásica solución de viga flotante o viga sobre fundación elástica (beam on elastic foundation) y que, por tanto, es el resultado de suponer la viga discretizada en infinitas barras de longitud diferencial con nudos en sus extremos, es la siguiente:

Viga en fundación elástica

$$p - k.w(x) = (E.I) d^4w/dx^4$$

Siendo:

$w(x)$ : el asiento de la viga [m].  $x$ : coordenada [m].  $k$ : el módulo de balasto [kN/m<sup>3</sup>].  $p$ : la carga por unidad de longitud [kN/m].  $E$ : el módulo de elasticidad de la losa [kN/m<sup>2</sup>].  $I$ : la inercia de la viga respecto al eje que pasa por su centro de gravedad [m<sup>4</sup>]

**Tabla 2**

**Resultados Obtenidos para K30 (Terzaghi, 1943)**

VALORES DE K30 PROPUESTOS POR TERZAGHI	
Suelo	k30 (kp/cm <sup>3</sup> )
<b>Arena seca o húmeda:</b>	
-Suelta	0,64-1,92 (1,3)*
-Media	1,92-9,60 (4,0)
-Compacta	9,60-32 (16,0)
<b>Arena sumergida:</b>	
-Suelta	(0,8)
-Media	(2,50)
-Compacta	(10,0)
<b>Arcilla:</b>	
$q_u=1-2$ kp/cm <sup>2</sup>	1,6-3,2 (2,5)
$q_u=2-4$ kp/cm <sup>2</sup>	3,2-6,4 (5,0)
$q_u>4$ kp/cm <sup>2</sup>	>6,4 (10)
<b>*Entre paréntesis los valores medios propuestos</b>	

Tabla 3

## Valores K30 propuestos por diversos autores

Suelo	k30 (kp/cm <sup>3</sup> )
Arena fina de playa	1,0-1,5
Arena floja, seca o húmeda	1,0-3,0
Arena media, seca o húmeda	3,0-9,0
Arena compacta, seca o húmeda	9,0-20,0
Gravilla arenosa floja	4,0-8,0
Gravilla arenosa compacta	9,0-25,0
Grava arenosa floja	7,0-12,0
Grava arenosa compacta	12,0-30,0
Margas arcillosas	20,0-40,0
Rocas blandas o algo alteradas	30,0-500
Rocas sanas	800-30.000

#### 1.9.4 MATERIALES

En el presente capítulo se muestran las especificaciones técnicas para la ejecución y la protección en el tiempo de las obras estructurales y para las obras relacionadas de excavación y relleno.

Todos los suministros de materiales para uso estructural deben cumplir con los requisitos establecidos en la normativa de referencia. Sin embargo, se recuerda que todos los productos deben ser identificados y calificados de acuerdo con los procedimientos aplicables y el uso de los mismos será siempre sujeto a aceptación por parte de la Fiscalización durante el proceso de construcción.

A continuación se describen las características generales de los materiales estructurales previstos en el proyecto.

#### 1.9.4.1 HORMIGÓN

Se requieren los siguientes materiales para la construcción de las obras de toma y obras de arte en la conducción y para aquellas diseñadas en la casa de máquinas.

- En la construcción se considerará el uso de cemento Pórtland, Tipo I ó II. Si al analizar las aguas y/o los suelos, se encuentra un alto contenido de sulfatos, se propondrá el uso de cementos Portland Tipo V. Los diferentes tipos de cemento deberán estar de acuerdo con la norma C-150 de la ASTM.
- Agregados para hormigón convencional: se obtendrán de canteras de rocas andesítica, y de rocas metamórficas. Los tamaños de los agregados que se utilizarían en la fabricación del hormigón deberán estar en acuerdo con las normas ASTM C-33.
- Suelos granulares: Se requieren suelos granulares para su uso como agregados.
- Enrocado de protección rip-rap: Las necesidades de enrocado para el Proyecto son pocas, principalmente se prevé su utilización en la construcción de ataguías o para protecciones.
- Aditivos: Durante la fabricación del hormigón es recomendable considerar la utilización de algún aditivo reductor de agua y retardante de fraguado ya que el clima caluroso del sitio puede provocar efectos indeseables en el hormigón fresco como pueden ser:
  - Incremento en los requerimientos de agua.
  - Fraguado del hormigón más rápido, lo que dificulta el manejo, acabado y curado del mismo.

Para ayudar a disminuir estos efectos indeseables se recomienda el uso de un aditivo tipo D ó G que cumpla con la especificación ASTM C-494 y C-260.

- Acero de Refuerzo: Para el diseño de hormigón reforzado se utilizarán varillas corrugadas (ASTM A-615). El acero de refuerzo que se utilizará en la construcción de las estructuras hidráulicas tendrá las siguientes características:

Límite de fluencia 420 MPa (ASTM A 615 M)

Resistencia última a la tensión 520 MPa (ASTM A 615 M)

- Resistencia a Compresión: El tipo de hormigón utilizado se determinará de acuerdo a los requerimientos y a las especificaciones ASTM indicadas en las referencias. La resistencia de diseño a la compresión ( $f'c$ ) del hormigón a ser considerado para las obras del Proyecto objeto de este documento serán medidos sobre cilindros según las especificaciones ASTM:

**Tabla 4**

**Clasificación Mezclas de Hormigón**

Clasificación de las Mezclas de Hormigón		
Clase	Estructuras	Resistencia a la Compresión
A	Hormigón Pobre: para nivelación donde se indique en los planos	140kg/cm <sup>2</sup> a los 28 días
B	Hormigón Masivo: Tapones, Anclajes, empotramiento/anclajes de la tubería.	210kg/cm <sup>2</sup> a los 28 días
D	Hormigón Estructural: Obra de Toma, estructuras hidráulicas de Casa de maquinas	300 kg/cm <sup>2</sup> a los 28 días

### 1.9.4.2 ACERO DE REFUERZO

En general, los diseños se basan en la resistencia de fluencia ( $f_y$ ) de 420 MPa (ASTM A 615 M). La resistencia de fluencia no debe exceder a 550 MPa. (ASTM A 615 M). Los siguientes requerimientos son considerados en la selección del acero de refuerzo.

#### 1.9.4.2.1 REFUERZO POR TEMPERATURA Y CONTRACCIÓN

- Cubierta y losas con donde se empleen barras corrugadas de 420 MPa (ASTM A 615 M) se reforzarán tomando como mínimo 0.18 % del área de la sección transversal en cada cara, en cada sentido;
- Muros de contención con requerimientos de impermeabilización – se reforzarán tomando como mínimo el 0.28 % del área de la sección transversal en cada cara, en cada sentido

#### 1.9.4.2.2 REFUERZO MÍNIMO

- El refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión se calcula conforme a las especificaciones del ACI. En general:

$$A_{s,min} = \frac{d * b_w}{4f_y} \sqrt{f'_c}$$

$$A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

- El requerimiento de una mínima cantidad de refuerzo se aplica a aquellas vigas que, por razones de arquitectura u cuando el cortante es absorbido 100% por el concreto se deberá colocar este tipo de estructura para que el elemento sea dúctil, tienen sección transversal mayor a la requerida por las consideraciones de resistencia. Con una cantidad muy pequeña de refuerzo en tracción, el momento resistente

calculado como sección de concreto reforzado, usando un análisis de sección fisurada, resulta menor que el correspondiente al de una sección de concreto simple, calculada a partir de su módulo de rotura. La falla en este caso puede ser repentina.

- Si los resultados del diseño indican que se requiere un porcentaje de refuerzo mínimo en losas, cubiertas y muros de hormigón masivo se considerará lo contemplado en el refuerzo por temperatura y contracción, pero sin exceder varillas de 25mm de diámetro @ 30cm.

#### 1.9.4.2.3 PROTECCIÓN DE LAS VARILLAS

Se utilizarán los siguientes recubrimientos:

- Cimentaciones, zapatas 10,00 cm
- Superficies de hormigón, entre ellas, losas de aliviaderos, según lo siguiente:
  - a) Espesor mayor o igual a 61 cm 10,00 cm
  - b) Espesor mayor a 30 cm y menor a 61 cm 7,50 cm
- Muros, vigas, losas, columnas exteriores 5,00 cm
- Muros, vigas, losas, columnas interiores 4,00 cm

Sin embargo, el recubrimiento mínimo no debe ser menor que 1.5 veces el tamaño nominal del agregado, ó 2 veces el diámetro máximo del refuerzo.

El recubrimiento de hormigón que exceda los 5 cm, no se considerará en el cálculo de control de grietas.

Cerchas de cubierta laminadas en caliente, A-36

$$F_y = 250 \text{ Mpa (2532 kg/cm}^2\text{)}$$

Viga carrilera: ASTM-572 Gr50

$$F_y = 340 \text{ Mpa (3500 kg/cm}^2\text{)}$$

### 1.10 ALTERNATIVAS.

Las alternativas estudiadas para el proyecto, se relacionaron con la ubicación de las bocatomas y el trazado de la conducción como se aprecia en el grafico adjunto:



**Figura 4. Implantación de Alternativas**

**(Google Earth, 2014)**

Las obras principales que conforman las alternativas del proyecto constan de:

- Obra de toma: ubicación y tipología
- Conducción: trazado y tipología de conducción
- Cas de Maquinas que es la misma para las dos alternativas

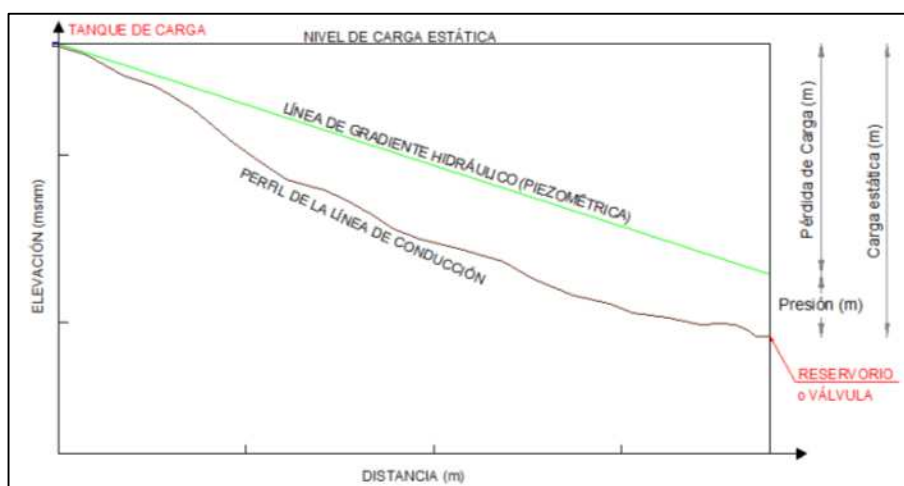
Las obras de toma de las dos alternativas contemplan la captación lateral mediante rejilla, dique de cierre o azud, canal de limpieza, escalera de peces, vertedero de excesos, desarenador, tanque de carga; la cota de



captación para la alternativa 1 se ubica sobre los 1342,95 m.s.n.m. y, 1377 m.s.n.m. para la alternativa 2.

Los trazados de las alternativas y sus principales características hidráulicas, se describen a continuación:

Alternativa 1 - Tubería a presión, margen izquierda del río, esta corre por la margen izquierda del río y, se ajusta al camino de cuarto orden existente, se inicia en el tanque de carga y, entrega las aguas a las turbinas. Las características principales son



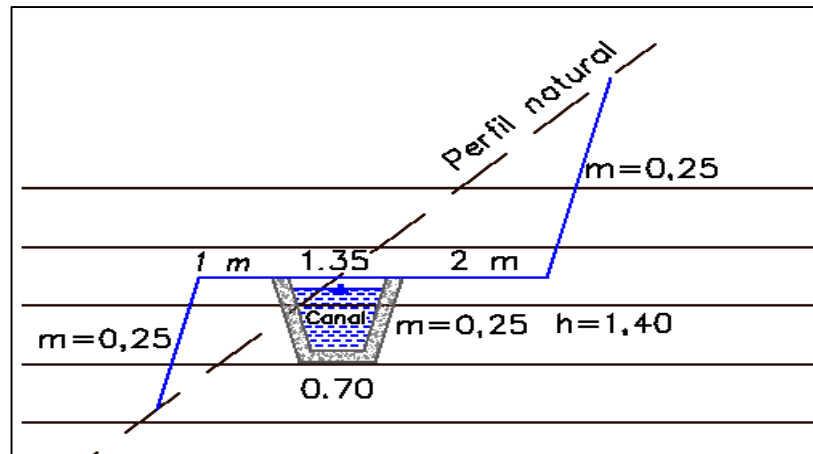
**Figura 5. Perfil Conducción Alternativa 1**

**Tabla 5**

**Características de Conducción No.1**

ABSCISA	ELEV. (msnm)	Q diseño (m <sup>3</sup> /s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	Presión (m)
<b>+0,00</b>	1343	2,50	1200	2.23	4
<b>2+278,17</b>	1215,08	2,50	1200	2.23	122.07
<b>2+600,00</b>	1213,75	2,50	1100	2.85	147.58
<b>4+320,00</b>	1061	2,50	1100	2.85	268

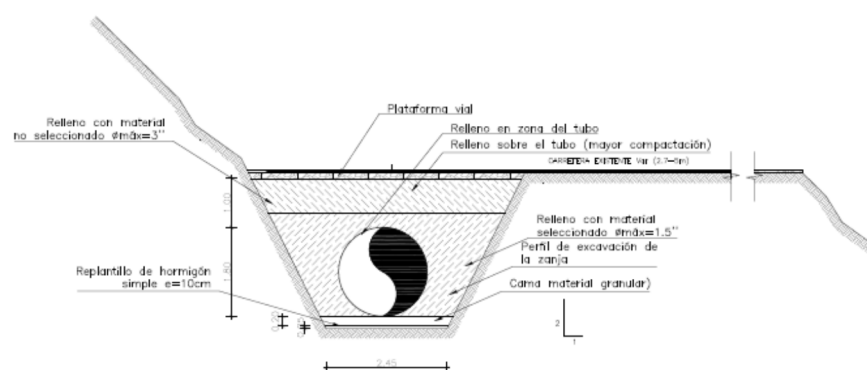
Alternativa 2 - Canal abierto, túnel de 1,12 Km y tubería de presión por la margen derecha del rio, esta, se ha proyectado un canal abierto de forma trapezoidal que trabaja a gravedad y con velocidades menores a 3 m/s



**Figura 6. Esquema del canal tipo sección transversal**

Esta alternativa se complementa con un túnel de secciones mínimas construibles (2.50 m x 2.50m) y, de una línea de presión con tubería de 1200 mm de diámetro

La tubería a ser instalada, prevé la utilización de tubería PRFV (Fibra de vidrio)



**Figura 7. Sección Zanja Tubería Conducción**

La casa de máquinas es implantada en corte y tiene un área de 240 m<sup>2</sup> en ella se alojarán dos grupos de generación y los demás equipos electromecánicos auxiliares. El área incluye el espacio para montaje, mantenimiento, reparación y control.

### **1.11 JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.**

La alternativa fue seleccionada y desarrollada con base en un análisis Multi-criterio de las propuestas planteadas según la ubicación de las bocatomas y el trazado de la conducción. El análisis consideró las variables técnica, económica, ambiental y de costos, que permitió decidir sobre la mejor opción para proceder con estos estudios.

La alternativa seleccionada es la denominada Alternativa 1 y cuyos componentes son el de captar las aguas del río San Jerónimo sobre la cota 1 342.59 msnm mediante una captación lateral, una conducción compuesta por tuberías de PVRF, con una longitud de 4 320 m y, la casa de máquinas con área suficiente para alojar los conjuntos turbina-generator

Los criterios que permitieron justificar la alternativa, consideraron una estructura piramidal, organizada por niveles jerárquicos. El primer nivel comprende los objetivos primarios del Proyecto como son:

**a. Factibilidad Técnica**, el análisis se centra en los aspectos que conciernen a obtener una mayor carga que permita generar mayor energía y, la menor complejidad de implantar sus obras por la geología y la tectónica regional, que inciden negativamente si se optaba por la alternativa 2.

Se consideraron hipótesis simples sobre los sistemas constructivos, la alternativa seleccionada al realizarse a lo largo de la vía existente, no se hace necesario conformar plataformas para poder construir canal e instalar tuberías y portales del túnel que contemplaba la alternativa 2. De particular relevancia en este caso, fue la evaluación del riesgo geológico,

relacionado con las partes geomorfológica (estabilidad de taludes en las actuales condiciones, o que pueda ser inducido por la realización de las obras), pues, impactaría directamente sobre la línea de conducción en particular, que cuentan con obras “a cielo abierto”.

**b. Criterios económicos**, se consideró que los criterios relacionados con las inversiones y costos de operación, la alternativa 2 demanda mayores costos por cuanto hay que realizar el mantenimiento de la plataforma, limpiezas frecuentes al canal por posibles derrumbes y, posibles paradas en la generación de energía por paradas de las turbinas por mantenimiento tanto preventivo como correctivos producto de deslizamientos en la ladera. La alternativa propuesta no necesita contar con una gran cantidad de equipos y accesorios, por lo que las complicaciones de su operación disminuyen.

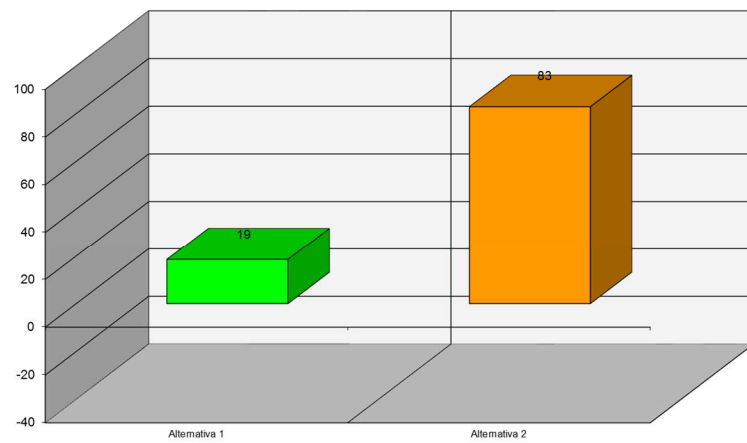
**c. Criterios ambientales**, la alternativa escogida es la más favorable, debido a:

- La conducción, presenta mayores beneficios técnicos, económicos y ambientales, ofrecen menores riesgos geológicos y geotécnicos, están particularmente exentos a la influencia negativa de deslizamientos.
- La alternativa puede generar más energía aprovechando la carga entre el tanque de carga y la casa de máquinas, lo cual incidiría positivamente en el análisis financiero del Proyecto.
- Con respecto a las captaciones, se ha considerado que los diseños guardan concordancia con las características geomorfológicas y con los regímenes turbulentos comunes que se presentan en el río.
- Desde el punto de vista geológico, los riesgos constructivos son mínimos.

Las investigaciones realizadas, consideran las optimizaciones al trazado de la línea de conducción y de las vías de acceso a la casa de máquinas,

para reducir los riesgos relativos a unas realidades geológicas y geomecánicas para la conformación de taludes.

A nivel gráfico, se puede observar que la Alternativa 1 es la alternativa óptima, habiendo obtenido un puntaje global normalizado superior a la otra alternativa.



**Figura 8. Análisis Multicriterio**

## CAPITULO II

### GEOLOGÍA - GEOTECNIA.

#### 2.1 GEOLOGÍA

Geología es la ciencia aplicada al estudio y solución de los problemas de la ingeniería y del medio ambiente producidos como consecuencia de la interacción entre actividades humanas y el medio geológico. El fin de la Ingeniería geológica es asegurar que los factores geológicos condicionantes de las obras de ingeniería sean tenidos en cuenta e interpretados adecuadamente, así como evitar o mitigar las consecuencias de los riesgos geológicos. (Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2010)

##### 2.1.1 COLUVIAL

Estos materiales son acumulaciones de elementos detríticos (gruesos y finos) procedentes de taludes superiores de sustratos rocosos meteorizados, fallados, fracturados, de suelos u otras litologías. El material erosionado es transportado y depositado por acción de la gravedad al pie de los taludes o áreas donde las pendientes se suavizan. (Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2010)

Los coluviales se disponen a lo largo de la línea de conducción, en la obra de toma y en la casa de máquinas, su potencia es variable y depende de la inclinación del terreno, siendo mayores en zonas planas.

A lo largo de la margen derecha del río San Jerónimo, a partir de la captación y en toda su conducción los depósitos coluviales presentan potencias variables entre 1m (pendientes abruptas) y 8m (pendientes menores), con características litológicas siguientes: Matrices limo arcillosas con bajo contenido de arena, de tonalidades cafés, marrones y anaranjadas, de compacidades medias a altas, tenacidades, plasticidades y humedades bajas a medias, que integran fracciones clásticas gruesas angulosas, dispuestas caóticamente de rocas volcánicas y sedimentarias, con un

contenido promedio de gravas 5 - 30% y guijos 5 - 15%, cantos 1 – 10% y diámetros hasta 1m 1 – 10%.



**Figura 9. Depósito coluvial**  
**margen izquierdo río San Jerónimo**  
**Casa Máquinas**

El área donde está proyectada la casa de máquinas, está compuesta por un nivel coluvial, integrado por una matriz limo arcillosa con algo de arena, con presencia de clastos volcánicos con diámetros de hasta 2 m.

### **2.1.2 ALUVIAL**

Son materiales transportados y depositados por el agua. Su tamaño varía desde la arcilla hasta las gravas gruesas, cantos y bloques. Son suelos muy anisotrópicos en su distribución, con propiedades geotécnicas altamente variables, estrechamente relacionadas con la granulometría. Los aluviales constituyen una fuente de recurso de materiales para la construcción, sobre todo como aridos. (Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2010)

Estos depósitos son mayores a lo largo del río San Jerónimo y menores en los diversos drenajes que disectan la ladera en la margen izquierda del río San Jerónimo.

A lo largo del río San Jerónimo los aluviales están representados por una matriz arenosa gris oscura, de compacidad suelta, que envuelven bloques

con diámetros de hasta 3.5 m, esporádicos, clastos entre 2.5 – 1m, en un 10 %, bloques entre 1 – 0.30m, en un 20%, de rocas volcánicas duras, masivas, macizas, tipo andesitas a andesitas brechosas, con formas subangulosas a subredondeadas, cantos 15%, guijos 10% y gravas 20% con formas redondeadas, de rocas volcánicas y menormente sedimentarias.



**Figura 10. Depósito aluvial  
confluencia río San Jerónimo  
y quebrada Cascajal**

### **2.1.3 BRECHAS VOLCÁNICAS**

Los suelos volcánicos pueden ser residuales por alteración de los materiales infrayacentes, resultando depósitos limo-arenoso y arcillas, y transportados como productos de las emisiones volcánicas dando acumulaciones de piroclastos. Los minerales procedentes de las rocas volcánicas son altamente inestables frente a la meteorización, transformándose rápidamente en productos de alteración y arcillas. (Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2010)

Conforman taludes con inclinaciones fuertes hasta verticales, con calidades de macizo rocoso entre buenas a malas y RMR entre II a IV, sus superficies presentan tonalidades grises oscuras y naranjas, con pátinas de óxidos de hierro y limos, sin rellenos más que una tenue presencia de limo y arcilla. Los sistemas de discontinuidades presentan persistencias bajas



(entre 1 a 3 m) a muy bajas (menores a un metro), con aperturas cerradas a abiertas con superficies de juntas planas a rugosas y menormente onduladas a rugosas, con espaciamentos entre 6 cm hasta 60 cm y generalmente secos a húmedos.

Litológicamente la roca en superficie fresca presenta una coloración gris verdosa, fractura irregular a semiconcoidea con aristas angulosas – afiladas. La roca presenta meteorización ligera, densidad y dureza media, textura clástica, estructura masiva, matriz limosa (tobácea) hasta un 30%, silicificada, que engloba clastos de cuarzo y andesíticos (con alteración variable), sorteados regularmente, sus diámetros están entre 1 cm. En varios sitios se presentan vetillas de cuarzo con pitita y carbonatos diseminados en la matriz. La roca presenta foliación incipiente, con cierto lineamiento de minerales oscuros.

## **2.2 GEOTECNIA**

Geotécnia parte de la geología aplicada que estudia la composición y propiedades de la zona más superficial de la corteza terrestre, para el asiento de todo tipo de construcciones y obras públicas. Comprende la Mecánica de Suelos y la Mecánica de Rocas. (Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2010)

### **2.2.1 TRABAJO DE CAMPO**

#### **2.2.1.1 PERFORACIONES**

Para efectos de este estudio se realizaron dos perforaciones a rotoperCUSión P-01 de 10m. y P-02 de 15 m., con una máquina perforadora Longyear 24, con ensayos SPT los primeros tres metros.

- Perforaciones a rotación: Norma ASTM D2113 – 08
- Perforaciones SPT: Norma ASTM D1586-67

El sitio del proyecto se encuentra ubicado en la vía que va a la población de Buenos Aires.

- Una perforación P-01 en la zona de captación de la quebrada del río San Jerónimo con coordenadas: 807091.00 m E ; 75547.00 m N
- Una segunda perforación P-02 en la zona de cuarto de máquinas, aproximadamente a 4 kilómetros aguas abajo con coordenadas: 809030.00 m E ; 78681.00 m N
- Con las muestras recuperadas en el campo se procedió a la confección de las cajas de registro de los sondeos y la elaboración de los Registros de Perforación de los pozos P-01 y P-02.

### 2.2.1.2 SÍSMICA DE REFRACCIÓN

- Se realizó sondeos de exploración geofísica por medio de Sísmica de Refracción para la captación y la casa de máquinas según lo recomendado en la norma ASTM D5777-00.
- Se realizó 6 líneas sísmicas de 55 m de longitud ubicadas según el plano de ubicación.

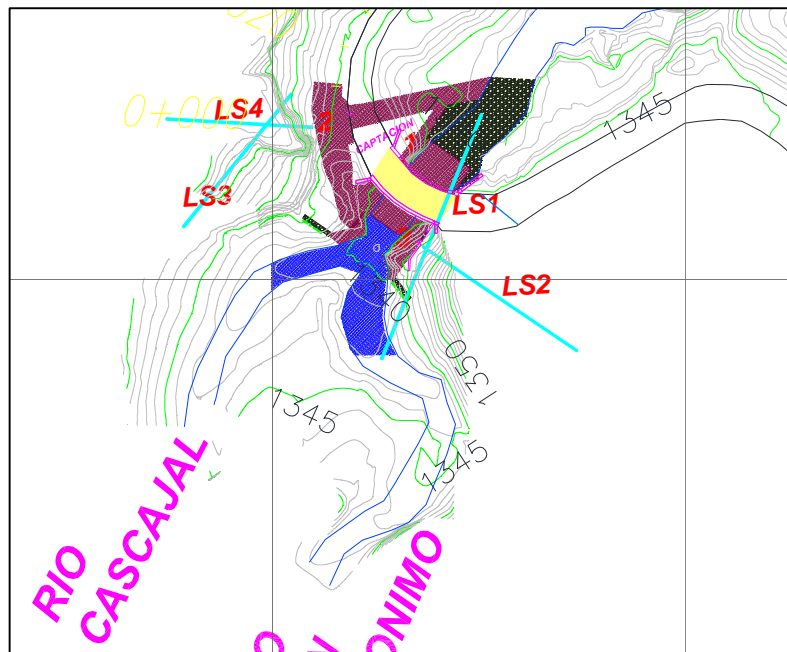


Figura 11. Ubicación Líneas Sísmicas Captación

El detalle de estos resultados se presenta en el **ANEXO I**

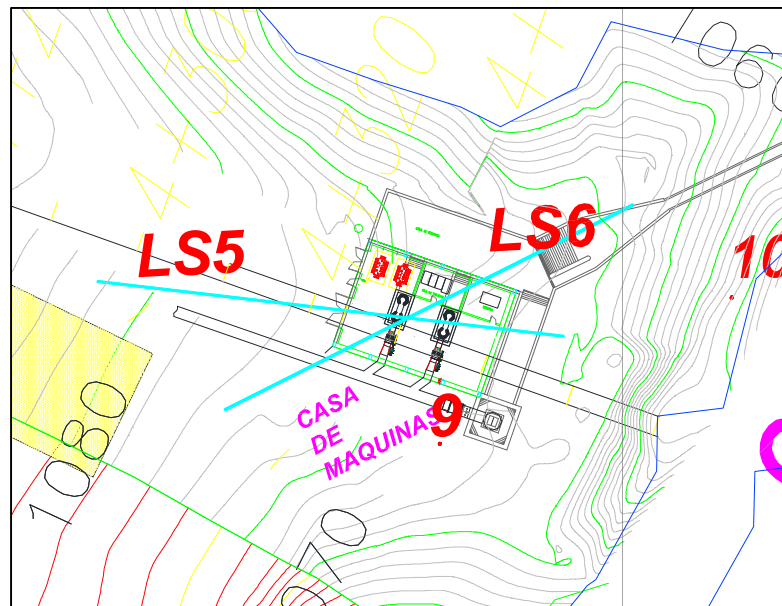


Figura 12. Ubicación Líneas Sísmicas Casa Máquinas

Tabla 6

Resumen de Líneas Sísmicas

LÍNEA	PROFUNDIDAD	ESTRATO	VELOCIDAD
LS1		1	54
		1	344
		5	1053
		>10	2661
LS2		1	33
		1	231
		1	1220
		>10	1812
LS3		1	36
		3	349
		5	1446
		>10	2855
LS4		1	39
		1	290
		1	1042
		>10	2295
LS5		1	61
		1	144
		1	601
		>10	807
LS6		1	31
		1	691
		>10	869

### 2.2.1.3 CALICATAS

Se procede a realizar calicatas a lo largo de la línea de conducción a profundidades que llegan hasta los 3 metros, en los cuales se realizaron ensayos de clasificación, compactación y cortes directos.

**Tabla 7**

#### Ubicación de Calicatas

CAPTACIÓN	COORDENADAS		OBSERVACIÓN
	Este	Norte	
Calicata			
C 01	17 N 807081	75545	Debajo - Puente
C 02	17 N 807060	75558	Puente
C 03	17 N 807078	75530	Debajo - Puente
CONDUCCIÓN	COORDENADAS		OBSERVACIÓN
	Este	Norte	
C 04	17 N 807539	75868	VÍA
C 05	17 N 807813	76169	VÍA
C 06	17 N 808084	76713	VÍA
C 07	17 N 808057	77240	VÍA
C. MÁQUINAS	COORDENADAS		OBSERVACIÓN
	Este	Norte	
C 08	17 N 808960	78706	Parte superior terreno
C 09	17 N 809028	78661	Casa de máquinas
C 10	17 N 809060	78677	Ladera

## 2.2.2 TRABAJO DE LABORATORIO

### 2.2.2.1 PERFORACIONES

En las perforaciones se recuperó lodos de perforación en los que no se puede realizar ningún ensayo de clasificación, se recuperó muestras de roca que no son representativas de la geología del sector las cuales se procedió a realizar ensayos de compresión simple con cálculo de módulos de elasticidad y coeficientes de poisson.

### 2.2.2.2 ENSAYOS DE CALICATAS

Con las muestras recuperadas de las calicatas se procedió a la determinación de las características físicas en el laboratorio, como son: humedad natural, granulometría y límites de consistencia, parámetros que permiten realizar la clasificación SUCS de cada muestra, ensayos de compactación y corte directo.

**Tabla 8**  
**Ensayos y Normas**

ENSAYO	NORMAS
HUMEDAD	ASTM D 2216-98
GRANULOMETRÍA	ASTM D 422-63
LÍMITES DE CONSISTENCIA	ASTM D 43 18-00
CLASIFICACIÓN	ASTM D 2487-00
COMPACTACIÓN	ASTM D1557-02
CORTE DIRECTO	ASTM D3080

Se realizaron 10 calicatas a lo largo de toda la obra de captación, conducción y casa de máquinas.

#### 2.2.2.2.1 CALICATAS EN LA CAPTACIÓN

Se realizaron 3 calicatas en la obra de captación: Base del río, para obtener una muestra limpia del material aluvial del río. Junto al puente y debajo de la Roca, para determinar la densidad del material.

Debido a la naturaleza aluvial de la muestra de río y ya que la misma se realizó junto al río, la calicata se realizó desde la pared del relleno del estribo del puente a una altura de 0,60 m. aproximadamente hasta una profundidad de 0,20 m., ahí se encontró el material aluvial del río de color negro y a la vez se alcanzó el nivel freático.

La calicata junto a la vía, margen derecho del puente, fue realizada hasta una profundidad de 1,20 m. Allí se encontró ya fragmentos de roca métricos y no se pudo continuar con la excavación.

En cuanto a la muestra debajo de la roca, margen izquierdo del puente, la misma fue realizada desde la pared del talud a 0,60 m. de altura hasta una profundidad de -0,10 m. profundidad a la que se encontró material aluvial grueso, cantos rodados métricos y nivel freático.

#### **2.2.2.2.2 CALICATAS EN LA CONDUCCIÓN**

Se realizaron 4 calicatas a un lado de la vía, las mismas fueron realizadas desde una altura aproximada de 1,00 m. en la pared del talud hasta una profundidad de 0,30 m. aproximadamente. El talud peinado mostró material granular grueso y fragmentos de roca angulosos cuyas dimensiones aumentaban de entre 5 cm hasta más de 50 cm conforme se avanzaba hacia el sector de la casa de máquinas. La matriz de suelo encontrada era de naturaleza areno limosa, de plasticidad media a baja, humedad baja y consistencia suelta.

#### **2.2.2.2.3 CALICATAS EN LA CASA DE MÁQUINAS**

Se realizaron 3 calicatas en el terreno donde será ubicada la Casa de Máquinas. En las dos primeras realizadas en el terreno mismo se encontró material granular grueso y fragmentos de roca cuyas medidas van de entre 5 cm. en el nivel 0,00 del terreno a más de 50 cm a una profundidad aproximada de 0,70 m. La matriz consistía en material limo arenoso de color negro de naturaleza agrícola.

La tercera calicata fue realizada en la pared del talud, a una profundidad aproximada de 3,00 m. Allí se encontró fragmentos de roca angulosos en matriz areno limosa color café.

Tabla 9

## Resumen de Propiedades de las Calicatas

CALICATA	PROPIEDADES FÍSICAS						PROPIEDADES MECÁNICA		
	Granulometría			Límites			Corte directo		
	Gravas	Arena	Finos	LL	LP	IP	SUCS	Ángulo de fricción $\phi$	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )
	(%)	(%)	(%)						
<b>CAL1</b>	24	13	7	NP	NP	NP	SM		
<b>CAL2</b>	20	45	34	38	29	9	SC		
<b>CAL3</b>	15	37	47	35	30	4	SM-SC	-	-
<b>CAL4</b>	33	26	41	33	29	3	SM	-	-
<b>CAL5</b>	14	38	48	40	32	8	SC	-	-
<b>CAL6</b>	24	34	42	35	30	6	SM-SC	-	-
<b>CAL7</b>	13	41	46	35	29	6	SM-SC	-	-
<b>CAL8</b>	13	43	44	40	33	7	SM-SC	28.9	0.093
<b>CAL9</b>	19	40	41	43	34	9	SC	21.6	0.06
<b>CAL10</b>	28	45	27	NP	NP	NP	SM	43.7	0.05

## 2.2.3 NIVEL FREÁTICO

No se encontró nivel freático en las perforaciones.

## 2.2.4 PROPIEDADES FÍSICO – MECÁNICOS DE MATERIALES

Para complementar la información obtenida en campo y con el objetivo de determinar las propiedades índice de los estratos encontrados, se realizaron ensayos de laboratorio con muestras alteradas representativas de cada investigación.

Los resultados obtenidos de estos ensayos, se utilizaron para realizar la clasificación de los suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según la norma ASTM D2487.

El detalle de estos resultados se presenta en el **ANEXO II**

### **Coluviales**

Granulométricamente se clasifican como “arenas limosas de baja plasticidad a plásticas” (SM-SC según Casagrande). El contenido en finos varía entre el 41% y 44%. El límite líquido de la fracción fina está entre el 40% y 43%; el límite plástico, por su parte, varía entre el 33% y 34%.

Se decide tomar como densidad aparente ( $\gamma$ ) de estos materiales, según la experiencia previa disponible, el valor de  $1,6 \text{ g/cm}^3$  y como valor representativo  $\phi = 22^\circ$ .

El módulo de deformación elástico es de  $105 \text{ kg/cm}^2$ .

### **Aluvial**

Granulométricamente se clasifican como “Arenas limosas de baja plasticidad” (SM según Casagrande. El contenido en finos es del 27%.

Se decide tomar como densidad aparente ( $\gamma$ ) de estos materiales, según la experiencia previa disponible, el valor de  $1,6 \text{ g/cm}^3$  y un  $\phi = 38^\circ$ .

El módulo de deformación elástico es de  $150 \text{ kg/cm}^2$ .

### **Brecha volcánica**

La columna litológica tipo presenta un único nivel (brecha volcánica) cuyos parámetros geotécnicos de cálculo son los que seguidamente se detallan:

El índice Geológico de resistencia (GSI Geological Strength Index) se basa en estimaciones cualitativas, y en modelos simples que rara vez coinciden con las condiciones reales. (Hoek & Brown, 1995)

$$GSI = RMR - 5$$

El índice de Calidad (RMR Rock Mass Rating) varía de de 0 a 100, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos. (Bieniawski, 1973)



- *GSI 41*
- Persistencias medias
- Juntas rugosas
- Húmedo a goteo

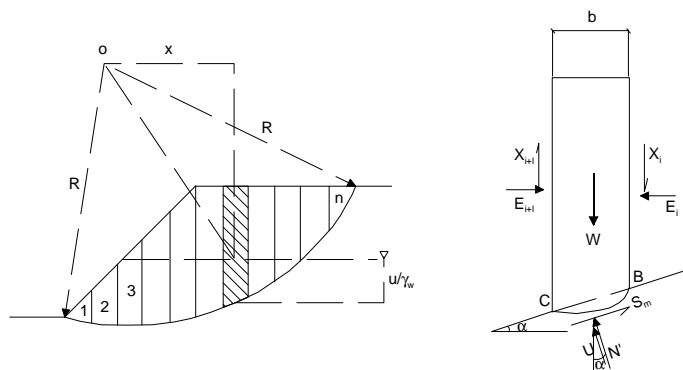
### 2.3 ESTUDIO DE ESTABILIDAD

El estudio de estabilidad se basó en dos supuestos, uno conlleva la ejecución del talud frontal sin medidas de sostenimiento y el otro conlleva un análisis de estabilidad con medidas de estabilización (bulones).

Los parámetros geotécnicos aplicados para el estudio de estabilidad son los siguientes:

- *Mi 20*
- *UCS 175000 kN/m<sup>2</sup>* (resistencia uniaxial de la roca)
- *mb 0.78190192* (valor reducido parámetro resistencia intrínseca de roca intacta)
- *s 0.000193404* (parámetros de resistencia intrínseca del macizo rocoso)
- *a 0.510621*
- *D 0.7* (Factor que depende del grado de distorsión del macizo)

El análisis se ha llevado con el apoyo informático del programa “*Slide 5.014*” de la casa “*Rocscience*”, utilizando el método de Bishop modificado (1955, 1967) ya que está indicado para deslizamientos rotacionales. Este método supone una superficie de deslizamiento en “*n*” rebanadas, para lo cual las fuerzas actuantes sobre cada franja de terreno se han representado en la figura 13.



**Figura 13. Supuestos y Equilibrio de Fuerzas (Bishop, 1955)**

En este método se realiza el cálculo por equilibrio de momentos y por fuerzas perpendiculares en la vertical de la rebanada. No aparecen fuerzas entre rebanadas al efectuar un sumatorio a lo largo de toda la superficie de deslizamiento.

Así, los pasos a realizar (Bishop, 1955) son:

- Resistencia frente a seguridad:

$$\tau_{lim} = c' + \sigma' \tan \phi'$$

$$\tau_{mov} = \frac{c'}{F} + \sigma' \frac{\tan \phi'}{F}$$

$$S_m = \frac{c'l}{F} + N' \frac{\tan \phi'}{F} \quad (1)$$

- Equilibrio de momentos,  $\sum M_o = 0$ :

$$\sum Wx = \sum S_m R \quad (2)$$

- Sustituyendo (1) en (2):

$$\sum Wx = \sum \left( \frac{c'l}{F} + N' \frac{\tan \phi'}{F} \right) R \quad (3)$$

- Asumiendo un factor de seguridad constante para cualquier valor del ángulo del talud  $\alpha$  y despejando de (3):

$$F = \frac{R}{\sum Wx} \sum (c'l + N' \tan \phi') \quad (4)$$

- Así, sabiendo que  $x = R \sin \alpha$  y que  $N' = N - ul$ , se obtiene:

$$F = \frac{\sum [c'l + (N' - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (5)$$

- Realizando ahora el equilibrio de fuerzas verticales:

$$(N'+ul)\cos\alpha + S_m \operatorname{sen}\alpha = W + \Delta T \quad (6)$$

Siendo  $\Delta T = x_i + x_{i+1}$ .

- Sustituyendo  $S_m$  de (1):

$$(N'+ul)\cos\alpha + \frac{1}{F}(c' l + N' \tan\phi') \operatorname{sen}\alpha = W + \Delta T \quad (7)$$

- Despejando  $N'$ :

$$N' = \frac{W + \Delta T - 1 \left( u \cos\alpha + \frac{c'}{F} \operatorname{sen}\alpha \right)}{\cos\alpha + \frac{\tan\phi'}{F} \operatorname{sen}\alpha} \quad (8)$$

- Sustituyendo  $N'$  en la ecuación del coeficiente de seguridad, ecuación (5), y teniendo en cuenta que  $\cos\alpha = b/l$ , se tiene:

$$F = \frac{\sum \left[ c' b + (W + \Delta T - ub) \tan\phi' \right] \frac{\sec\alpha}{1 + \frac{\tan\phi' \tan\alpha}{F}}}{\sum W \operatorname{sen}\alpha} \quad (9)$$

La ecuación (9) anterior es la expresión del método riguroso de Bishop, a partir de la cual, y suponiendo  $\Delta T=0$ , se tiene la expresión de “Bishop simplificado”. (Braja M, 2010)

Para resolver esta expresión es necesario iterar ya que  $F$  va implícito en la misma. Para ello hay que comenzar suponiendo un valor de  $F$ .

Los taludes estudiados presentan una geometría 1H: 2V, además se ha considerado la inexistencia de agua en el talud ( $r_u=0$ ), ya que en el momento actual el nivel freático se encuentra bajo el estrato estudiado y no afecta a la zona a excavar, posteriormente, el proyecto contempla la ejecución de cunetas paralelas a las bermas, mechinales (lagrimales) y/o sistemas de

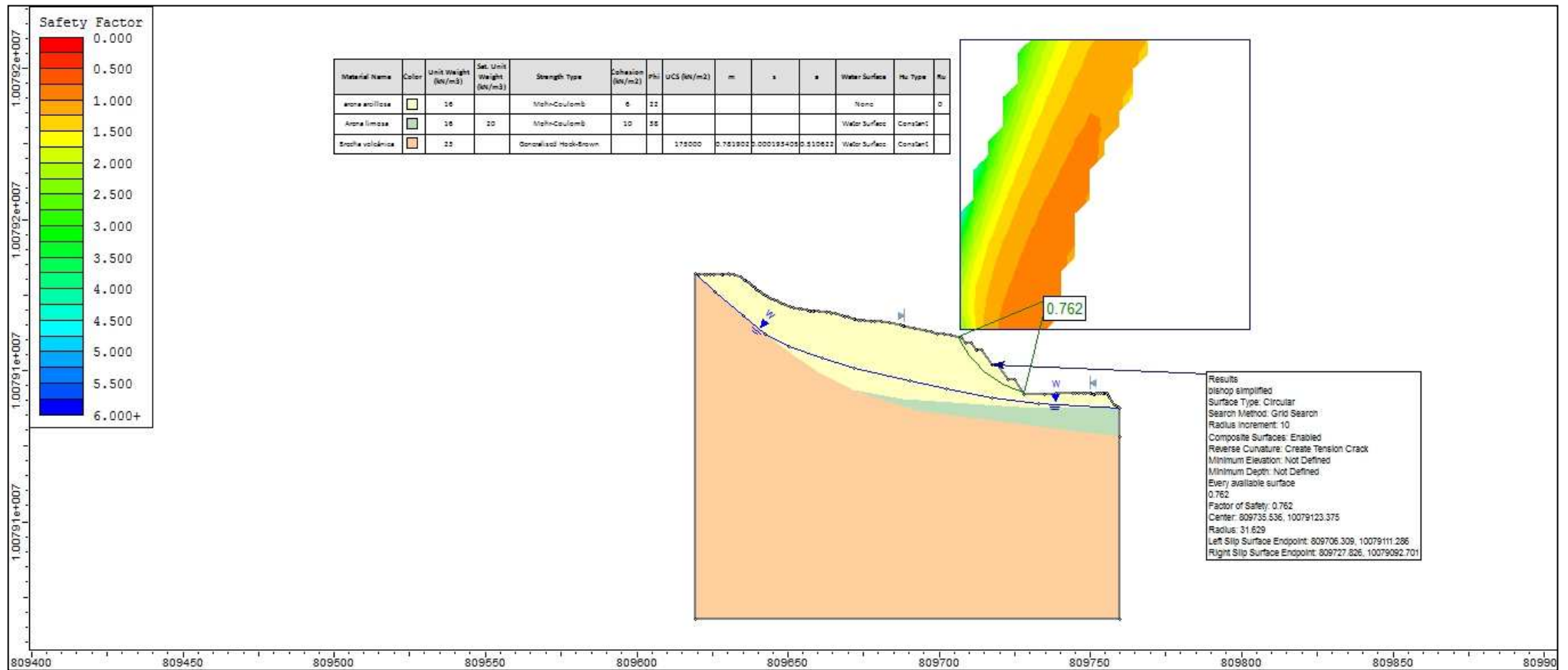
drenajes que eviten la acumulación de agua y por consiguiente las sobrepresiones hidráulicas que pueden ser ejercidas en los taludes.

### **2.3.1 ESTUDIO DE ESTABILIDAD SIN MEDIDAS DE SOSTENIMIENTO**

Las figuras 14 y 15, se muestra la salida gráfica de los cálculos realizados mediante el programa “*Slide 5.014*” de la casa “*Rocscience*”, utilizando el método de “Bishop modificado”. El talud estudiado se puede considerar homogéneo con una geometría 1H:2V y una altura total aproximada de 18 m, compuesta por 3 bancos de 5 metros y 2 de 2 m de altura espaciados con bermas de 2 m. El factor de seguridad mínimo considerado en condiciones normales es de 1'3 y de 1.1 con factor sísmico.

Como puede verse en la figura 14, en condiciones normales, se han obtenido superficies de rotura con factor de seguridad inferior a 1'3, (FS mínimo de 0.76), que confirma la necesidad de proceder a un refuerzo del talud para alcanzar el factor de seguridad de 1'3 (FS = 1'3) requerido en proyecto.

Mientras que en la figura 15 con sismo, presentan las superficies de rotura con factor de seguridad inferiores a 1'3, que confirma la necesidad de proceder a un refuerzo del talud para alcanzar el factor de seguridad de 1'1 (FS = 1'1 con factor sísmico) requerido en proyecto.



**Figura 14. Resolución gráfica de las superficies de rotura con factor de seguridad mínimo de 1/3 para el talud localizado en la casa de máquinas. Factor de seguridad mínimo obtenido (FS=0,762). (Rocscience)**

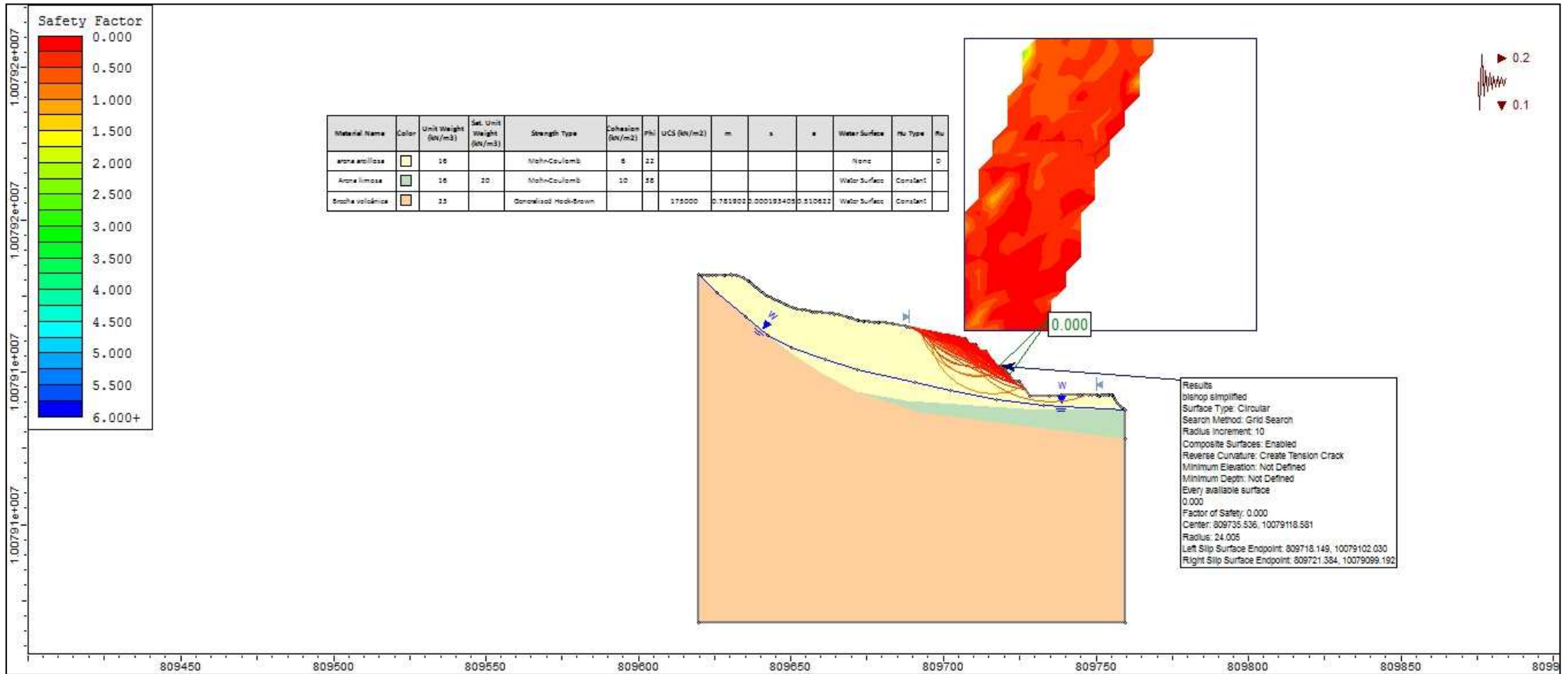


Figura 15. Resolución gráfica de las superficies de rotura con factor de seguridad mínimo de 1'1, con factor sísmico, para el talud localizado en la casa de máquinas. (Rocscience)

### 2.3.2 ESTUDIO DE ESTABILIDAD CON MEDIDAS DE SOSTENIMIENTO

Los criterios de sostenimiento para la estabilización del talud adoptarán los siguientes parámetros:

- Bulones (barras helicoidales), con diámetro de 32 mm y longitud de 30 m y capacidad de anclaje de 390 KN.
- Inclinación de perforación o instalación de bulones de 15 grados.
- Inyección con lechada de cemento

Considerando los datos de proyecto, los materiales se clasifican como una arena limosa a arcillosa blanda, según predominen los términos arcillosos.

Por su parte, la adherencia límite para estos materiales (arenas limosas a arcillosas) se puede llevar a cabo mediante varios métodos, algunos de los cuales se adjuntan a continuación:

- Mediante la Norma Española de anclajes (CICCP, 1996), que sólo distingue entre roca dura y blanda (véase tabla 10):
  - Arenas finas y medias o arenas limosas y arcillas arenosas:  
 $\tau_u = 0,3 \text{ a } 0,6 \text{ Mpa}$

**Tabla 10**

**Valores Orientativos de  $\tau_u$  para los diferentes tipos de rocas y suelos (CICCP, 1996)**

Tipo de Terreno	Resistencia Media al arrancamiento (KN/m <sup>2</sup> )
Roca dura (granito, gneiss, calizas, etc.)	1000 – 2500
Roca blanda (marga, esquistos, pizarras, etc.)	300 – 100
Gravas y arenas gruesas	700 – 1000
Arenas finas y medias, Arenas limosas y arcillas arenosas	300 – 600
Aecilla de consistencia	
Rígida( $C_u > 200 \text{ KN/m}^2$ )	600 – 800
Firme( $100 < C_u < 200 \text{ KN/m}^2$ )	200 – 600
Media( $50 < C_u < 100 \text{ KN/m}^2$ )	50 – 200

- También existe una regla ampliamente difundida (Portillo, 2003) que consiste en tomar:  $\tau_u = 0'1 \cdot q_u$  (Hanna, 1982), siendo  $q_u$  la resistencia a compresión uniaxial).
- En la recopilación efectuada por (Little & Bruc, 1976) sobre resistencia última se indican los siguientes rangos:
  - Rocas ígneas intrusivas:  $\tau_u = 1,5$  a  $5,7$  MPa
  - Rocas calcáreas:  $\tau_u = 1,0$  a  $4,8$  MPa
  - Areniscas:  $\tau_u = 0,7$  a  $2,2$  MPa
  - Rocas arcillosas:  $\tau_u = 0,17$  a  $0,83$  MPa

El cálculo se llevó a cabo para un anclaje permanente por adherencia, de inyección única global (IU), que es adecuado en rocas, terrenos cohesivos muy duros y suelos granulares, materiales como el coluvial en la casa de máquinas con una resistencia media al arrancamiento variable entre 300 y 600 kN/m<sup>2</sup>.

De tal modo que, para bulones (barras helicoidales de 32 mm de diámetro), con 30 m de longitud, capacidad de anclaje (o resistencia del bulón,  $Q$ ) de 390 kN y teniendo en cuenta la disposición de la malla 2.0x1.5m en los tres niveles inferiores y 1.0x1.0m en los dos niveles superiores, la carga de trabajo ( $Q_T$ ) del bulón vendrá dada por la siguiente expresión:

$$Q_T = 0.6 \cdot Q = 235kN$$

Por último, comentar que la fijación del anclaje al terreno se lograría mediante inyección de lechada con relación agua/cemento entre 0'6 y 1 (A/C = 0'6-1'0).

El análisis de estabilidad con la disposición de bulones (barras helicoidales) de 32 mm de diámetro, con 30 m de longitud, con 15 grados de



inclinación, dispuestos en una malla de 2.0x1.5 m en los tres niveles inferiores y 1.0x1.0m en los dos niveles superiores.

La figura 16, se muestra la salida gráfica de los cálculos realizados mediante el programa “*Slide 5.014*” de la casa “*Rocscience*”, utilizando el método de “*Bishop modificado*”.

El talud estudiado, como en el punto anterior, se puede considerar homogéneo con una geometría 1H: 2V y una altura de 18 m. El factor de seguridad aceptable se ha considerado igual o inferior a 1'3 ( $FS \leq 1'3$ ). Los parámetros geotécnicos considerados en el cálculo son los mismos que en el punto anterior.

Como puede verse en la figura siguiente se presentan superficies de ruptura superficiales con factores de seguridad por debajo del requerido (FS con sismo igual a 1.1), estos al ser superficiales se estabilizan con mallazo (malla electro soldada) y hormigón proyectado que deberá ser colocado en cada talud. No existen superficies de ruptura o círculos de falla que comprometan la estabilidad global del talud, por lo que se considera estabilizado con los anclajes y disposiciones propuestos en el análisis. El detalle de estos resultados se presenta en el **ANEXO III**

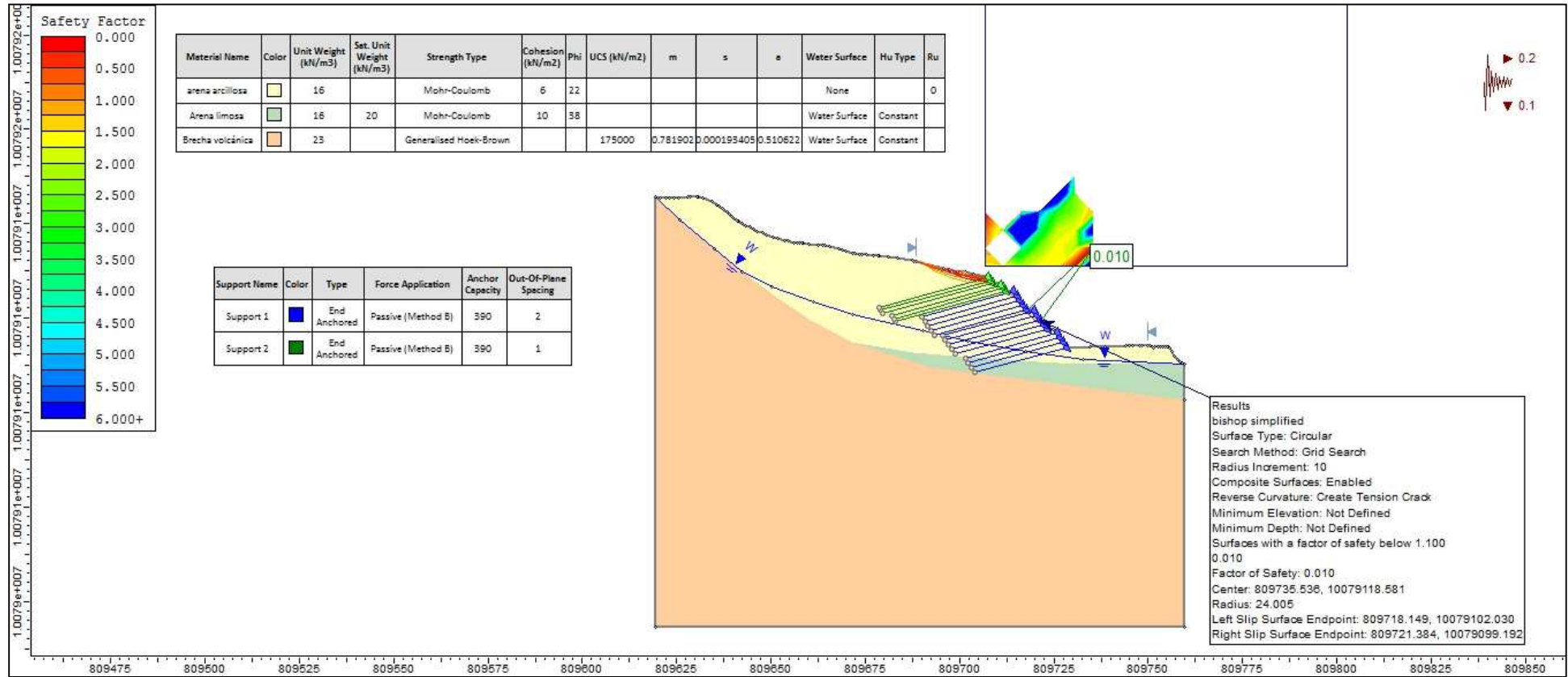


Figura 16. Resolución gráfica de la superficie de rotura con factor de seguridad mínimo para el talud frontal. (Rocscience)

## 2.4 CAPACIDAD DE CARGA

Se verifica que no se excedan los estados límite de falla y de servicio del suelo de cimentación y para ello se ha calculado valores de capacidad portante por asentamiento en función del N (número de golpes) del sondeo de penetración estándar (SPT), para un máximo permisible de 2,5 cm. Los valores de N del SPT han sido corregidos de manera que se considere los estratos subyacentes.

Las siguientes expresiones semiempíricas propuestas por (Meyerhof, 1976) han sido utilizadas para los cálculos respectivos por compresión y en función del número de golpes del ensayo SPT:

Según (Meyerhof, 1976):

$$q_{adm} = N \cdot k_d / 0.8 \quad \text{sí } B < 1.2 \text{ m}$$

$$q_{adm} = (N \cdot k_d / 1.2) \cdot (B + 0.305)^2 / B^2 \quad \text{sí } B \geq 1.2 \text{ m}$$

$$k_d = 1 + (0.2 \cdot D_f / B) \quad \text{sí } K_d \leq 1.2$$

Donde:

$q_{adm}$  = capacidad de carga admisible del suelo

N = número de golpes del SPT

B = ancho de cimentación

$K_d$  = coeficiente de empotramiento

$D_f$  = profundidad de cimentación

Para el cálculo de losa de cimentación se utilizó la expresión propuesta por (Bowles, 1982):

$$q_{adm} = (N_{55} / 0.08) \cdot (\Delta H_a / 25.0) K_d \quad (\text{KPA})$$

Donde:

$$K_d = 1 + 0.33 D / B \leq 1.33$$

$\Delta H_a$  = asentamiento 25 mm

D = Profundidad desplante

B = ancho de losa

### 2.4.1 CIMENTACIÓN

En el proyecto se ha realizado el estudio de la cimentación, determinando las profundidades, espesores y dimensiones mínimas de una zapata y losa, que no permitan asentamientos que puedan comprometer a la estructura.

El cálculo del tipo de cimentación considera que se efectuara sobre materiales coluviales con las siguientes características:

- Granulométricamente se clasifican como “arenas limosas de baja plasticidad a plásticas” (SM-SC según Casagrande). El contenido en finos varía entre el 41% y 44%. El límite líquido de la fracción fina está entre el 40% y 43%; el límite plástico, por su parte, varía entre el 33% y 34%.
- Se decide tomar como densidad aparente ( $\gamma$ ) de estos materiales, según la experiencia previa disponible, el valor de  $1,6 \text{ g/cm}^3$  y una cohesión de  $0.6 \text{ T/m}^2$ ,
- Se decide tomar del lado de la seguridad como valor representativo  $\phi = 22^\circ$ .
- El módulo de deformación elástico se toma a partir de la tabla de Bowles es de  $105 \text{ kg/cm}^2$ .
- El valor del coeficientes de Poisson para materiales granulares es  $\nu = 0.3$ .

#### 2.4.1.1 CIMENTACIÓN DE LA CAPTACIÓN

Conforme a lo establecido en la memoria de estudio de Suelos, Geológico y Geotécnico se hacen las siguientes consideraciones de parámetros mecánicos y geotécnicos, para el dimensionamiento, espesores y profundidades de losa y zapatas, de tal manera que no permitan asentamientos que puedan comprometer a la estructura

Tabla 11

## Capacidad portante del suelo en función de N (número de golpes)

Sondeo	Profundidad d (m)	Variación de penetración estándar N.
SP01	0,50 – 1,00	15
	1,50 – 2,00	29
	3,50 – 4,00	23 – Rechazo

Tabla 12

## Resumen Propiedades de Suelo Captación

CALI CATA	PROPIEDADES FÍSICAS							PROPIEDADES MECÁNICAS			
	Granulometría			Límites				Compactación		Corte directo	
	Gra vas (%)	Are na (%)	Fin os (%)	LL	LP	IP	SUCS	Densi dad seca g/cm <sup>3</sup>	Hume dad Óptim a (%)	Ángulo de fricción Ø	Cohe sión (kg/c m <sup>2</sup> )
<b>CAL1</b>	24	13	7	NP	NP	NP	SM	-	-		
<b>CAL2</b>	20	45	34	38	29	9	SC	-	-		
<b>CAL3</b>	15	37	47	35	30	4	SM-SC	1,877	15,14	-	-

Se verifica que no se excedan los estados límite de falla y de servicio del suelo de cimentación y para ello se ha calculado valores de capacidad portante por asentamiento en función del N (número de golpes) del sondeo de penetración estándar (SPT), para un máximo permisible de 2,5 cm. (Braja M, 2010)

Los valores de N del SPT han sido corregidos de manera que se considere los estratos subyacentes.

Las siguientes expresiones semi-empíricas propuestas por (Meyerhof, 1976) han sido utilizadas para los cálculos respectivos por compresión y en función del número de golpes del ensayo SPT:

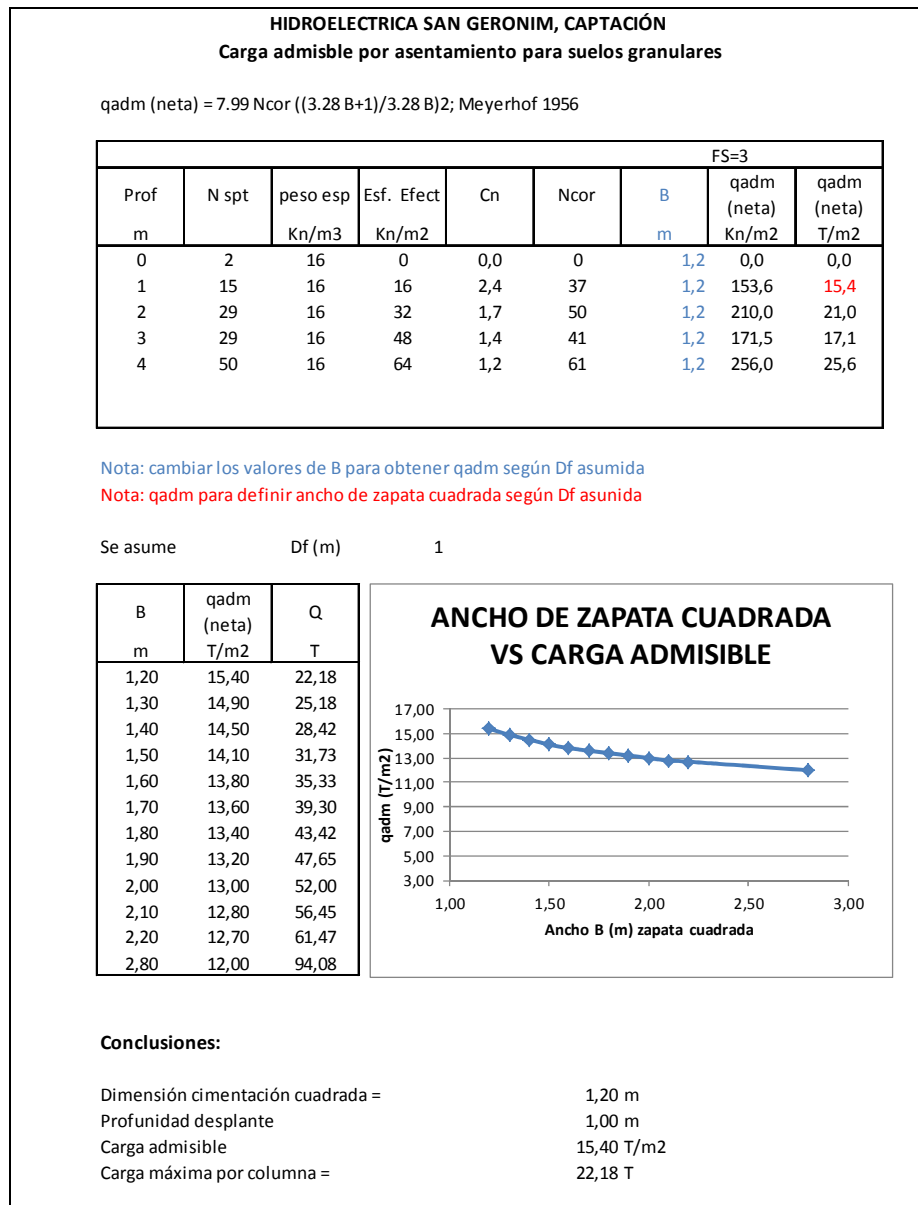
$$q_{adm(neta)} = q_{adm} - \gamma Df$$

De acuerdo con la teoría de (Meyerhof, 1976), para 25 mm de asentamiento máximo estimado.

$$q_{adm(neta)} \text{ (kN/m}^2\text{)} = 11.98N_{cor} \quad (\text{para } B \leq 1.22 \text{ m})$$

$$q_{adm(neta)} \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 7.99N_{cor} \left( \frac{3.28B+1}{3.28 B} \right)^2 \quad (\text{para } B > 1.22 \text{ m})$$

Donde  $N_{cor}$  = número de penetración estándar corregida.



**Figura 17. Carga Admisible Captación**

### 2.4.1.2 CIMENTACIÓN DE LA CONDUCCIÓN

Los resultados obtenidos de estos ensayos sobre la clasificación de los suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), y ensayos de compactación. (Braja M, 2010)

**Tabla 13**  
**Resumen Propiedades de Suelo Conducción**

CALICATA	PROPIEDADES FÍSICAS								
	Granulometría			Límites			Compactación		
	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	LL	LP	IP	SUCS	Densidad seca g/cm <sup>3</sup>	Humedad Óptima (%)
<b>CAL4</b>	33	26	41	33	29	3	SM	1,698	17,41
<b>CAL5</b>	14	38	48	40	32	8	SC	1,842	16,27
<b>CAL6</b>	24	34	42	35	30	6	SM-SC	1,809	18,28
<b>CAL7</b>	13	41	46	35	29	6	SM-SC	1,773	16,96

- a) Se determinó que el suelo de la zona es un coluvión con matriz de arena limosa arcillosa poco compacta.
- b) El suelo se debe compactar hasta llegar a una densidad seca máxima del 100% en comparación con los ensayos de compactación presentados en los distintos tramos de la conducción
- c) Tomar en cuenta que la humedad del suelo no vaya a aumentar en las épocas de invierno para prevenir deslizamientos.
- d) Al momento de la excavación se debe entibar las paredes del corte debido a que el suelo es poco compacto y tiende a desestabilizarse.

#### 2.4.1.3 CIMENTACIÓN DE LA CASA DE MÁQUINAS

La clasificación de los suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según la norma ASTM D2487.



Tabla 14

## Resumen Propiedades de Suelo Casa de Máquinas.

CALICATA	PROPIEDADES FÍSICAS							PROPIEDADES MECÁNICA	
	Granulometría			Límites				Corte directo	
	Grava s (%)	Aren a (%)	Fino s (%)	LL	LP	IP	SUCS	Ángulo de fricción Ø	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )
<b>CAL8</b>	13	43	44	40	33	7	SM-SC	28.9	0.093
<b>CAL9</b>	19	40	41	43	34	9	SC	21.6	0.06
<b>CAL10</b>	28	45	27	NP	NP	NP	SM	43.7	0.05

Carga admisible por corte de suelos cohesivos según la teoría de la capacidad de carga última Usando el análisis de equilibrio, (Terzaghi, 1943) expreso la capacidad última de carga en la expresión:

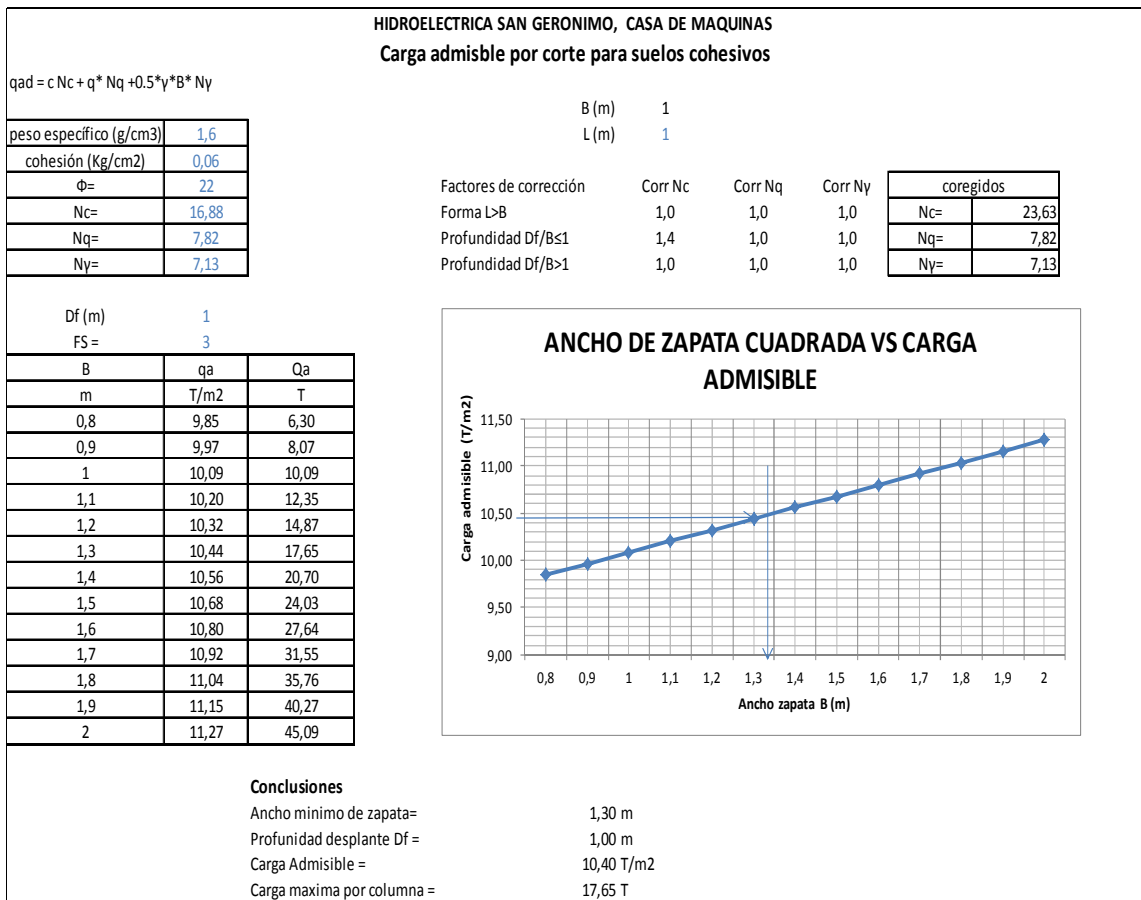
$$q_{ad} = c N_c + q N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

c = cohesión del suelo

$\gamma$  = peso específico del suelo

$$q = \gamma D_f$$

$N_c$  ,  $N_q$  ,  $N_\gamma$  = factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción del suelo,  $\Phi$ . (Braja M, 2010)



**Figura 18. Carga Admisible Casa de máquinas**

El asiento calculado para la zapata de mínima sugerida a una profundidad de desplante de 1 m, es de 0.86 cm.

## CAPITULO III

### HIDROLOGÍA.

#### 3.1 INTRODUCCIÓN

Dado el potencial hídrico del Ecuador y los requerimientos energéticos de la región norte del Ecuador, se ha promovido el aprovechamiento de los recursos naturales, por lo cual el proyecto San Jerónimo permitirá alcanzar un beneficio para la zona norte del país y mejorar el abastecimiento de energía limpia. La cuenca hidrográfica de interés para el proyecto hidroeléctrico San Jerónimo corresponde al río del mismo nombre. La definición de los principales parámetros meteorológicos se sustenta principalmente en la información del INAMHI. La información climática en la zona es escasa. Existen principalmente estaciones pluviométricas.

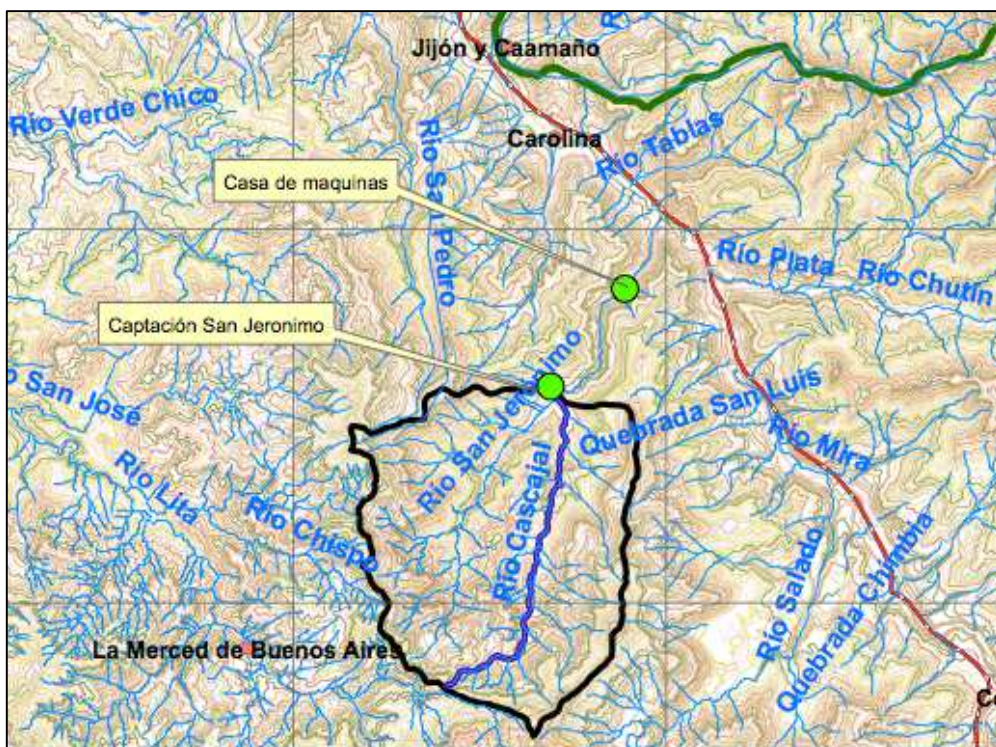


Figura 19. Hidrología – Cuenca San Jerónimo (IGM, 2014)

No se dispone de registros directos en la cuenca hidrográfica del río San Jerónimo por lo que el análisis de las características hidrológicas para el proyecto hidroeléctrico se efectúa considerando la información de estaciones próximas al área de interés.

**Tabla 15**

**Características Físicas y Morfológicas del río San Jerónimo.**

Características	Valor	Unidad
Área de la cuenca (A)	52,34	Km <sup>2</sup>
Perímetro de la cuenca	30,76	Km
Longitud del río principal (L)	10,318	Km
Cota máxima	2.720	m.s.n.m.
Cota mínima	1.340	m.s.n.m.
Longitud total de drenajes	96,974	Km
Longitud Axial	9,4	Km
Ancho medio (B=A/L)	5,6	Km
Ancho máximo	7,5	Km
Coefficiente de forma	0,54	-
Coefficiente de compacidad (Kc)	1,19	-
Índice de alargamiento	1,25	-
Densidad de drenaje (Dd)	1,85	Km/Km <sup>2</sup>
Constante de estabilidad del río (C)	0,54	-
Elevación media	2.175	m.s.n.m.
Pendiente media del cauce	13,37	%
Pendiente ponderada del cauce	11,65	%
Pendiente de la cuenca	66,00	%
Posición y Orientación	Sur – Norte	
Patrón de drenaje	Dendrítico	
Tiempo de concentración (Kirpich)	52	minutos

Las estaciones hidrométricas consideradas en la evaluación del recurso hídrico del proyecto hidroeléctrico San Jerónimo constan en la siguiente tabla, se consideran datos a nivel mensual y anual

**Tabla 16**

**Información Hidrométrica disponible (INAMHI)**

Estación	Código	Longitud	Latitud	Altitud (msnm)	Período	Área (km <sup>2</sup> )
Blanco A.J.Mira	H013	805620	10084460	890	1978– 2008	155,5
Mira en Lita	H011	783190	10097100	475	1963– 2008	4960,0

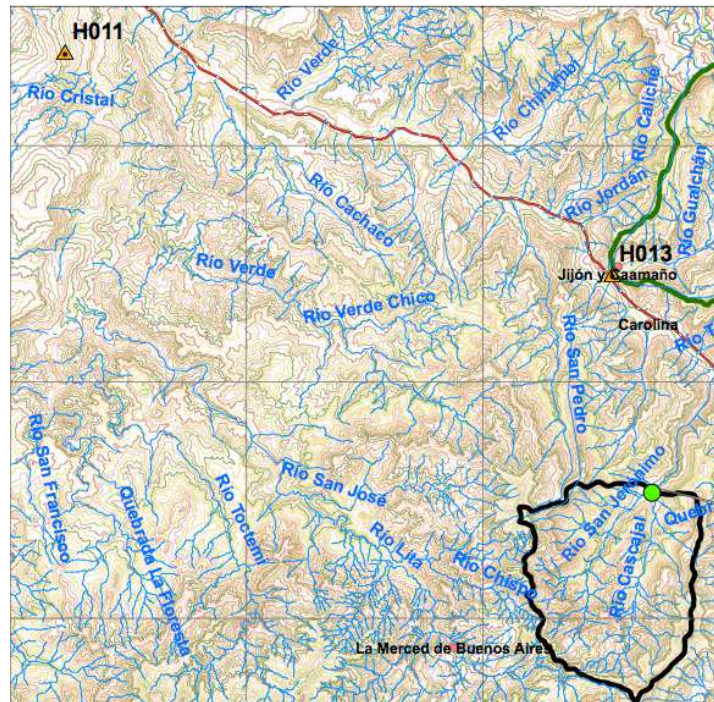


Figura 20. Ubicación Estaciones Hidrológicas (IGM, 2014)

### 3.2 CURVAS DE DESCARGA DE ESTACIONES

A continuación se incluyen las ecuaciones de las curvas de descarga de las estaciones hidrológicas consideradas en el análisis, determinadas y reportadas por el INAMHI. Las ecuaciones de las curvas de descarga tienen la siguiente forma:

$$Q = a (H + H_0)^b$$

En donde:

Q – caudal (m<sup>3</sup>/s)  
H – Nivel del agua (m)  
a, b, H<sub>0</sub> – coeficientes

Las curvas de descarga de las estaciones se incluyen a continuación, y se las considera adecuadas.

### 3.2.1 BLANCO A.J. MIRA H013

Las curvas de descarga para la estación Blanco A.J. Mira se incluyen en la siguiente tabla.

**Tabla 17**

#### Curva de descarga en la estación Blanco A.J. Mira (INAMHI)

ESTACION HIDROMETRICA BLANCO AJ MIRA				
No	Ecuación	Validez		Rango (m)
		Desde	Hasta	
1	$Q = 27,775 * (H - 0,68)^{1,654}$	01/01/1978	21/06/1989	0,68 a 3,10
2	$Q = 10,50 * (H - 0,40)^{2,447}$	22/06/1989	31/12/1999	0,40 a 4,00
3	$Q = 6,668 * (H - 0,15)^{2,909}$	01/01/2000	31/12/2008	0,15 a 4,00

### 3.2.2 MIRA EN LITA H011

Las curvas de descarga para la estación Mira en Lita se incluyen en la siguiente tabla.

**Tabla 18**

#### Curva de descarga en la estación Mira en Lita (INAMHI)

ESTACION HIDROMETRICA MIRA EN LITA				
No	Ecuación	Validez		Rango (m)
		Desde	Hasta	
1	$Q = 43,35 * (H + 0,08)^{2,000}$	01/01/1978	22/04/1979	4,61 a 5,62
2	$Q = 54,020 * (H + 0,14)^{1,860}$	23/04/1979	31/12/1982	-0,14 a 5,62
3	$Q = 41,786 * (H)^{2,049}$	01/01/2002	31/12/2008	0,00 a 4,20
4	$Q = 43,35 * (H + 0,08)^{2,000}$	01/01/2002	31/12/2008	4,21 a 5,62
5	$Q = 43,542 * (H - 0,31)^{1,593}$	04/12/2004	31/12/2008	0,31 a 6,00

### 3.3 AFOROS LÍQUIDOS – LEVANTAMIENTO DE CAMPO

Se realizó una campaña de mediciones hidrológicas en el río San Jerónimo en tres sitios que se les denominó Secciones, la primera o sección 1 20 m aguas abajo del puente de acceso a la población de Buenos Aires, la segunda o sección 2 continuando en el mismo río a unos 50 m aguas arriba del sitio de captación y la tercera o sección 3 se la realizó en el río Mira en la estación hidrológica río Blanco A.J. Mira H013, con el propósito de contar con mediciones de referencia de los caudales existentes en el río San Jerónimo y compararlos con los resultados que se obtengan del análisis hidrológico. Adicionalmente, contar con información con información simultánea en el río Blanco con el objeto de establecer la relación entre los caudales en las cuencas de interés.

El equipo utilizado para efectuar los trabajos de hidrometría de campo consta de:

- Molinete SEBA tipo universal con hélice, eje horizontal.
- Piezas y accesorios para muestreo manual. □
- Juego de barras graduadas. □
- Escandallos de 50 kg.
- Cámara de fotos y GPS

**Tabla 19**

#### **Resultados Aforos Líquidos(sección 1)**

No	Fecha	L. L. Media	Hora inicio	Hora Fin	Caudal (m3/s)	Área (m2)	Velocidad (m/s)	Hmed (m)	HMax (m)	Vmax (m/s)
1	26/03/2015	0,150	10:56	11:40	3,734	3,669	1,018	0,459	0,720	2,236
2	27/03/2015	0,100	09:28	10:10	3,518	3,527	0,997	0,441	0,650	2,551



**Figura 21. Sección de Aforo 1 río San Jerónimo**

**Tabla 20**

**Resultados Aforos Líquidos(sección 2)**

No	Fecha	L. L. Media	Hora inicio	Hora Fin	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Área (m <sup>2</sup> )	Velocidad (m/s)	Hmed (m)	HMax (m)	Vmax (m/s)
1	26/03/2015	S.L.	13:00	13:45	4,489	3,946	1,138	0,438	0,670	<b>2,092</b>
2	27/03/2015	S.L.	11:00	11:48	3,723	3,943	0,944	0,438	0,640	1,880



**Figura 22. Sección de Aforo 2 río San Jerónimo**



Tabla 21

## Resultados Aforos Líquidos (sección 3)

No	Fecha	L. L. Media	Hora inicio	Hora Fin	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Área (m <sup>2</sup> )	Velocidad (m/s)	Hmed (m)	HMax (m)	Vmax (m/s)
1	26/03/2015	1,580	15:10	16:15	25,423	14,030	1,812	1,079	1,400	3,092
2	27/03/2015	1,530	07:05	08:30	21,866	13,415	1,630	1,032	1,350	2,653



Figura 23. Sección de Aforo 3 río Blanco

A continuación se muestra la relación entre los valores de caudales del río San Jerónimo en la captación y del río Blanco.

Tabla 22

## Coeficiente de simultaneidad de caudales entre río San Jerónimo y Mira

No	Fecha	Caudal San Jerónimo (m <sup>3</sup> /s)	Caudal Blanco (m <sup>3</sup> /s)	QSJ/QB
1	27/03/2015	3,734	25,423	0,15
2	28/03/2015	3,518	21,866	0,16

De las mediciones efectuadas se aprecia, que el caudal en el río San Jerónimo es del orden de 0,16 veces el caudal del río Blanco, de acuerdo a las mediciones efectuadas.

### 3.4 CAUDALES MEDIOS EN ESTACIONES

En el análisis de los caudales debe considerarse las siguientes definiciones:

- **Caudales naturales.**- son los presentes en condiciones naturales en la cuenca, es decir sin intervención antrópica.
- **Caudales remanentes o disponibles.**- son los existentes actualmente en los ríos, considerando variaciones o cambios en la cobertura vegetal de las cuencas y derivaciones de recurso hacia aguas arriba.
- **Caudales aprovechables.**- es la parte del caudal disponible susceptibles de ser captado, en este caso, sería el caudal disponible menos el caudal ecológico a mantenerse en el río.
- **Caudal de diseño.**- caudal máximo a derivarse, igual o menor al aprovechable para el proyecto.

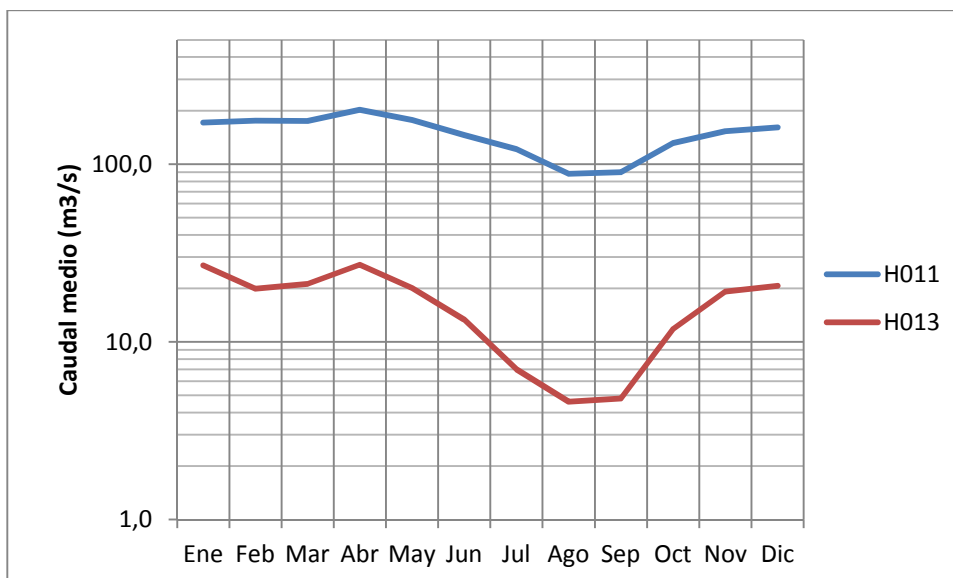
En base a la información de las series históricas de las estaciones consideradas, en valores mensuales sin rellenar, en la siguiente tabla se presenta se resume los caudales mensuales y anuales.

**Tabla 23**

#### **Caudales medios en estaciones hidrológicas(m<sup>3</sup>/s) (INAMHI)**

Cód	Estación	Caudales medios mensuales (m <sup>3</sup> /s)												QMA m <sup>3</sup> /s
		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	
H 013	Blanco A.J. Mira	26,9	19,9	21,2	27,2	20,1	13,3	7,0	4,6	4,8	11,8	19,2	20,7	16,0
H 011	Mira en Lita	171,5	175,4	175,0	202,0	176,7	145,8	121,2	88,2	90,1	131,5	153,4	160,7	144,0

A continuación se muestra la variación mensual de los caudales, observándose un régimen bimodal con los valores máximos se presentan típicamente en abril, mientras los caudales mínimos ocurren en el período julio – septiembre.



**Figura 24. Caudales medios mensuales estaciones hidrológicas (m<sup>3</sup>/s) (INAMHI)**

En el caso de la estación Blanco AJ Mira se consideran caudales naturales de la cuenca por cuanto los usos en el área de drenaje de interés son mínimos.

Las series de caudales medios mensuales de las estaciones consideradas de interés se incluyen en la siguiente tabla.

Tabla 24

## Caudales medios mensuales H013 Blanco A.J. Mira (INAMHI)

AÑO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	ME DIA
1978					18,6	7,8	7,6	5,2	4,4	8,6	15,4	19,4	10,9
1979		5,8	21,0	17,1	20,8	14,7	4,1	3,2	14,2	13,5	12,1	10,8	12,5
1980	22,2		15,3	19,6	12,6	7,6	2,0	1,0	1,5	14,4	14,5	16,3	11,5
1981	22,3	23,5	20,7		18,1	13,5	8,3	6,2	5,3	10,7	21,5	20,5	15,5
1982	31,9	20,2	24,2	22,5		11,4	7,7	3,9	7,8	29,6	34,3	33,4	20,6
1983	23,9	18,3	32,2	34,3	30,0	20,2	16,7	9,4	0,9	3,4	17,5	28,3	19,6
1984	24,0	29,2	32,1	34,3	30,0	20,2	16,7	9,6	12,5	22,5	14,6	28,8	22,9
1985	30,6	12,2			28,4	5,3	2,5	1,9	4,8	11,7	14,8		12,4
1986	34,0	30,8	26,9	23,8	25,5	12,3	4,5	2,1	3,2	22,4	24,7		19,1
1987	22,2	8,5	13,1	16,6	14,4	5,2	2,5	5,6	2,5		21,2	29,0	12,8
1988	30,5	25,2	12,7	20,5	16,8	13,7	9,4	3,5	7,4	8,6	31,9	24,8	17,1
1989	33,4	21,4	21,9	14,1	19,0	14,0	5,5	2,9	7,5				15,5
1990			14,7	20,4	14,0	5,7	3,7	2,2	1,9	14,9	7,0	8,6	9,3
1991	20,5												20,5
1992		13,3	8,0	9,2	11,1	6,1	2,7	1,6	5,1	8,4	13,3	17,3	8,7
1993	19,9	20,0	23,7	24,0	14,6	5,8		7,5			21,4	15,1	16,9
1994	29,1	12,3						8,5		11,7	15,8	26,2	17,3
1995	16,5	5,1	14,0	20,6	15,1	9,1				20,1	26,7	14,8	15,8
1996	56,5	26,4	27,4	24,1	23,8	10,3	6,0	3,5	5,1	11,2	7,6	11,8	17,8
1997	33,4	27,4	23,6	23,6	13,7	21,9	5,6	1,3	1,4	14,0	21,9	17,4	17,1
1998	5,6	13,8	20,3	29,3	21,4	11,2	2,6	1,9	3,8	5,2	26,6	15,9	13,1
1999	58,4	46,3	38,3	55,4	42,0	32,4	7,4	3,0	13,2	30,9	30,4	37,2	32,9
2000	37,7	37,5	40,1	39,8	39,8	24,8	12,1	5,2	4,0	5,1	5,0	3,9	21,3
2001	5,8	15,5	5,8	11,4	16,0	10,7	6,9	4,9	3,7	8,7	27,6	35,6	12,7
2002	12,6	7,9	19,0						5,4	2,8	2,2	5,9	8,0
2003	9,0	9,8	11,7				7,9	4,5	1,0				7,3
2004				97,0	5,5	29,8	22,7	22,6	6,5	8,5	44,9	40,7	30,9
2005	33,6	28,3	24,4	16,8	8,9	6,3	2,7	1,7	1,6	5,0	22,5	14,0	13,8
2006	24,7	25,3	22,0	23,7	22,1	19,2	4,2	2,0	1,6	3,0	21,1	20,9	15,8
2007		7,2	15,2	27,7	20,6	9,2	5,0	2,3	1,3	4,3	6,3	25,0	11,3
2008	34,3	25,8	23,4		20,7	11,4	5,7	2,9	3,1	8,9	16,3	16,5	15,3
Media	26,9	19,9	21,2	27,2	20,1	13,3	7,0	4,6	4,8	11,8	19,2	20,7	16,0
Máx,	58,4	46,3	40,1	97,0	42,0	32,4	22,7	22,6	14,2	30,9	44,9	40,7	32,9
Mín,	5,6	5,1	5,8	9,2	5,5	5,2	2,0	1,0	0,9	2,8	2,2	3,9	7,3

Tabla 25

## Caudales medios mensuales H011 Mira en Lita (INAMHI)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Media
<b>1963</b>												173,3	173,3
<b>1964</b>	132,1	105,5	91,3	178,2	150,7	213,8	110,5	131,7	124,5	129,2	164,9	187,4	143,3
<b>1965</b>	196,1	149,7	125,4	226,5		129,8	138,1	87,6	125,7	166,7	299,4	171,6	165,2
<b>1966</b>			158,2		182,2				94,5	158,3			148,3
<b>1967</b>						146,6	134,7	89,4	47,2	90,6	72,1	114,9	99,4
<b>1968</b>	113,4	185,9	197,7	219,5	125,9	100,3	126,2	78,6	101,6	173,1	152,8	84,5	138,3
<b>1969</b>	149,3	172,6	101,3	226,9	144,6	112,2	86,1	74,3	89,0	156,5	137,7	181,1	136,0
<b>1970</b>						151,6	89,4	88,1	97,6	116,2	211,4	211,2	137,9
<b>1971</b>	262,7	287,6	242,6	239,3	195,5	169,4	167,4	128,3	202,8	186,7	181,6	153,6	201,5
<b>1972</b>	273,1	200,7	188,2	179,9	158,4	121,8	110,6	69,5	75,0	123,7	162,5	233,4	158,1
<b>1973</b>	109,2	124,5	99,2	163,2	170,4	194,3	121,5	114,5	105,9	128,6	133,3	148,8	134,4
<b>1974</b>	194,0	271,2	295,2			130,3	150,1	90,4	97,6	180,1	262,1	283,8	195,5
<b>1975</b>	237,7	294,2	237,1	169,8	219,4	209,8	227,1	123,7	97,6	187,6	177,5	182,1	197,0
<b>1976</b>	215,3	207,6	195,9	280,8	176,2	143,0	160,8	95,3	77,7	72,3	141,0	165,0	160,9
<b>1977</b>	125,9	133,3	178,4	163,8	157,4	138,2	114,1	104,8	100,8	167,7		131,9	137,8
<b>1978</b>													
<b>1979</b>					204,1	165,8	97,1	85,1	150,9	133,2	96,3	99,4	129,0
<b>1980</b>	154,9	278,0	171,2	193,2	164,4	130,0	93,6	64,6		104,7		122,3	147,7
<b>1981</b>	129,0	131,6	135,2	206,7	149,6	122,9						129,0	143,4
<b>1982</b>											168,2	109,1	138,7
<b>1983</b>	139,8	126,8	130,3	146,0	140,4	99,4	72,7	83,0	59,0	82,6	127,3	128,5	111,3
<b>1984</b>	119,0	142,9	166,1										142,7
<b>1985</b>					231,5		112,4	104,0	90,4	124,8	141,6	169,1	139,1
<b>1986</b>											85,5	67,4	76,4
<b>1987</b>	133,4	145,2	158,9	147,5	166,5	121,0	111,6	113,2	80,9				130,9
<b>1988</b>				192,5	171,0	164,5	187,7	86,7	115,7	116,1	274,9	229,8	171,0
<b>1989</b>	335,6	224,4	190,1			132,8	151,7	99,7	101,0				176,5
<b>1990</b>									75,4	149,5	89,2		104,7
<b>1991</b>													
<b>1992</b>													
<b>1993</b>							88,3	66,2	94,9	206,3	146,8	114,8	119,6
<b>1994</b>	96,0	81,8						95,6	95,0			263,5	126,4
<b>1995</b>													
<b>1996</b>		255,3	279,2	262,9	266,9	168,4	143,6	90,1	71,1	85,1	73,3	108,0	164,0
<b>1997</b>	261,0	173,1	197,3	132,0	161,9	131,4		40,1	54,6	82,8			137,1
<b>1998</b>													
<b>1999</b>													
<b>2000</b>													
<b>2001</b>													
<b>2002</b>	180,1	126,5	131,1	228,6	172,0	182,3	133,2	77,2	67,7	101,7	126,2	196,8	143,6
<b>2003</b>	101,8	114,2	136,5	176,7	176,4	131,2	115,1	82,8	57,2	180,4	169,4	143,6	132,1
<b>2004</b>	166,7	91,8	121,4	196,8	184,8	133,5	110,5	83,7	78,1	118,0	75,5	44,5	117,1
<b>2005</b>	15,7	90,8	194,4	160,4	123,5	90,1	73,1	49,9	41,8	86,2	115,2	139,1	98,4
<b>2006</b>	202,7	262,1	211,6	266,0	183,0	159,4	82,4	64,2	52,0	74,9	199,5	240,5	166,5
<b>2007</b>	130,1	97,2	131,9	196,1	176,6	168,1	81,7	86,5	64,3	117,6	134,0	201,8	132,2
<b>2008</b>	283,2	260,4	259,6	295,2	240,5	167,8	124,5	84,0	97,2	144,0	175,4	213,3	195,4
<b>Media</b>	171,5	175,4	175,0	202,0	176,7	145,8	121,2	88,2	90,1	131,5	153,4	160,7	144,0
<b>Máx</b>	335,6	294,2	295,2	295,2	266,9	213,8	227,1	131,7	202,8	206,3	299,4	283,8	201,5

<b>Mín</b>	15,7	81,8	91,3	132,0	123,5	90,1	72,7	40,1	41,8	72,3	72,1	44,5	76,4
------------	------	------	------	-------	-------	------	------	------	------	------	------	------	------

Los caudales medios anuales y específicos obtenidos en base a los registros de cada estación se detallan en la siguiente tabla.

**Tabla 26**

**Caudales medios anuales y específicos en las estaciones hidrológicas (INAMHI)**

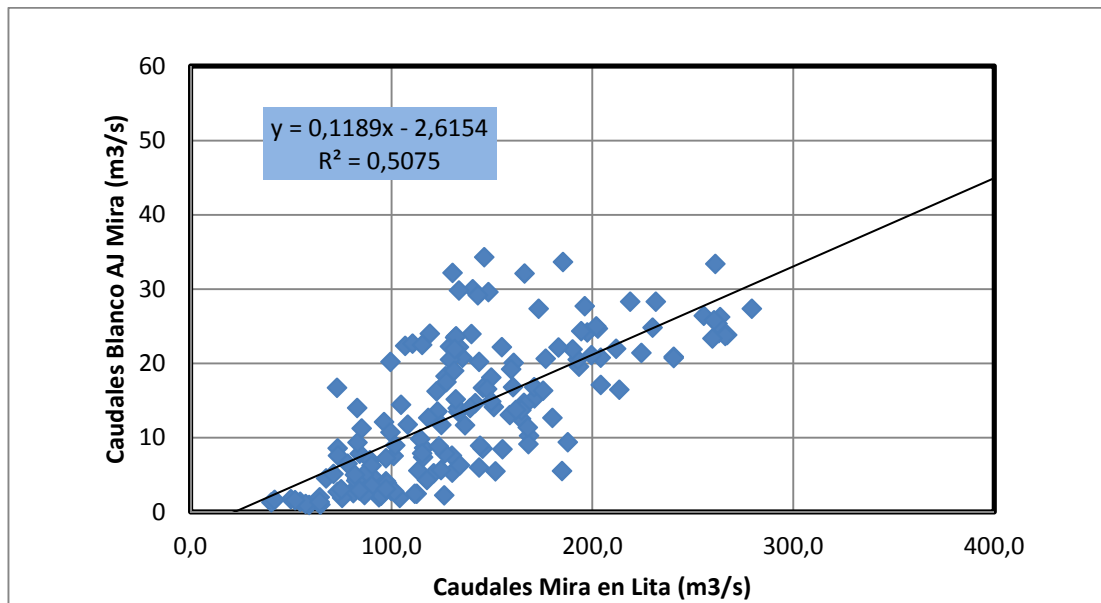
<b>Código</b>	<b>Estación</b>	<b>Área (km<sup>2</sup>)</b>	<b>Caudal medio anual (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Caudal medio específico (l/s/km<sup>2</sup>)</b>
H013	Blanco A.J. Mira	155,5	16,0	102,9
H011	Mira en Lita	4960,0	144,0	29,0

Los caudales registrados en la estación H013 Blanco A.J. Mira, determinan un caudal específico del orden de 103 l/s/km<sup>2</sup>.

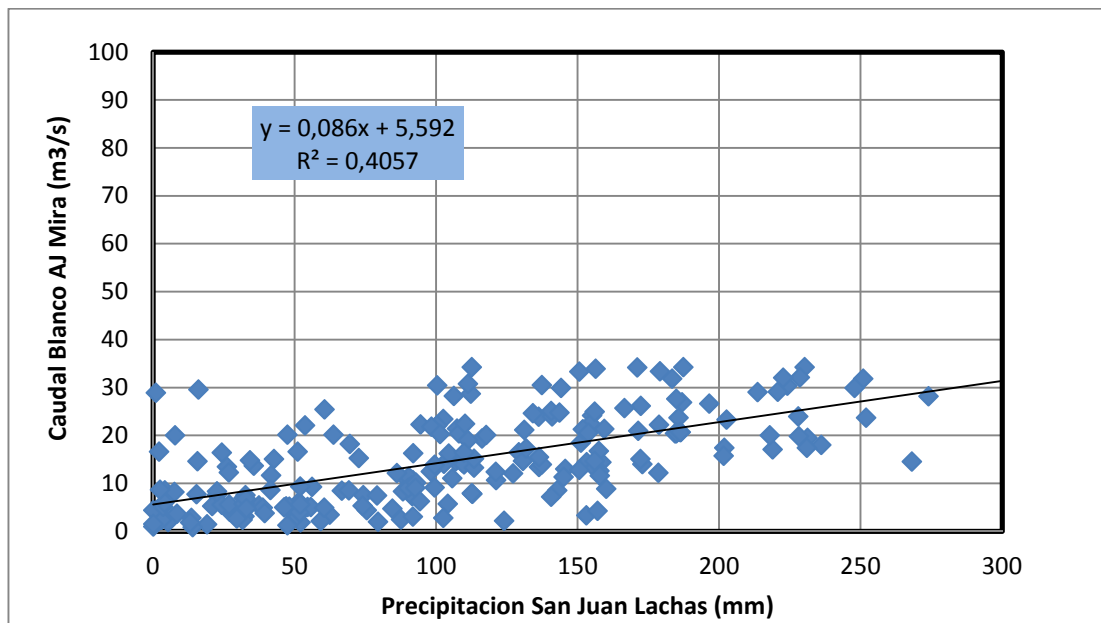
El caudal específico establecido en base a la información de la estación del río Blanco, determinan un orden de precipitaciones mayores en el área de estudio; Pero, dado las variaciones importantes de precipitación en la zona, el número de estaciones pluviométricas existentes es insuficiente para establecer en forma adecuada y a detalle la variación espacial en el área de estudio, lo que genera un grado de incertidumbre en el análisis.

Para efectuar el análisis hidrológico en el sitio de captación del río San Jerónimo, se realizó el relleno y extensión de la serie de la estación H013 Blanco A.J. Mira, aplicando regresiones de tipo lineal se correlacionaron los caudales mensuales y diarios.

Se rellenaron los datos mensuales de la estación H013 Blanco AJ Mira, considerando las series de caudales de la estación H011 Mira en Lita y la serie de precipitaciones de la estación M309 San Juan Lachas. Las Figuras a continuación representan la regresión línea aplicada en el relleno de datos mensuales.



**Figura 25. Regresión lineal entre Caudales medios mensuales Blanco A.J Mira y Mira en Lita (m³/s)**



**Figura 26. Regresión lineal entre Caudales medios mensuales Blanco A.J Mira y la precipitación mensual San Juan Lachas**

En resumen las ecuaciones aplicadas para el relleno y extensión de los caudales mensuales se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 27

### Relaciones en el relleno y extensión de caudales medios mensuales

Ecuación	Coef. correlación
QBlanco AJ Mira = 0,1189 * QMira en Lita – 2,6154	r = 0,71
QBlanco AJ Mira = 0,0887 * PSan Juan Lachas + 5,2419	r = 0,66

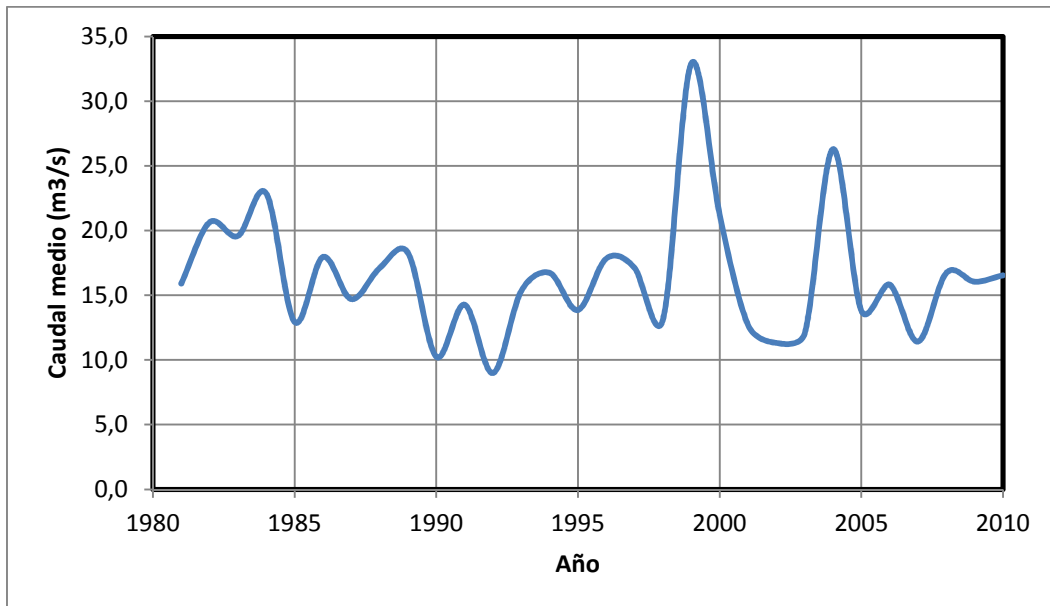
Tabla 28

### Caudales medios mensuales en la estación H013 Blanco Aj Mira (INAMHI)

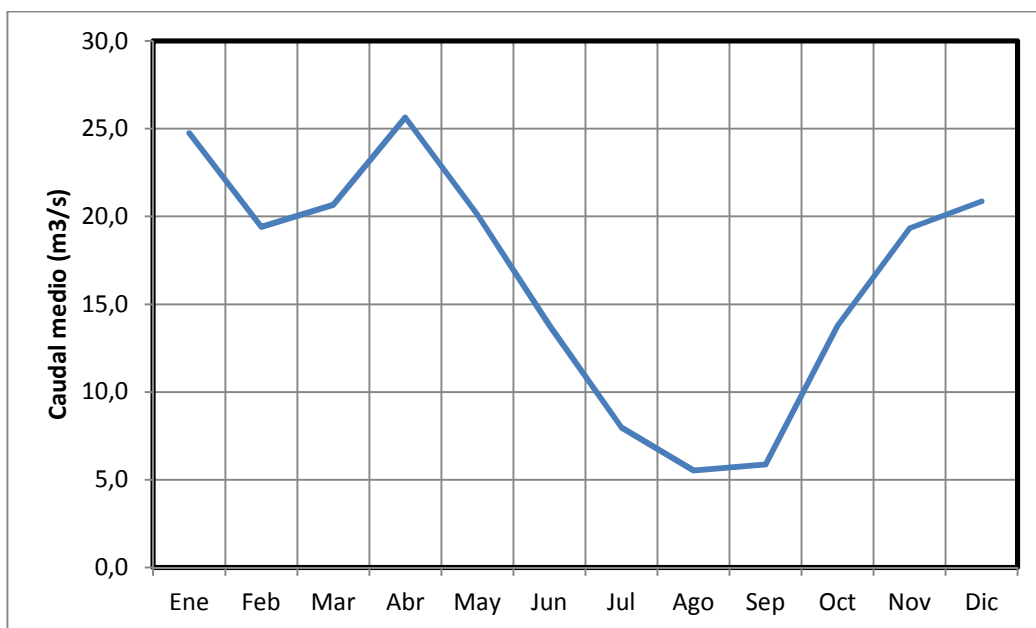
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Media
1981	22,3	23,5	20,7	20,1	18,1	13,5	8,3	6,2	5,3	10,7	21,5	20,5	15,9
1982	31,9	20,2	24,2	22,5	20,7	11,4	7,7	3,9	7,8	29,6	34,3	33,4	20,6
1983	23,9	18,3	32,2	34,3	30,0	20,2	16,7	9,4	0,9	3,4	17,5	28,3	19,6
1984	24,0	29,2	32,1	34,3	30,0	20,2	16,7	9,6	12,5	22,5	14,6	28,8	22,9
1985	30,6	12,2	8,3	17,5	28,4	5,3	2,5	1,9	4,8	11,7	14,8	17,5	12,9
1986	34,0	30,8	26,9	23,8	25,5	12,3	4,5	2,1	3,2	22,4	24,7	5,4	18,0
1987	22,2	8,5	13,1	16,6	14,4	5,2	2,5	5,6	2,5	35,7	21,2	29,0	14,7
1988	30,5	25,2	12,7	20,5	16,8	13,7	9,4	3,5	7,4	8,6	31,9	24,8	17,1
1989	33,4	21,4	21,9	14,1	19,0	14,0	5,5	2,9	7,5	38,0	12,3	29,4	18,3
1990	14,2	15,8	14,7	20,4	14,0	5,7	3,7	2,2	1,9	14,9	7,0	8,6	10,3
1991	20,5	6,7	21,0	8,4	25,4	13,6	7,1	9,5	17,0	10,9	17,9	13,3	14,3
1992	11,7	13,3	8,0	9,2	11,1	6,1	2,7	1,6	5,1	8,4	13,3	17,3	9,0
1993	19,9	20,0	23,7	24,0	14,6	5,8	5,7	7,5	11,7	14,5	21,4	15,1	15,3
1994	29,1	12,3	23,2	24,4	16,5	18,1	6,3	8,5	8,7	11,7	15,8	26,2	16,7
1995	16,5	5,1	14,0	20,6	15,1	9,1	10,2	8,4	5,8	20,1	26,7	14,8	13,9
1996	56,5	26,4	27,4	24,1	23,8	10,3	6,0	3,5	5,1	11,2	7,6	11,8	17,8
1997	33,4	27,4	23,6	23,6	13,7	21,9	5,6	1,3	1,4	14,0	21,9	17,4	17,1
1998	5,6	13,8	20,3	29,3	21,4	11,2	2,6	1,9	3,8	5,2	26,6	15,9	13,1
1999	58,4	46,3	38,3	55,4	42,0	32,4	7,4	3,0	13,2	30,9	30,4	37,2	32,9
2000	37,7	37,5	40,1	39,8	39,8	24,8	12,1	5,2	4,0	5,1	5,0	3,9	21,3
2001	5,8	15,5	5,8	11,4	16,0	10,7	6,9	4,9	3,7	8,7	27,6	35,6	12,7
2002	12,6	7,9	19,0	23,4	17,8	19,1	13,2	6,6	5,4	2,8	2,2	5,9	11,3
2003	9,0	9,8	11,7	18,4	18,4	13,0	7,9	4,5	1,0	18,8	17,5	14,5	12,0
2004	17,2	8,3	11,8	97,0	5,5	29,8	22,7	22,6	6,5	8,5	44,9	40,7	26,3
2005	33,6	28,3	24,4	16,8	8,9	6,3	2,7	1,7	1,6	5,0	22,5	14,0	13,8
2006	24,7	25,3	22,0	23,7	22,1	19,2	4,2	2,0	1,6	3,0	21,1	20,9	15,8
2007	12,9	7,2	15,2	27,7	20,6	9,2	5,0	2,3	1,3	4,3	6,3	25,0	11,4
2008	34,3	25,8	23,4	31,9	20,7	11,4	5,7	2,9	3,1	8,9	16,3	16,5	16,7
2009	24,4	21,6	24,1	14,4	15,7	12,3	10,0	10,9	9,6	11,8	15,3	22,4	16,0
2010	12,1	18,8	16,3	21,6	17,5	8,6	17,8	10,1	12,6	12,1	19,3	31,7	16,5
Media	24,8	19,4	20,7	25,6	20,1	13,8	8,0	5,5	5,9	13,8	19,3	20,9	16,5
Máx,	58,4	46,3	40,1	97,0	42,0	32,4	22,7	22,6	17,0	38,0	44,9	40,7	32,9
Mín,	5,6	5,1	5,8	8,4	5,5	5,2	2,5	1,3	0,9	2,8	2,2	3,9	9,0
Valores rellenos con la ecuación H013=0,1189*H011-2,6154 r=0,71													
Valores rellenos con la ecuación H013=0,0887*M309+5,2419 r=0,66													



El detalle de estos caudales medios mensuales rellenados y extendidos se presenta en el **ANEXO IV**



**Figura 27. Variación cronológica de caudales medios anuales en la estación Blanco AJ Mira (m³/s)**



**Figura 28. Caudales medios mensuales en la estación Blanco AJ Mira (m³/s)**

El caudal medio en valores mensuales para la estación H013 Blanco AJ Mira corresponde a un valor igual a 16,479 m<sup>3</sup>/s, que corresponde a un caudal específico de 106 l/s/km<sup>2</sup>.

Una vez determinada la serie de caudales medios mensuales de la estación H013 Blanco AJ Mira, se procedió al relleno a nivel diario considerando la media mensual de mes a rellenar, el comportamiento de los caudales medios del mismo mes en otro año .

### **3.5 CAUDALES CONCESIONADOS**

La caracterización hidrológica define los caudales disponibles en la fuente hídrica, el río San Jerónimo, con el propósito de establecer la oferta hídrica para la realización del diseño de las obras de captación, conducción, tanque de carga, tubería de presión, generación de energía y restitución. En este contexto es necesario analizar los usos y aprovechamientos del agua en la cuenca del río Blanco y del río San Jerónimo.

Por lo que el principal objetivo del análisis de las concesiones es definir una serie temporal de usos de agua hasta el sitio de captación, con el fin de reestablecer la serie de caudales naturales y definir los caudales efectivamente aprovechables para el proyecto hidroeléctrico San Jerónimo.

En el presente análisis se considera que los usos son mínimos, por lo que las series analizadas corresponden a caudales naturales.

### 3.6 CAUDALES DISPONIBLES EN LA CAPTACIÓN RÍO SAN JERÓNIMO

Para la determinación de los caudales medios mensuales en los sitios de aprovechamiento del recurso hídrico para el proyecto hidroeléctrico se aplicará el método de transposición para la estimación de los caudales en el río San Jerónimo. Considerando la homogeneidad hidrológica de la cuenca de la estación y del sitio de captación.

Aplicando el concepto de proporcionalidad y transposición de los caudales medios anuales y mensuales, en función del área de la cuenca hidrográfica de interés, se aplica la siguiente relación:

$$Q_A / Q_B = (A_A / A_B) (P_A / P_B)$$

$Q_A$  – Caudal medio anual cuenca A ( $m^3/s$ )

$Q_B$  – Caudal medio anual cuenca B ( $m^3/s$ )

$A_A$  – Área de drenaje cuenca A ( $km^2$ )

$A_B$  – Área de drenaje cuenca B ( $km^2$ )

$P_A$  – Precipitación anual media cuenca A (mm)

$P_B$  – Precipitación anual media cuenca B (mm)

Se determina la magnitud del caudal medio en el sitio de captación, aplicando el factor de proporcionalidad con el área de drenaje, considerando como estación base la H013 Blanco A.J. Mira. La precipitación anual media de la cuenca del río Blanco hasta el sitio de la estación es 1.950mm, mientras en el río San Jerónimo hasta el sitio de captación la precipitación anual es 1.080mm. La siguiente tabla incluye la estimación de los caudales medios para el sitio de captación.

El factor de transposición de caudales determinado es 0,203.

Tabla 29

## Caudales medios mensuales en el Río San Jerónimo (m3/s)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
1981	4,51	4,76	4,21	4,08	3,67	2,75	1,68	1,26	1,07	2,17	4,35	4,16	3,22
1982	6,47	4,09	4,91	4,56	4,20	2,31	1,56	0,79	1,59	6,01	6,96	6,78	4,18
1983	4,85	3,71	6,53	6,95	6,08	4,10	3,39	1,90	0,19	0,68	3,55	5,73	3,97
1984	4,87	5,92	6,51	6,95	6,08	4,10	3,39	1,95	2,53	4,55	2,97	5,84	4,64
1985	6,20	2,48	1,68	3,55	5,75	1,08	0,50	0,38	0,97	2,38	3,00	3,55	2,62
1986	6,89	6,25	5,46	4,82	5,17	2,50	0,91	0,42	0,66	4,53	5,01	1,09	3,64
1987	4,50	1,73	2,65	3,36	2,93	1,05	0,50	1,13	0,51	7,24	4,31	5,88	2,98
1988	6,19	5,11	2,57	4,16	3,41	2,78	1,91	0,71	1,50	1,75	6,47	5,03	3,47
1989	6,77	4,34	4,44	2,86	3,86	2,83	1,11	0,58	1,53	7,72	2,49	5,97	3,71
1990	2,88	3,21	2,99	4,13	2,84	1,15	0,76	0,45	0,38	3,01	1,42	1,74	2,08
1991	4,16	1,35	4,26	1,70	5,16	2,76	1,43	1,93	3,46	2,21	3,64	2,69	2,89
1992	2,38	2,70	1,62	1,87	2,26	1,23	0,55	0,32	1,04	1,71	2,69	3,52	1,82
1993	4,03	4,07	4,81	4,88	2,96	1,18	1,16	1,53	2,37	2,94	4,33	3,07	3,11
1994	5,90	2,49	4,71	4,95	3,35	3,67	1,27	1,72	1,76	2,36	3,20	5,32	3,39
1995	3,35	1,04	2,84	4,18	3,06	1,85	2,06	1,70	1,17	4,08	5,41	2,99	2,81
1996	11,47	5,35	5,55	4,89	4,84	2,08	1,21	0,68	1,04	2,28	1,64	2,38	3,62
1997	6,78	5,55	4,79	4,79	2,78	4,44	1,15	0,27	0,29	2,84	4,44	3,54	3,47
1998	1,13	2,79	4,11	5,94	4,33	2,27	0,53	0,39	0,76	1,06	5,40	3,22	2,66
1999	11,83	9,39	7,76	11,24	8,52	6,57	1,50	0,62	2,69	6,26	6,17	7,55	6,67
2000	7,65	7,61	8,14	8,08	8,06	5,03	2,45	1,04	0,83	1,03	1,01	0,78	4,31
2001	1,17	3,14	1,17	2,32	3,25	2,18	1,40	0,99	0,76	1,77	5,59	7,23	2,58
2002	2,57	1,60	3,85	4,74	3,61	3,87	2,68	1,33	1,09	0,56	0,45	1,20	2,29
2003	1,82	2,00	2,37	3,73	3,72	2,63	1,60	0,91	0,21	3,82	3,55	2,93	2,44
2004	3,49	1,68	2,40	19,67	1,13	6,04	4,60	4,58	1,32	1,72	9,11	8,25	5,33
2005	6,82	5,74	4,94	3,41	1,80	1,27	0,55	0,35	0,33	1,02	4,56	2,84	2,80
2006	5,00	5,13	4,46	4,81	4,49	3,90	0,86	0,40	0,32	0,62	4,28	4,24	3,21
2007	2,61	1,47	3,08	5,62	4,19	1,86	1,02	0,46	0,27	0,88	1,28	5,07	2,32
2008	6,95	5,23	4,74	6,46	4,20	2,31	1,15	0,58	0,63	1,81	3,31	3,34	3,39
2009	4,95	4,37	4,88	2,92	3,18	2,50	2,03	2,21	1,95	2,40	3,11	4,55	3,25
2010	2,46	3,81	3,32	4,38	3,54	1,74	3,62	2,04	2,56	2,45	3,91	6,43	3,35
Med	5,02	3,94	4,19	5,20	4,08	2,80	1,62	1,12	1,19	2,79	3,92	4,23	3,34
Max	11,83	9,39	8,14	19,67	8,52	6,57	4,60	4,58	3,46	7,72	9,11	8,25	6,67
Min	1,13	1,04	1,17	1,70	1,13	1,05	0,50	0,27	0,19	0,56	0,45	0,78	1,82

Tabla 30

## Caudales medios naturales en la captación (m3/s)

Sección	Área (km <sup>2</sup> )	Factor área AA/AB	Factor precipitación PA/PB	Qmed (m <sup>3</sup> /s)	qmed (l/s/km <sup>2</sup> )
Río San Jerónimo en captación	52,34	0,34	0,602	3,342	63,8

### 3.7 CAUDALES CARACTERÍSTICOS Y CURVAS DE DURACIÓN GENERAL

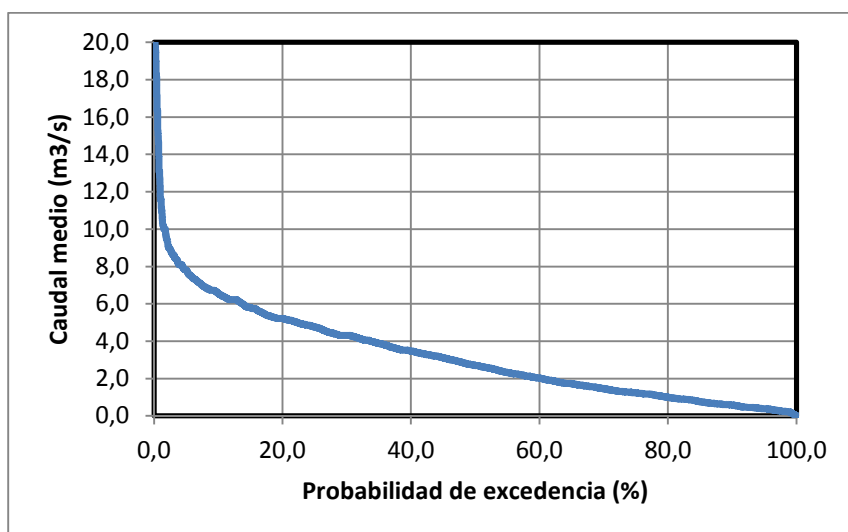
En base a los caudales medios mensuales remanentes y naturales en el sitio de captación, se obtuvieron los caudales con probabilidad asociada y la Curva de Duración General (CDG) en valores mensuales y diarios.

Los caudales remanentes con probabilidades de excedencia asociada para la estación y sitio de captación, se presentan en la siguiente tabla.

**Tabla 31**

**Caudales característicos en valores medios mensuales y diarios río San Jerónimo en captación (m<sup>3</sup>/s)**

Probabilidad de excedencia (%)	Caudales mensuales Río San Jerónimo en captación (m <sup>3</sup> /s)	Caudales diarios Río San Jerónimo en captación (m <sup>3</sup> /s)
5	7,227	7,801
10	6,249	6,551
15	5,588	5,804
20	4,951	5,211
25	4,709	4,763
30	4,343	4,314
35	4,099	3,881
40	3,639	3,471
45	3,347	3,112
50	2,970	2,701
55	2,695	2,321
60	2,451	2,027
65	2,177	1,724
70	1,771	1,455
75	1,590	1,233
80	1,213	0,995
85	1,065	0,757
90	0,782	0,586
95	0,499	0,391
Qmed	3,342	3,274



**Figura 29. Curva de duración General caudales diarios río San Jerónimo en la captación (m<sup>3</sup>/s)**

La curva de duración general muestra una limitada capacidad de regulación de los caudales en la cuenca, a lo largo del año se presenta una variabilidad importante en el recurso hídrico disponible, la curva siempre es decreciente, no se mantienen los caudales en la época de caudales mínimos.

### **3.8 CAUDALES DISPONIBLES EN LA CAPTACIÓN RÍO SAN JERÓNIMO**

Los caudales aprovechables para el proyecto hidroeléctrico San Jerónimo se determinan con base a los caudales disponibles, el caudal ecológico y el caudal concesionado, este último sería de 2,5 m<sup>3</sup>/s.

El caudal de diseño, es el caudal de derivación para el proyecto considerando la disponibilidad actual en el río San Jerónimo.

Si ha consideramos preliminarmente el caudal de diseño del proyecto igual a 2,0 m<sup>3</sup>/s, este caudal tiene una probabilidad de excedencia aproximada del 55% como lo vemos más adelante en la tabla 31. Considerando esta probabilidad del caudal de diseño, se deberían tener al menos dos turbinas para la generación.

### 3.9 CAUDAL ECOLÓGICO

El caudal ecológico se define como aquel que mantiene el funcionamiento, composición y estructura del ecosistema fluvial en condiciones naturales, a partir del cual, se asegura el buen estado de un curso de agua, la preservación del hábitat natural (flora y fauna) y de las funciones ambientales, tales como purificación de aguas, amortiguación de crecidas, recreación, pesca, energía, etc. (TULAS, 2007)

El caudal ecológico y su régimen deben ser evaluados a lo largo de la vida útil y de la operación de la central para asegurar el mantenimiento de las condiciones de calidad del agua de los ecosistemas y para asegurar los usos consuntivos y no consuntivos aguas abajo, en el área de influencia de la central. La norma en referencia, expresa también que el caudal ecológico podrá considerarse al menos el 10% del caudal medio anual. (TULAS, 2007)

Por tanto, siendo el caudal medio anual igual a 3,34 m<sup>3</sup>/s, entonces el caudal ecológico será 0,334 m<sup>3</sup>/s.

El Registro Oficial No. 41, del 14 de marzo de 2007, donde el Ministerio del Ambiente del Ecuador (MAE), mediante Acuerdo Ministerial N° 155, emitió las “Normas para la determinación del caudal ecológico y el régimen de los caudales ecológicos en los sectores hidrográficos respectivos”. En su Libro VI, Anexo 1B, establece varios requerimientos para los proyectos hidroeléctricos.

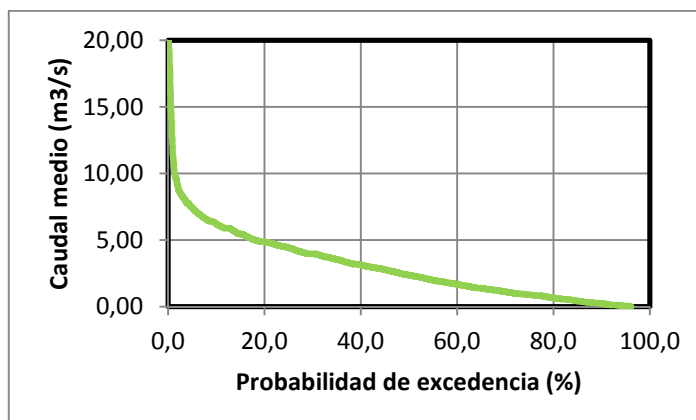
### 3.10 CAUDAL APROVECHABLES PARA EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO

Tabla 32

#### Caudales aprovechables para el proyecto Hidroeléctrico San Jerónimo

Probabilidad de excedencia (%)	Caudales diarios en captación (m <sup>3</sup> /s)	Caudales ecológicos (m <sup>3</sup> /s)	Caudales concesiones (m <sup>3</sup> /s)	Caudales aprovechables (m <sup>3</sup> /s)
5	7,801	0,334	0,0	7,47
10	6,551	0,334	0,0	6,22
15	5,804	0,334	0,0	5,47
20	5,211	0,334	0,0	4,88
25	4,763	0,334	0,0	4,43
30	4,314	0,334	0,0	3,98
35	3,881	0,334	0,0	3,55
40	3,471	0,334	0,0	3,14
45	3,112	0,334	0,0	2,78
50	2,701	0,334	0,0	2,37
55	2,321	0,334	0,0	<b>1,99</b>
60	2,027	0,334	0,0	1,69
65	1,724	0,334	0,0	1,39
70	1,455	0,334	0,0	1,12
75	1,233	0,334	0,0	0,90
80	0,995	0,334	0,0	0,66
85	0,757	0,334	0,0	0,42
90	0,586	0,334	0,0	0,25
95	0,391	0,334	0,0	0,06
Qmed	3,274	0,334	0,0	2,94

Por tanto, si consideramos el caudal de diseño de 2,0 m<sup>3</sup>/s, tenemos una probabilidad de excedencia de 55% aproximadamente.





**Figura 30. Curva de duración General caudales aprovechable río  
San Jerónimo en la captación (m3/s)**

El 4% del tiempo no existiría suficiente caudal para el aprovechamiento en el proyecto hidroeléctrico San Jerónimo.

### 3.11 CURVAS DE VARIACIÓN ESTACIONAL EN EL SITIO DE LA CAPTACIÓN

Se calcularon curvas de variación estacional, para la serie de valores de caudales diarios con la probabilidad de excedencia asociada.

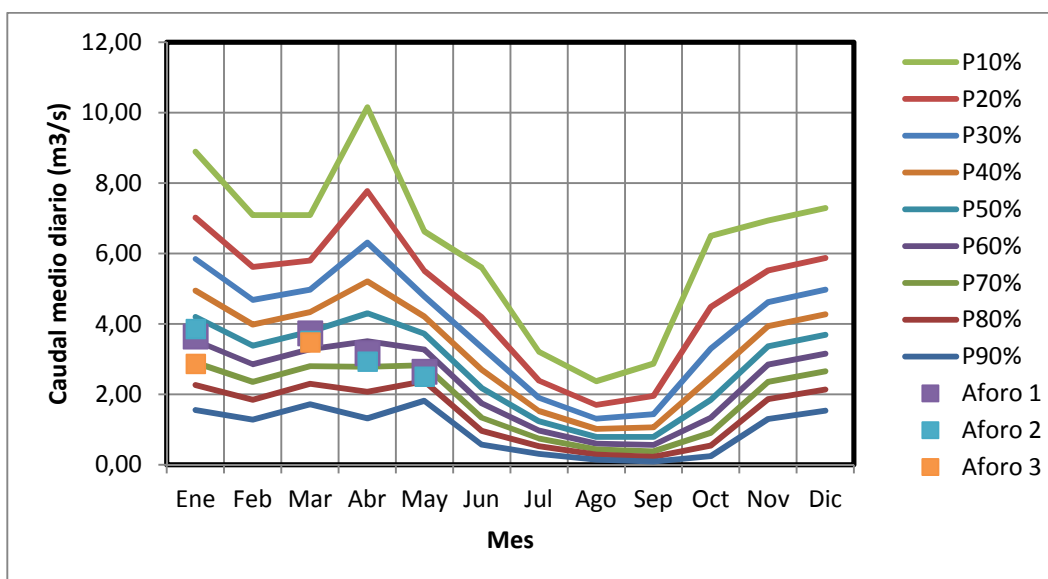
Se observa un régimen bimodal, con los valores máximos se presentan típicamente en abril, mientras los caudales mínimos ocurren en el período julio – septiembre.

Para determinar los caudales con probabilidad asociada, se aplicaron dos distribuciones de probabilidad para ajustar los valores mensuales. Considerando los valores de los coeficientes de asimetría se aplicó la distribución de probabilidades tipo Pearson III. (NAVARRO, 2007)

**Tabla 33**

**Curva de Variación Estacional caudales diarios en captación río  
San Jerónimo (m3/s)**

Proba. de exced (%)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
90	1,56	1,28	1,72	1,32	1,82	0,57	0,31	0,15	0,10	0,25	1,30	1,54
80	2,27	1,85	2,30	2,07	2,37	0,96	0,53	0,29	0,23	0,55	1,86	2,13
70	2,90	2,35	2,80	2,78	2,83	1,34	0,75	0,44	0,38	0,91	2,36	2,65
60	3,53	2,85	3,29	3,51	3,27	1,74	0,98	0,60	0,57	1,34	2,85	3,16
50	4,20	3,39	3,79	4,30	3,72	2,19	1,23	0,79	0,79	1,85	3,36	3,69
40	4,95	3,98	4,33	5,21	4,21	2,70	1,53	1,02	1,07	2,48	3,94	4,28
30	5,85	4,69	4,98	6,31	4,78	3,34	1,90	1,31	1,44	3,31	4,62	4,97
20	7,02	5,62	5,81	7,78	5,51	4,20	2,40	1,70	1,96	4,48	5,52	5,88
10	8,89	7,09	7,10	10,15	6,63	5,60	3,21	2,37	2,87	6,51	6,94	7,29



**Figura 31. Curva de variación Estacional diarios sitio captación río San Jerónimo en la captación (m<sup>3</sup>/s)**

Se puede observar en las curvas de variación estacional, que el período de menores caudales ocurre entre julio – octubre, tiempo en el cual deberá efectuarse la construcción de las obras de captación sobre el río San Jerónimo.

Los caudales aforados en el río San Jerónimo en el sitio de captación fueron 3,5 y 3,7 m<sup>3</sup>/s, observando el comportamiento de la curva de variación estacional en el mes de marzo del modelo propuesto, los caudales medidos se encuentran dentro del rango de variabilidad normal en el sitio de captación, tienen una probabilidad de ocurrencia del 50%. Se ha comparado los datos adicionales de aforos disponibles, observándose que las mediciones se ajustan al comportamiento normal de los caudales estimados para el sitio de captación. Por tanto, se considera que el modelo propuesto es razonable y representa el comportamiento de la cuenca del río San Jerónimo.

La siguiente tabla presenta los caudales diarios aprovechables en el sitio de captación, caudales característicos de cada mes asociados a la variación estacional del río San Jerónimo.

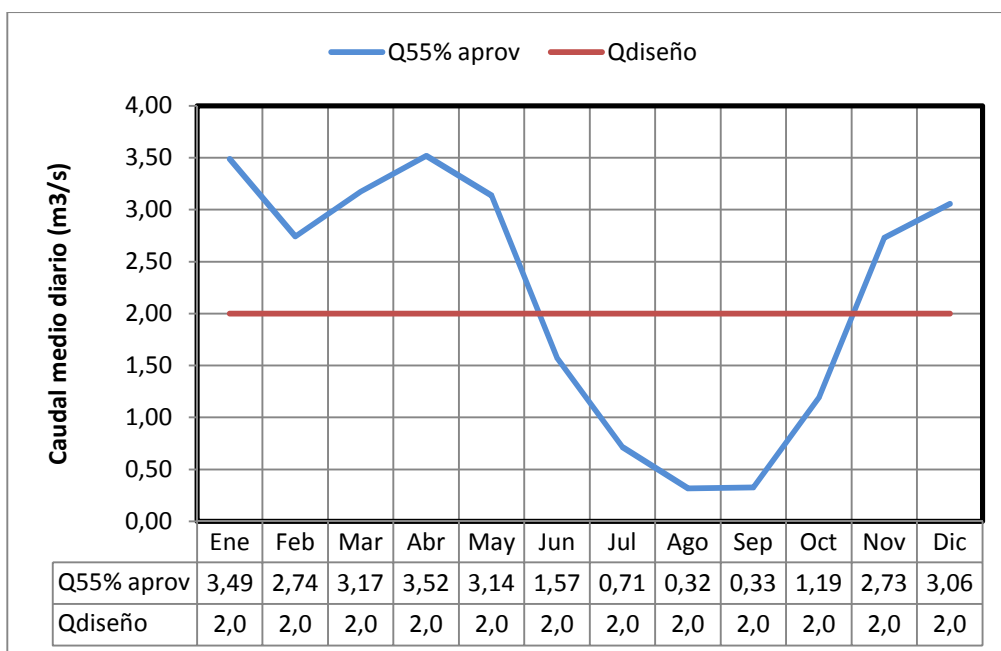
Tabla 34

**Curva de Variación Estacional caudales diarios aprovechable en la captación río San Jerónimo (m<sup>3</sup>/s)**

Proba (%)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
90	1,29	1,01	1,43	1,07	1,53	0,36	0,12	0,02	0,01	0,12	1,03	1,26
80	1,95	1,53	1,98	1,77	2,05	0,67	0,26	0,07	0,06	0,33	1,54	1,81
70	2,55	2,01	2,46	2,44	2,49	1,00	0,42	0,15	0,14	0,61	2,01	2,31
60	3,17	2,49	2,93	3,14	2,92	1,37	0,61	0,25	0,25	0,98	2,48	2,80
50	3,82	3,01	3,42	3,92	3,36	1,79	0,83	0,39	0,41	1,43	2,99	3,32
40	4,57	3,60	3,97	4,81	3,85	2,29	1,11	0,58	0,64	2,03	3,56	3,90
30	5,46	4,31	4,61	5,91	4,42	2,92	1,47	0,84	0,97	2,83	4,24	4,60
20	6,65	5,24	5,45	7,39	5,16	3,79	1,97	1,24	1,48	4,00	5,15	5,51
10	8,55	6,75	6,76	9,81	6,30	5,24	2,84	1,96	2,43	6,09	6,60	6,96

La siguiente figura muestra el caudal de diseño de 2,0 m<sup>3</sup>/s, en relación con la curva de caudal aprovechable 55% para el río San Jerónimo en el sitio de captación.

Para la probabilidad de 55%, los caudales aprovechados o turbinados serían mayores al caudal de diseño durante el período noviembre – mayo (7 meses).



**Figura 32. Curva de diseño vs caudal aprovechable 55% (m<sup>3</sup>/s)**

### 3.12 CAUDALES MÁXIMOS EN EL SITIO DE CAPTACIÓN

Existen registros de caudales máximos instantáneos, en la estación del río Blanco A.J. Mira, por tanto, la determinación de los caudales máximos de crecida asociados a diferentes períodos de retorno se realiza en primera instancia mediante el análisis estadístico probabilístico.

#### 3.12.1 CAUDALES MÁXIMOS MODELO 1 ANÁLISIS PROBABILÍSTICO

En base a información de caudales máximos instantáneos de la estación H013 Blanco A.J. Mira, se han determinado los caudales máximos en el sitio de interés.

El análisis de frecuencias hidrológicas para la determinación de la magnitud de eventos, se realiza observando el mejor ajuste de una distribución de probabilidades. La técnica analítica de frecuencias puede ser reducida a la forma (Chow, 1994):

$$X_T = X_{med} + S K_T$$

$X_T$  – magnitud del evento que tiene un periodo de retorno  $T$

$X_{med}$  –valor medio

$S$  – Desviación estándar

$K_T$  – Factor de frecuencia, propios de cada distribución de probabilidad.

Para el análisis de los caudales máximos se han considerado los registros de la estación H013 Blanco AJ Mira que tiene registro del período 1978-2008.

Se considera la información mensual de caudales máximos instantáneos de la estación H013 que se ha establecido para el análisis la serie que se muestra a continuación.

Tabla 35

**Serie de caudales máximos instantáneos en la estación H013  
Blanco AJ. Mra (m3/s)**

AÑO	QMAX (m3/s)
1979	41,24
1980	49,61
1981	49,61
1982	91,05
1983	78,21
1984	78,21
1985	-
1986	99,28
1987	51,65
1988	57,04
1989	62,95
1990	36,29
1991	-
1992	-
1993	-
1994	103,75
1995	62,28
1996	71,49
1997	64,52
1998	38,47
1999	98,84
2000	53,81
2001	161,33
2002	42,48
2003	-
2004	336,59
2005	49,358
2006	36,27
2007	56,93
2008	65,22
Media	77,5
s	60,8
Cs	3,6

Se utiliza la distribución probabilística Pearson Tipo III y Gumbel (NAVARRO, 2007) , se determina los caudales máximos para diferentes períodos de retorno en la estación H013, valores que se incluyen en la siguiente tabla.

**Tabla 36****Caudales máximos en la estación H013**

TR (años)	H013 Caudal máximo Distribución Gumbel (m3/s)	H013 Caudal máximo Distribución Pearson III (m3/s)
5	131,41	118,8
10	173,20	158,3
25	213,27	208,6
50	225,99	245,7
100	265,15	282,3

Para determinar los caudales máximos en el sitio de captación del río San Jerónimo se aplicó un factor de área de 0,34, a los valores de caudales máximos determinados con la distribución Pearson III que presenta un mejor ajuste, asociado con el coeficiente de asimetría.

**Tabla 37****Caudales máximos en la captación río San Jerónimo**

TR (años)	Captación San Jerónimo Caudal máximo (m3/s)
5	<b>40,0</b>
10	<b>53,3</b>
25	<b>70,2</b>
50	<b>82,7</b>
100	<b>95,0</b>

El caudal máximo específico para el sitio de captación con periodo de retorno de 100 años es igual a 1,81 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>. Los valores de caudales máximos específicos de la estación H013 Blanco A.J. Mira son mayores a los registros de la zona.

### 3.12.2 CAUDALES MÁXIMOS MODELO 2 PRECIPITACIÓN ESCURRIAMIENTO

Adicionalmente se efectuó el cálculo de los caudales máximos aplicando el Método del Número de Curva, para la transformación precipitación - escorrentía.

La determinación de los caudales de crecida para la captación, se realiza por el método del hidrograma unitario sintético del Soil Conservation Service de los Estados Unidos (US SCS). Se determinan las pérdidas de precipitación (intercepción, almacenamiento en depresiones, e infiltración) para calcular la precipitación efectiva sobre una cuenca, aplicando el método del número de curva. (SCS)

Para la determinación de los caudales de crecida se aplicó el modelo HEC HMS v.3.5, del US Corps of Engineers, para períodos de retorno (Tr) de 5, 10, 25, 50 y 100 años. (Engineers)

#### 3.12.2.1 MÉTODO HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS

El exceso de precipitación ( $P_e$ ) se calcula en función de la precipitación acumulada ( $P$ ), de la capacidad de almacenamiento de humedad inicial del suelo ( $I_a$ ) y de la capacidad de la cuenca para retener la precipitación, mediante la siguiente expresión: (SCS)

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

En donde:

$I_a$ : abstracción inicial, va de 0 a 500mm  
 $S$ : tasa potencial máxima de retención (mm)

Mediante experimentos en pequeñas cuencas, el SCS obtuvo la relación

$I_a = 0,2S$

A partir de la cual, se tiene:

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

S y el NC se relacionan mediante la siguiente expresión (el número de curva se obtiene de tablas a partir del tipo de suelo, cobertura vegetal, uso de suelo y condición de humedad antecedente):

$$S = \frac{25400 - 254NC}{NC}$$

El método del hidrograma unitario del SCS, se basa en las siguientes relaciones:

$$T_p = 0.5 \times \Delta t + T_{lag}$$

En donde:

$T_p$ : tiempo al pico del hidrograma (h)

$\Delta t$ : duración de la lluvia (h)

$T_{lag}$ : tiempo de retardo (h) (entre el centro de masa de la lluvia y el pico del hidrograma unitario)

El caudal pico se obtiene de la siguiente manera:

$$Q_p = 2,08 \times A/T_p$$

En donde:

$Q_p$ : caudal pico (m<sup>3</sup>/s)

A: área de la Cuenca (km<sup>2</sup>)

El tiempo de retardo ( $T_{lag}$ ) y el tiempo de concentración ( $T_c$ ) de la cuenca se relacionan a través de la siguiente expresión:

$$T_{lag} = 0,6 T_c$$



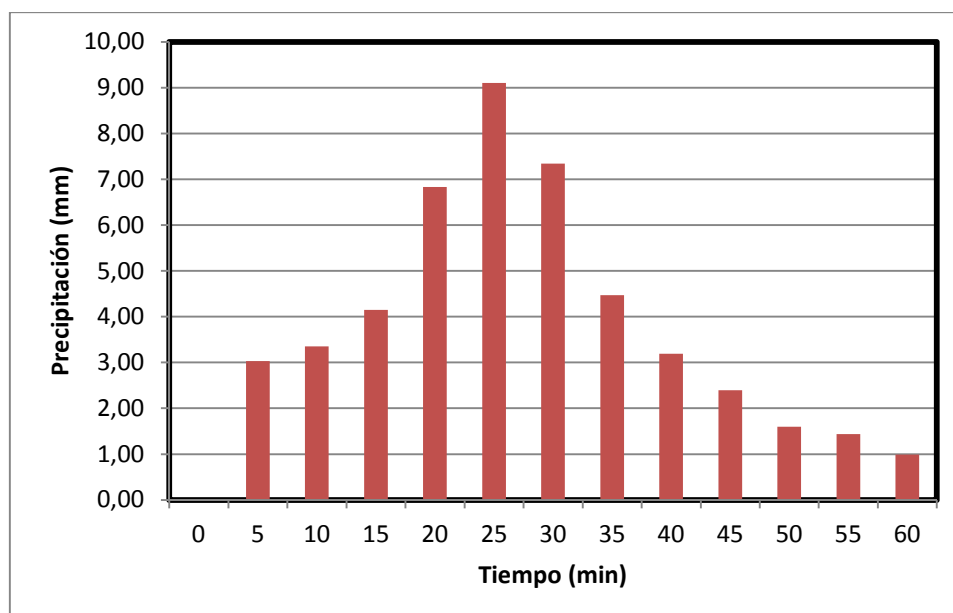
Considerando el tiempo de concentración para la cuenca del río San Jerónimo hasta el sitio de captación, se ha definido una duración de la tormenta para la modelación de  $D = 60$  min. La siguiente tabla incluye la lámina de precipitación total para diferentes períodos de retorno, determinadas aplicando las curvas IDTr del INAMHI.

**Tabla 38**

**Lámina de precipitación del evento considerado**

TR (años)	Precipitación máxima D = 60 min (mm)
5	35,9
10	39,5
25	43,1
50	47,9
100	51,5

Para la distribución temporal de la lámina de precipitación se consideró las curvas de Huff del segundo cuartil. La figura a continuación, presenta la distribución de la precipitación, para una tormenta de duración 60 minutos y un periodo de retorno de 50 años.



**Figura 33. Histograma para 60 min Tr 50 años**

Así mismo, se determinó el número de curva en función de la cobertura vegetal y el tipo de los suelos.

**Tabla 39**

**Tipos de Suelos Hidrológicos (Fatorelli & Fernandez, 2011)**

<b>Clasificación</b>	<b>Tipo de suelo</b>
A	El agua se infiltra rápidamente, aun cuando estén muy húmedos. Profundos y de texturas gruesas (arenosas o areno-limosas), están excesivamente drenados.
B	Suelos con tasas moderadas de infiltración cuando están completamente húmedos. De moderadamente profundos a profundos, de moderadamente bien drenados a bien drenados, de texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas, franco-arenosa, franca, franco arcillosa o franco-limosa.
C	Suelos con bajas tasas de infiltración cuando están completamente húmedos. Tienen una textura de moderadamente fina a fina, franco-arcillosa, franco arcillo-limosa o arcillo-arenosa
D	Suelos con bajas tasas de infiltración cuando están completamente húmedos. Compuestos principalmente de arcillas con un alto potencial de expansión, suelos con un nivel freático usualmente alto, con un estrato de arcilla cercano a la superficie, además, son poco profundos sobre estratos de materiales impermeables.

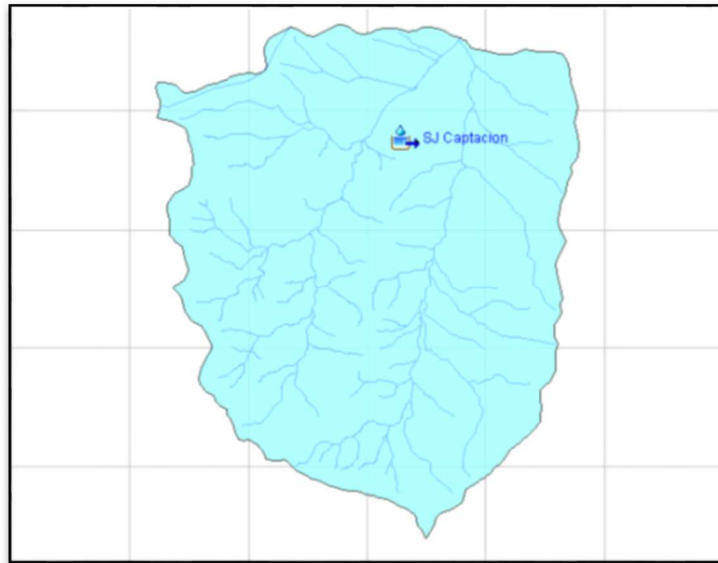
Se han considerado suelos tipo B.

La siguiente tabla muestra el cálculo de los valores de CN, para las sub-cuencas en condiciones de humedad medias AMCII.

**Tabla 40**

**Número de Curva CN ponderado en la cuenca río San Jerónimo**

<b>Uso y cobertura</b>	<b>San Jerónimo en Captación</b>	
	<b>Área (km<sup>2</sup>)</b>	<b>CN</b>
<b>Cultivos</b>	9,66	78
<b>Pastos</b>	21,85	70
<b>Vegetación arbustiva</b>	20,83	67
<b>CN ponderado</b>	70	



**Figura 34. Esquema de modelación cuenca Río San Jerónimo (HEC-HMS, 2011)**

A continuación se resumen los parámetros incorporados en el modelo HEC-HMS en el proceso de cálculo de los caudales máximos.

**Tabla 41**

**Parámetros para la determinación de los caudales máximos**

Subcuencas	Cota (msnm)	Área (km <sup>2</sup> )	CN AMC II	Abstracciones la (mm)	Tiempo Retardo (min)	Flujo base (m <sup>3</sup> /s)
San Jerónimo en captación	1340	52,34	70	21,8	36	0,2

Además:

$\Delta T = 5 \text{ min}$

Lluvia incremental

Duración 60 min

Pérdidas SCS Número de Curva

Transformación SCS hidrograma unitario

Flujo base constante mensual

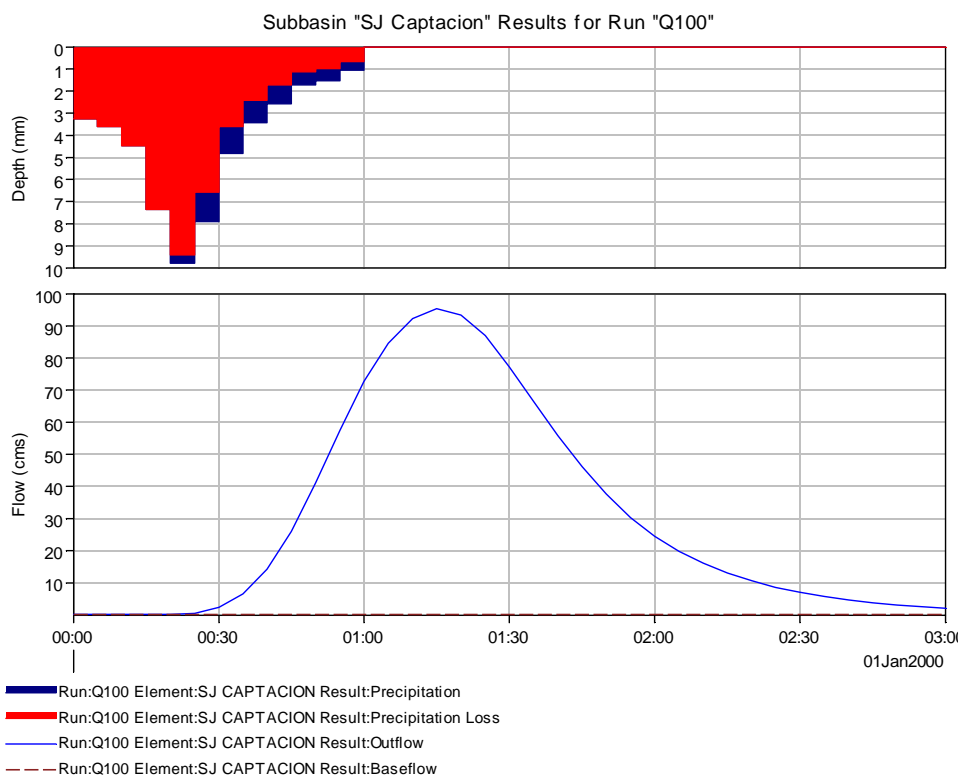
Los valores de caudales máximos para el sitio de captación del río San Jerónimo, determinados a partir del modelo HEC HMS se presentan en el acotinuación.

**Tabla 42**

**Caudales máximos en la captación río San Jerónimo-Modelo 2**

TR (años)	Caudal máximo (m <sup>3</sup> /s)
5	<b>25</b>
10	<b>38</b>
25	<b>52</b>
50	<b>76</b>
100	<b>95</b>

El hidrograma de crecida resultante en el sitio de captación del proyecto hidroeléctrico San Jerónimo para un período de retorno de 100 años se incluye a manera de ejemplo en la siguiente figura.



**Figura 35. Hidrograma de crecida (Tr=100 años) en captación río San Jerónimo (HEC-HMS, 2011)**

El caudal máximo obtenido para un período de retorno de 100 años de 95 m<sup>3</sup>/s, corresponde a un caudal específico de 1,81 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>.

Los resultados obtenidos mediante los 2 métodos son semejantes, se recomienda considerar los caudales establecidos con el Modelo 1 el método estadístico.

### **3.13 SEDIMENTOLOGÍA**

El grado de deterioro de una cuenca hidrográfica se asocia a la actividad antrópica, esta circunstancia sumada al impacto de la lluvia, vientos y otras acciones generan el fenómeno de la erosión.

La pérdida de suelo o erosión laminar no es el factor preponderante como fuentes de sedimentos que transporta el río San Jerónimo. El material del fondo es relativamente grueso para que sea resultado de la erosión laminar a lo largo de la cuenca.

El movimiento de las partículas que arrastra el río obedece a características propias del flujo, de la geometría del cauce y de las partículas o materiales que conforman el fondo. El inicio o umbral del movimiento de las partículas se relaciona con el esfuerzo de corte actual en el fondo, el esfuerzo crítico de corte, la velocidad media en la sección transversal y la velocidad en el fondo.

El volumen total de sedimentos transportados puede dividirse, de acuerdo al mecanismo de transporte en: carga de fondo (material sólido arrastrado junto al fondo del cauce) y carga de suspensión (volumen de material transportado por el flujo alejado del fondo).

Se busca evaluar la cantidad total del material que puede ser transportado.

Hay tres parámetros importantes que afectan la carga de fondo, según Lane y Barland :

- a) El tamaño del material de fondo o la velocidad de caída de las partículas.
- b) La pendiente longitudinal del curso o la velocidad promedio del flujo.
- c) La naturaleza del cauce: profundidad, tamaño, forma y rugosidad.

Para determinar la carga de fondo se debe considerar la variabilidad de las condiciones de flujo a lo largo del tiempo. La gran masa de sedimentos se transporta en las crecidas cuando sube la profundidad de agua.

El transporte total de sedimentos, calculados en los sitios de captación, se determinó con el gasto sólido en suspensión y el arrastre de fondo. El gasto sólido en suspensión se obtuvo determinando la relación entre el gasto sólido y el gasto líquido. (Fatorelli & Fernandez, 2011)

### **3.13.1 INFORMACIÓN DISPONIBLE**

En el presente análisis se han considerado los registros de aforos sólidos de las estaciones hidrológicas H013 Blanco AJ Mira, con el propósito de observar el comportamiento de sólidos en suspensión en la zona de análisis. Adicionalmente, se realizaron mediciones de sólidos en suspensión a través de la ejecución de aforos sólidos como parámetro de referencia de las concentraciones de sólidos en la cuenca del río San Jerónimo.

Tabla 43

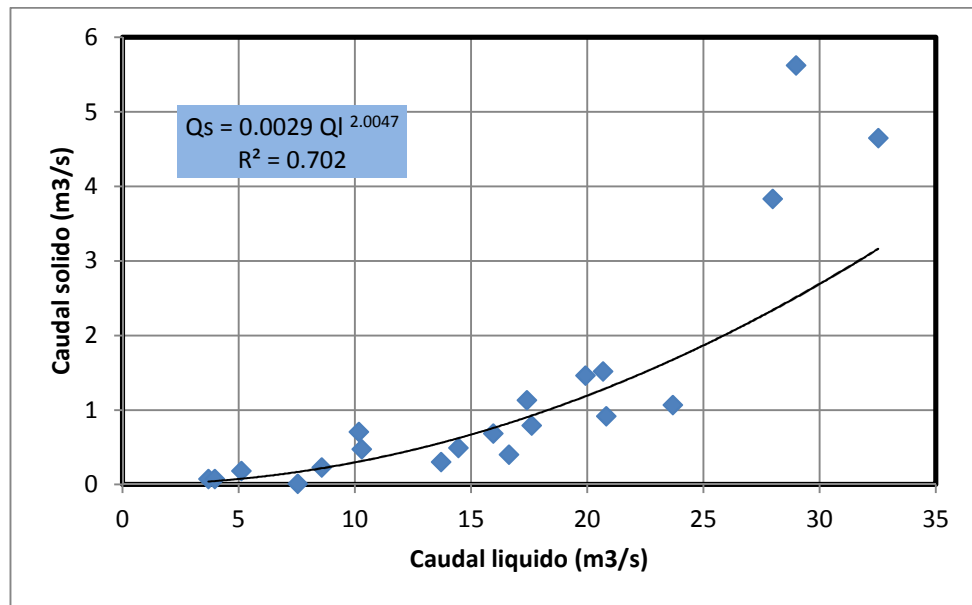
**Registro de Aforos sólidos en a estación H013 Blanco AJ Mira (INAMHI)**

N°	Fecha	Lectura limnimétrica		Caudal m <sup>3</sup> /s	Concentración Media kg/m <sup>3</sup>	Gasto sólido kg/s	Observaciones
		inicial (m)	final (m)				
1	78-04-30	1,70	1,70	28,980	0,1940	5,6221	INECEL
2	78-04-30	1,64	1,64	27,970	0,1370	3,8319	"
3	78-07-08	1,03	1,03	3,680	0,0200	0,0736	"
4	78-07-07	1,02	1,02	3,960	0,019	0,0752	"
5	78-10-24	1,11	1,11	6,110	0,330	2,0163	"
6	78-10-25	1,13	1,13	6,300	0,310	1,9530	"
7	78-11-22	1,50	1,50	20,81	0,044	0,9156	"
8	78-11-23	1,46	1,46	17,390	0,065	1,1304	"
9	78-11-23	1,45	1,45	17,600	0,045	0,7920	"
10	78-11-24	1,42	1,42	15,950	0,043	0,6859	"
11	79-05-29	1,70	1,70	32,520	0,143	4,6504	"
12	79-09-01	1,06	1,06	5,100	0,036	0,1836	"
13	79-11-02	1,12	1,12	8,560	0,027	0,2311	"
14	80-03-28	1,19	1,19	10,29	0,046	0,4733	"
15	80-12-10	1,38	1,40	13,700	0,0219	0,3000	"
16	81-04-06	1,48	1,48	20,670	0,0735	1,5192	"
17	82-02-09	1,45	1,45	19,910	0,0735	1,4634	INAMHI
18	82-04-22	1,45	1,45	14,440	0,0340	0,4910	pH = 6.0 T° 19.6
19	92-02-04	1,25	1,25	7,533	0,0012	0,0090	pH = 6.0 T° 20.2 C.E = 210
20	93-01-21	1,75	1,75	23,676	0,0451	1,0678	
21	93-11-19	1,63	1,63	16,625	0,024	0,3990	T° 19.6
22	95-06-26	1,34	1,34	10,156	0,069	0,7048	T° 21.0

### 3.13.2 ANÁLISIS DE DATOS

#### 3.13.2.1 ANÁLISIS DE DATOS

Con los registros de aforos sólidos en suspensión se generó una curva que refleja el comportamiento de los caudales sólidos respecto a los caudales líquidos para el río Blanco A.J Mira en la zona del proyecto, la Figura muestra esta relación.



**Figura 36. Relación caudal líquido vs. Caudal sólido H013 Blanco AJ  
Mira**

Considerado las relaciones  $Q_l$  vs.  $Q_s$  determinadas para la estación, se han determinado los aportes mensuales y anuales de sólidos en suspensión para el sitio de captación. En la siguiente tabla se incluyen los caudales sólidos en suspensión para la estación H013 Blanco A.J. Mira.



Tabla 44

**Carga de sólidos en suspensión en la estación H013 Blanco AJ Mira (ton)**

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Media
1981	4043	4080	3437	7539	2840	1539	560	437	235	1083	3986	4012	33792
1982	8343	2982	4967	3953	3707	1089	489	124	726	7302	9182	9068	51934
1983	4762	2947	8489	9156	7247	3348	2345	788	7	197	2836	6518	48640
1984	4809	6399	8434	9160	7239	3348	2345	800	1870	4968	2365	6917	58654
1985	7631	1457	945	5690	6729	228	50	30	270	1484	2447	3205	30166
1986	10120	7283	6289	4612	5619	1325	400	36	126	4832	5014	351	46006
1987	4318	550	1593	2857	2165	276	57	327	121	10607	3793	6848	43510
1988	7596	4754	1796	3982	2311	1564	922	103	569	643	8240	5056	37535
1989	9820	3273	4007	1624	3523	1706	257	66	508	13394	1388	7846	57414
1990	2005	2179	1966	3457	1722	260	117	39	28	2238	429	1164	15605
1991	3384	359	5109	1303	5408	1689	429	739	3243	1100	2632	1447	26844
1992	1370	1540	565	721	1093	321	68	19	336	956	1431	2895	11317
1993	3947	3079	4476	4599	1812	305	280	450	1517	1952	3899	2066	28383
1994	7371	1281	4285	4843	2333	2721	361	692	839	1264	2346	6228	34563
1995	2717	230	1745	3377	1984	817	894	583	321	3499	5871	1827	23865
1996	26811	5248	6352	4726	4868	926	330	93	200	1032	580	1351	52517
1997	9343	5639	4927	4388	1618	3991	293	14	17	3147	3856	2926	40160
1998	30	45	139	415	121	19	19	8	7	24	80	122	1027
1999	30646	17979	14331	26320	14221	8090	717	75	1798	7556	7111	11534	140376
2000	11468	9910	12923	12166	12682	5673	1529	227	129	240	222	135	67304
2001	422	2324	459	2426	2287	1132	444	247	134	819	6539	10590	27823
2002	1659	502	4177	7065	3456	3634	1758	386	429	74	39	644	23823
2003	651	772	1089	3213	2843	1480	615	175	20	3071	2509	1721	18160
2004	2589	652	1381	72465	412	17173	4373	4384	320	770	18852	13903	137273
2005	10129	6079	4786	2685	634	313	62	25	21	351	4350	1797	31234
2006	4991	4820	3989	4605	3959	3045	146	32	19	88	3842	4119	33654
2007	1613	496	2974	6093	3374	836	212	40	14	186	302	5294	21433
2008	9822	5055	4513	7862	3574	1090	264	66	147	1031	2471	2191	38087
2009	4883	3495	4797	1974	2136	1379	865	994	1027	1303	2220	4541	29613
2010	1437	3420	2131	3815	2575	642	3206	1097	1775	1357	3175	8366	32997
Media	6624	3628	4236	7570	3816	2332	814	437	559	3219	3734	4489	39864
Máx.	30646	17979	14331	72465	14221	17173	4373	4384	3243	13394	18852	13903	140376
Mín.	30	45	139	415	121	19	19	8	7	24	39	122	1027

Se determina una carga específica de sólidos en suspensión media de 256 ton/año/km<sup>2</sup>.

Tabla 45

**Valores medios y anuales de sólidos en suspensión en la estación H013 Blanco AJ Mira (ton)**

Código	Estación	Área (km <sup>2</sup> )	Carga media mensual (ton/mes)	Carga media anual (ton/año)	Carga Anual por área (ton/año/km <sup>2</sup> )
H013	Blanco A.J. Mira	155,5	3322	39864	260

Tabla 46

**Carga de sólidos en suspensión anual en la captación San Jerónimo (ton)**

Sección	Área (km <sup>2</sup> )	Carga media anual (ton/año)
Río San Jerónimo captación	<b>52,34</b>	<b>13.610</b>

### 3.13.2.2 TRANSPORTE DE FONDO

El transporte de fondo de acuerdo con el criterio de Maddock, se toma como un porcentaje del transporte en suspensión.

Tabla 47

**Criterios para la estimación del transporte de sólidos de fondo (FAO, 1997)**

Concentración del sedimento en suspensión (partes por millón)	Material del lecho del río	Textura de los elementos en suspensión	Descarga del arrastre de fondo expresada como % de la descarga de los sedimentos en suspensión
Menor a 1 000	<b>arena</b>	<b>similar al lecho del río</b>	<b>25-150</b>
Menor a 1 000	<b>grava, rocas, arcilla dura</b>	<b>bajo contenido de arena</b>	<b>5-12</b>
1 000 – 7 500	<b>arena</b>	<b>similar al lecho del río</b>	<b>10-35</b>
1 000 – 7 500	<b>grava, rocas, arcilla dura</b>	<b>25% de arena o menos</b>	<b>5-12</b>
Mayor 7 500	<b>arena</b>	<b>similar al lecho del río</b>	<b>5-15</b>
Mayor 7 500	<b>grava, rocas, arcilla dura</b>	<b>25% de arena o menos</b>	<b>2-8</b>

Las concentraciones de sólidos en suspensión son menores a 1000 ppm y el material presente en el cauce observa areana. En función de estas consideraciones, se toma un porcentaje del 50% como aporte sólido de fondo.

Por tanto, las cargas de sedimentos para la captación del proyecto hidroeléctrico (Graf, 1971) San Jerónimo son las presentadas a continuación.

**Tabla 48**

**Caudal sólido de fondo hasta la captación-Modelo 1(ton/año)**

Sitio	Área (km <sup>2</sup> )	Cota (msnm)	Qsusp (ton/año)	Qfondo (ton/año)
Río San Jerónimo captación	<b>52,34</b>	<b>1.340</b>	<b>13.610</b>	<b>6.805</b>

La determinación del transporte de fondo a través de ecuaciones presenta una alta de incertidumbre, es conocido que la mayoría de las ecuaciones empíricas o semi-empíricas utilizadas como la Engelund Hansen o Meyer Peter Muller fueron desarrolladas bajo condiciones de laboratorio, con pendientes bajas y material de fondo más bien finos.

En este sentido, la verificación del mejor comportamiento de cualquier aproximación es complicada, debido a la diversidad de factores que inciden en el fenómeno de transporte de fondo.

Según (Graf, 1971) las ecuaciones para el cálculo de transporte de fondo pueden clasificarse en: ecuaciones basadas en el exceso de tensión sobre la tensión crítica del sedimento como (Smart & Jaeggi, 1983), o en el exceso de caudal líquido por unidad de ancho respecto del valor crítico Bathurst (1987) o Rickenmann (1990), así como en aquellas basadas en consideraciones probabilísticas (Einstein, 1950). Adicionalmente, otros autores distinguen aquellas ecuaciones basadas en el concepto de potencia del flujo (Ackers & White, 1973).

El análisis del transporte de sedimentos incluye variables relacionadas con las características hidráulicas del flujo, geomorfológicas y

granulométricas del cauce. Sin embargo, en cauces de fuerte pendiente, con lecho de material grueso generalmente de tamaño grava o superior, se dan una serie de circunstancias que permiten un cálculo mucho más sencillo.

Según (Meunier, 1989) la pendiente longitudinal del cauce juega un papel preeminente; para crecidas de baja frecuencia se supera ampliamente la condición crítica de inicio del movimiento de las partículas; el ancho del cauce y la distribución granulométrica de las partículas del lecho son menos importantes que el caudal líquido, y por último, el caudal líquido y sólido son proporcionales si existe disponibilidad de sedimento.

Bajo las condiciones citadas es posible derivar ecuaciones para determinar el orden de magnitud de la capacidad de transporte sólido ( $Q_s$ ) dado un caudal líquido ( $Q$ ) a partir de ecuaciones del tipo:

$$Q_s = K S^m Q$$

$Q_s$  – transporte de fondo ( $m^3/s$ )

$S$  – pendiente ( $m/m$ )

$Q$  – caudal líquido ( $m^3/s$ )

$K$  y  $m$  – coeficientes

A continuación, se presentan fórmulas de cálculo aproximada de la concentración de caudal sólido de fondo respecto al caudal líquido en régimen permanente y uniforme. Son de aplicación en tramos de ríos de fuerte pendiente y material grueso y en situaciones para las que se ha superado ampliamente el umbral del movimiento del material sólido.

(Mizuyama, 1981) a partir de datos de un canal de laboratorio de fuerte pendiente (entre el 5 y 25%) en condiciones de tensión de corte muy superior a la tensión crítica de las partículas del lecho propone la ecuación:

$$Q_s = 5,5 S^2 Q$$

(Smart & Jaeggi, 1983) a partir de 77 datos propios de laboratorio y de 137 de Meyer-Peter y Müller (1948) obtienen la expresión, recomendada para pendientes entre el 0,2 y 20%. Ensayos realizados para granulometría uniforme  $(d_{90}/d_{30})^{0,2} = 1,05$ .

$$Q_s = 2,5 S^{1,6} Q$$

(Meunier, 1989) propone una ecuación producto de una regresión con 71 datos de Smart y Jaeggi (1983):

$$Q_s = 6,3 S^{2,02} Q$$

Rickenmann (1990) basándose en los 77 datos de Smart y Jaeggi (1983), considerando  $(p_s/p = 2,65)$  y para granulometría sensiblemente uniforme  $(d_{90}/d_{30})^{0,2} = 1,05$ , puede escribirse:

$$Q_s = 7,0 S^{2,1} Q$$

Se considera una pendiente de 6,0%. El Cuadro 48 presenta un resumen del cálculo del transporte de fondo considerando los caudales de la curva de duración general con probabilidad de excedencia mayor al 30%, es decir, por sobre este caudal existiría transporte de fondo.

**Tabla 49**

**Transporte de fondo hasta la captación-Modelo 2 (ton/año)**

Probabilidad	Caudal	Días	Mizuyama	Smart y Jaeggi	Meunier	Rickenmann
%	(m <sup>3</sup> /s)	#	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)
1%	11,66	4	211	296	229	203
2%	9,44	4	171	240	185	164
3%	8,62	4	156	219	169	150
4%	8,10	4	147	206	159	141
5%	7,80	4	141	198	153	136
10%	6,55	19	564	790	611	542
15%	5,80	19	500	700	541	480
20%	5,21	19	449	629	486	431
25%	4,76	19	410	575	444	394
30%	4,31	19	372	520	402	357
35%	3,88	19	334	468	362	321
40%	3,47	19	299	419	324	287
Total			3755	5259	4066	3607

El transporte de sólidos de fondo considerando estas aproximaciones sería del orden de **4100 ton/año**.

Considerando la aproximación mayor, el transporte total o carga anual de sedimentos hacia el sitio de captación será de **20.415 ton/año**.

Por lo tanto la carga total de sólidos aportantes desde las cuencas hasta los sitios de captación quedaría de la siguiente manera:

<b>Sitio</b>	<b>Captación Río San Jerónimo</b>
Área (Km <sup>2</sup> )	52,34
Cota (msnm)	1.340,00
Q <sub>susp</sub> (Ton/año)	13.610,00
Q <sub>fondo</sub> (Ton/año)	6.805,00
Q <sub>Total</sub> (Ton/año)	20.415,00

## CAPITULO IV

### DIMENSIONAMIENTO DE OBRAS HIDRÁULICAS.

#### 4.1 INTRODUCCIÓN

El diseño y ubicación de los diferentes componentes de la obra de toma lateral, se inicia con la determinación del nivel de crecida en el río San Jerónimo. Dicho nivel se determinó con la modelación numérica mediante el uso del programa HEC - RAS.

La toma lateral se compone de un azud, el cual cierra el río, permitiendo controlar los caudales de ingreso a la obra de toma o captación de las aguas, al mismo tiempo las variaciones que se dan en el flujo si bien es cierto hacen variar el nivel sobre el azud, los caudales de ingreso no sufren mayores incrementos.

El azud, se complementa con un cuenco dissipador de energía y de un canal de limpieza de sedimentos o detritos depositados aguas arriba de la estructura como resultado del embalsamiento que se produce. Este canal es controlado por una compuerta plana.

La altura o paramento cumple con el requerimiento del proyecto, esto es el de obtener una mayor carga hidráulica sin que ponga en peligro las estructuras del puente existente o, se produzcan desbordes a la vía

Para efectos de cálculos y verificaciones tenemos los valores siguientes valores, para el caudal concesionado de  $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$  y caudal aprovechable de  $2 \text{ m}^3/\text{s}$  correspondiente al caudal probable de excedencia del 55% determinados en el estudio hidrológico. El caudal máximo que se quiere turbinar es igual a  $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$  que es el caudal concesionado. Por lo tanto, las obras hidráulicas han sido dimensionadas con este último valor de caudal. El

azud de la obra de captación se ha determinado para su diseño un caudal de crecida de  $76 \text{ m}^3/\text{s}$  (caudal correspondiente a un tiempo de retorno de 50 años).

#### 4.2 OBRA DE TOMA

La toma lateral se compone de un azud, el cual cierra el río, permitiendo controlar los caudales de ingreso a la obra de toma o captación de las aguas, este, se complementa con un cuenco disipador de energía y de un canal de limpieza de sedimentos o detritos depositados aguas arriba de la estructura como resultado del embalsamiento que se produce. Este canal es controlado por una compuerta plana.

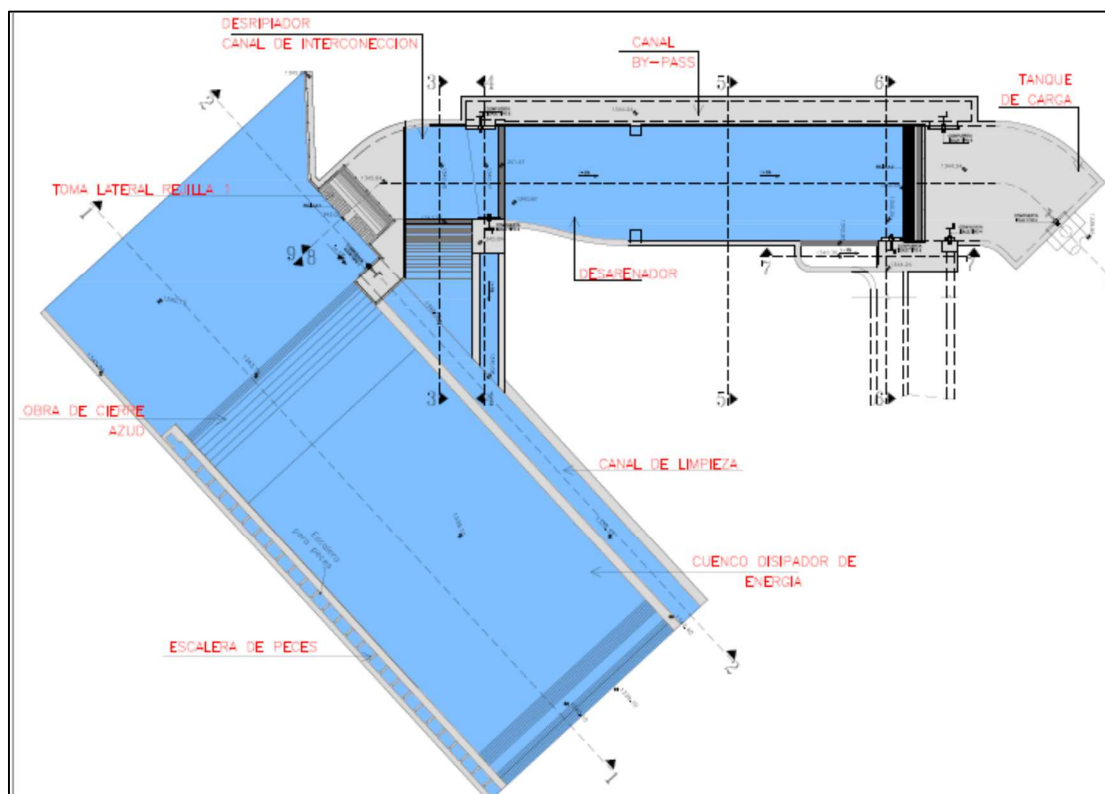


Figura 37. Componentes de la Captación



La toma se la realiza mediante un orificio provisto de rejillas constituidas por barras inclinadas paralelas y espaciadas uniformemente, para retención de material flotante (hojarasca) o cualquier otro objeto. Estas prevén un sistema automático de limpieza, extracción de residuos los cuales podrán ser dispuestos en un contenedor, para almacenamiento temporal. El automatismo del sistema, consistirá en la regulación del intervalo de accionamiento del mecanismo de limpieza, de acuerdo al grado de obstrucción de las rejillas, la cual es variable con la calidad de las aguas del río; por lo tanto, deberá determinarse durante el período de operación experimental de la Central Hidroeléctrica.

Cámara de entrada, funcionara como un destripador para retener arenas y gravas partículas con diámetros mayores a los 0.4 mm. Esta permitirá acoplarse al desarenador y distribuir al flujo horizontalmente y uniformemente al desarenador.

Desarenador, cuyo propósito es el de retener partículas en suspensión (arenas, arcillas y limos) con tamaños mayores a los 0.2 mm de diámetro que puedan afectar tanto a las tuberías y turbinas por abrasión; la velocidad del agua es baja, de forma que las fuerzas gravitacionales actúan sobre las partículas de mayor peso específico que la del agua, depositándose en el fondo de la unidad.

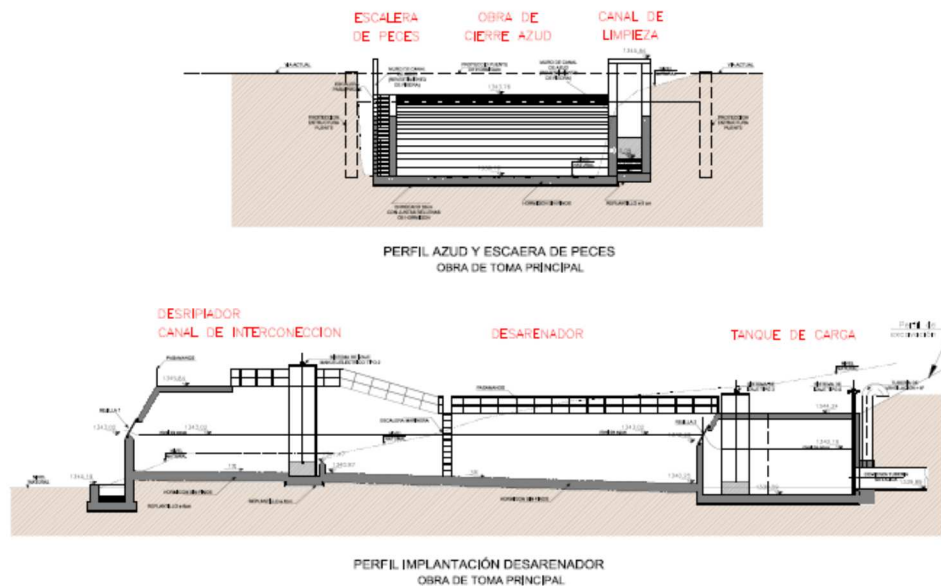
Tanque de carga, esta asegurara la sumergencia de la sección de ingreso a la línea de conducción, evitando la entrada de aire.

#### 4.2.1 DISEÑO

La estructura de derivación adoptada corresponde a una toma lateral tipo convencional ya que las dos márgenes presentan pendientes empinadas. La captación lateral, se ubica transversalmente a las márgenes del río sobre la cota 1 343 msnm, de forma tal, que el agua ingresa directamente a una reja que conducirá las aguas hacia el desarenador.

Las partes principales que componen las captaciones laterales son:

- 1) Rejilla de captación
- 2) Dique de cierre o Azud de derivación
- 3) Zampeado
- 4) Canal de limpieza del azud
- 5) Enrocado
- 6) Escalera de peces
- 7) Vertedero de excesos de la captación
- 8) Vertedero de derivación de la captación



**Figura 38. Corte y Planta de la Captación**

#### 4.2.2 TOMA LATERAL

Esta se ubica a unos 5 m aguas arriba del puente existente que une a la población de Buenos Aires y, en la margen izquierda del río San Jerónimo. Se ubica en la margen izquierda del azud, la estructura de toma con una rejilla de entrada de 3.80 m de largo x 0.74 m de alto que se comunica con la cámara del desripador, el desarenador y el tanque de carga, de donde el agua pasa a la conducción.

La boca de entrada es rectangular con un área transversal de 2.80 m<sup>2</sup>, en la cual se tiene una rejilla constituida por un marco metálico con barrotes de 5 cm de espesor y espaciamientos entre barrote y barrote de 10 cm

La toma lateral en conjunto con la rejilla, tienen la función de regular la cantidad de agua que ingresa a la derivación; esta se la ha colocado entre las cotas 1 343.02 msnm y 1 347.76 msnm (cota del azud y nivel del embalse que se forma aguas arriba), lo que garantiza que el caudal de diseño ingresen a través de la rejilla; al ubicarse a una altura de 2,83m desde el fondo de la obra de tape (azud), se evita el ingreso de material sólido y flotante. De igual manera se la ha colocado a una distancia adecuada desde el azud, para que los sólidos retenidos por él, no causen obstrucción a la misma.

Los barrotes tienen características que resistirán el impacto de troncos y material flotante grueso que generalmente es arrastrado en crecidas. Para facilitar la limpieza se la ha colocado con una inclinación de 60°, esta se la podrá realizar manualmente o mecánicamente sin embargo, se hace notar la conveniencia de realizar campañas de limpieza frecuentes, sobre todo después de eventos extraordinarios.

El muro donde se coloca la rejilla es perpendicular al azud, es decir, paralelo al río. Los muros de protección se los ha dimensionado para un caudal 100 años probable y, de esta manera evitar desbordamientos que pongan en peligro la estabilidad de las estructuras.

La determinación de los calados que se presentarán en el río cuando esté colocada la estructura de cierre, se la realizó con el programa HEC-RAS. Con estas nuevas condiciones se determina el cálculo de la rejilla como un orificio, según se muestra a continuación:

<b><math>Q_{cap} = 2,5m^3/s</math></b>	Caudal de captación
<b><math>Q_{dis} = 3,13m^3/s</math></b>	Caudal de diseño (es el 25% mayor al caudal de captación)
<b><math>P_2 = 3,57m</math></b>	Altura del paramento aguas arriba
<b><math>h_r = 2,83m</math></b>	Altura del fondo del río hasta la rejilla
<b><math>h_{rej} = 0,74m</math></b>	Altura de la rejilla
<b><math>C = 0,60</math></b>	Coefficiente de descarga del orificio
<b><math>E_f = 0,70</math></b>	Coefficiente de eficiencia (la rejilla tiene el 30 % de obstrucción)
<b><math>b = 3,80m</math></b>	Ancho de la rejilla

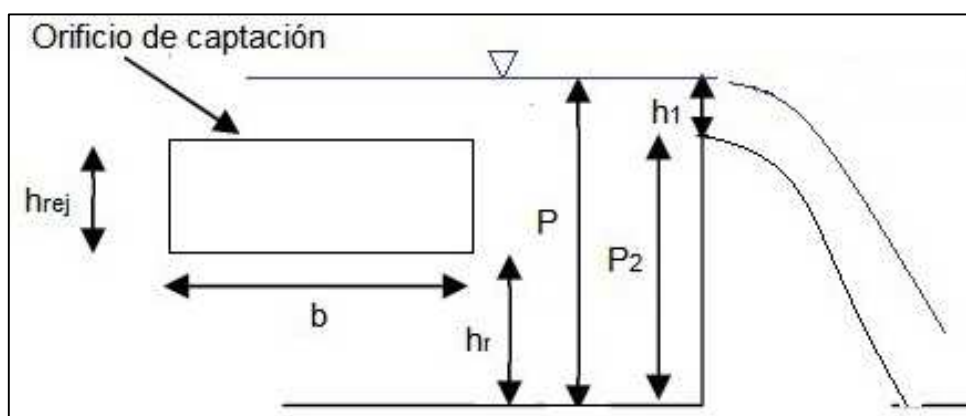
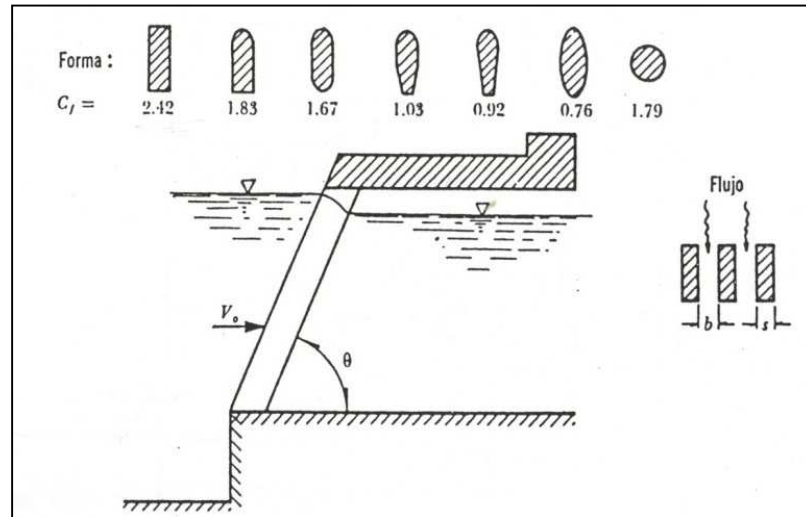


Figura 39. Esquema de corte transversal del orificio de captación

Por facilidades de construcción, las rejillas serán del tipo rectangular, cuyas características son:

$\theta = 60^\circ$  Ángulo de inclinación

$C_f = 2,42$  Coeficiente de pérdidas (depende del tipo de barrotes)



**Figura 40. Coeficientes de pérdidas según el tipo de barrote**

(Sotelo, Hidráulica General, 1997)

- $t = 50 \text{ mm}$                       Espesor del barrote
- $s = 100 \text{ mm}$                     Separación de barrotes
- $V = 0,97 \text{ m/s}$                     Velocidad de aproximación

La fórmula de Kirshmer se aplica cuando se tiene un orificio que trabaja parcialmente sumergido:

$$\Delta H_{rejilla} = C_f * \left[ \frac{t}{s} \right]^{\frac{4}{3}} * \frac{v^2}{2g} * \sin \theta$$

Según la expresión de Creager, para rejillas completamente sumergidas las pérdidas se presentan de esta manera:

$$m = ns / (ns + (n-1)t)$$

$n = 236 \rightarrow$  Número de barrotes

$$\Delta H_{rejilla} = (1.45 - (0.45m - m^2)) * \frac{v^2}{2g}$$

Entonces:

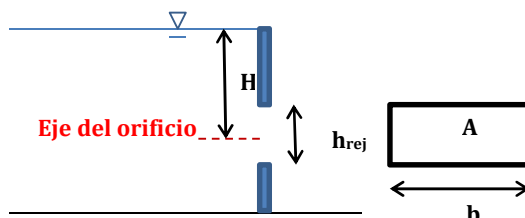
Rejilla (Kirchner) = 0,07m      Pérdida local por la rejilla, según Kirshmer

$\Delta H_{rejilla}$  (Creager) = 0,04m      Pérdida local por la rejilla, según Creager

$K = 0,78$       Coeficiente de pérdida local (mayor)

$A = 2,812m^2$       Área del orificio

$$Q = Cd * K * A * \sqrt{2 * g * H}$$



**Figura 41. Esquema de un orificio**

A continuación, se presenta una tabla con los valores de caudales para las condiciones de operación:

**Tabla 50**

**Caudales captados a través de la rejilla para río San Jerónimo**

Período de retorno Tr (años)	Calado sobre azud $h_1$ (m)	Nivel de agua en orificio H (m)	Caudal captado Q (m <sup>3</sup> /s)
Diseño	<b>0,22</b>	<b>0,59</b>	<b>3,12</b>
Crecida máxima	<b>2,16</b>	<b>2,16</b>	<b>6,46</b>

Los caudales de crecida serán evacuados por el vertedero lateral de 3.50 m de longitud hacia el cauce del río.

Para el funcionamiento adecuado de la toma lateral, se ha creído conveniente la conformación de un pequeño canal de aproximación, que permita un desarrollo uniforme y control del flujo para el tránsito de las crecidas, razón por la cual, se ha procedido a diseñar un pequeño desripador que permita la decantación de material grueso que eventualmente logre pasar las rejas y, además permite crear una zona de amortiguamiento para que la masa de agua ingrese hacia el desarenador con un flujo horizontal y velocidades bajas que permitan tener un flujo suscritico

Las características hidráulicas que se tendrán son:

Datos:

$B = 3,80\text{m}$  → Ancho del canal

$J = 0,01\text{m/m}$  → Pendiente del canal

$n = 0,025\text{m}$  → coeficiente de rugosidad (Manning)

$$Q = \left( \frac{A^{5/3} * \sqrt{j}}{n * p^{2/3}} \right)^2$$

$Q = 2500 \text{ l/s}$  → Caudal de diseño

$y_n = 0,353\text{m}$  → Calado normal

$y_c = 0,428\text{m}$  → Calado crítico

$V = 1,54\text{m/s}$  → Velocidad en el canal

$Fr = 0,75$  → Número de Froude (Flujo subcrítico)

El vertedero tiene el propósito de evitar que en ciertos eventos extraordinarios, el caudal extra ingrese a la transición. Este flujo se entregará al canal de limpieza del azud, para descargar nuevamente al río, aguas abajo de la estructura de captación.

El coeficiente de descarga del vertedero de cresta redondeada, aumenta considerablemente respecto al de una pared gruesa, esto sucede a causa de la disminución en la contracción del chorro sobre el vertedero, ya que la partícula sufre una aceleración centrífuga, debido a la curvatura en el sentido de la corriente.

$Q_{\text{máx}} = 6,46^3/\text{s}$	Caudal captado en crecida
$Q_{\text{ex}} = 3,96\text{m}^3/\text{s}$	Caudal de exceso, $Q_{\text{ex}} = Q_{\text{máx}} - Q_{\text{dis}}$
$b = 3,50\text{m}$	Longitud del vertedero
$h = 0,56\text{m}$	Carga sobre el vertedero
$w = 1,61$	Altura del vertedero
$r = 0,15\text{m}$	Radio de curvatura de la cresta
$\mu = 0,91$	Coeficiente de corrección para crestas circulares (Determinado por Kramer experimentalmente)
$h/r = 3,75$	$h/r \leq 4.2 \rightarrow \text{OK}$

$$Q_{\text{dis}} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot b \cdot \mu \cdot h^{3/2}$$

$$\mu = 1,02 - \frac{1,015}{\frac{h}{r} + 2,08} + \left[ 0,04 \cdot \left( \frac{h}{r} + 0,19 \right)^2 + 0,0223 \right] \cdot \frac{r}{w}$$



### 4.3 AZUD DE DERIVACIÓN

El azud, tiene como función principal cerrar el cauce e incrementar el nivel del agua, para posibilitar su ingreso a la toma. Es un dique vertedero que tiene la función de crear la superficie libre inferior del flujo (donde se presentarán presiones cercanas a la atmosférica)

El diseño de vertederos de desborde o cimacios, es común que el perfil de la estructura se ajuste al contorno inferior del chorro con descarga libre, que se presentaría, para la misma carga en el vertedero de cresta delgada. La razón para esto es que se desea evitar inestabilidad del flujo, y sobre todo para evitar presiones negativas a lo largo del perfil de los vertederos, con el correspondiente riesgo de cavitación. Cuando la forma del perfil de un vertedero de desborde se ajusta al perfil de la lámina inferior de vertido en un vertedero de cresta delgada se desarrollan a lo largo del contorno presiones iguales a la atmosférica.

Una vez construido el cimacio, este operará seguramente con cargas hidráulicas diferentes a la de diseño. Cargas mayores a la de diseño es decir  $h/h_o > 1$  producirán presiones subatmosféricas que podrían llegar al valor de la presión de vapor de agua, sin embargo, debido a la continua curvatura del perfil, se puede exceder la carga de diseño considerablemente sin que se produzca el fenómeno de separación, este implica un aumento en el rendimiento de la estructura. Experimentos realizados por o. Dillman en 1933 indican que la carga de operación  $h$  puede exceder la carga de diseño en un 50% con apenas un incremento del 10% en el coeficiente de descarga, en el supuesto que la presión no baje hasta la presión de vapor. En el caso contrario si  $h/h_o < 1$  el chorro vertiente es “empujado” hacia arriba comparado con el vertedor de cresta delgada esto significa un incremento en la presión a lo largo del perfil, por lo tanto una disminución en el rendimiento.

El cuerpo de Ingenieros del Ejército de U.S.A ha adoptado después de realizar una labor experimental muy amplia, el perfil de diseño típico, el cual se ajusta con mucha precisión a la superficie inferior de la descarga libre de un vertedero de cresta delgada

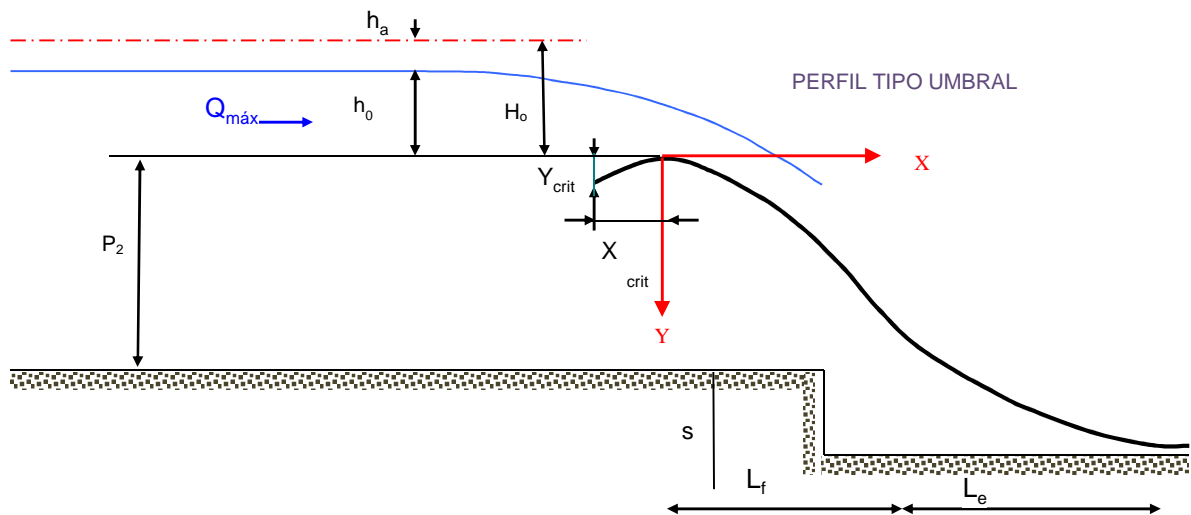


Figura 42. Esquema del Azud perfil tipo umbral (US Army)

El cálculo del perfil tipo Creager considera los siguientes datos:

Ancho del azud	$B_r$	12 m
Q crecida 50 años	$Q_{max}$	76 m <sup>3</sup> /s
Q diseño	$Q_{diseño}$	51 m <sup>3</sup> /s (considera e <sup>2</sup> /3 del Q max)
$q_{dis}$	$q_{dis}$	4.22 m <sup>3</sup> /s/m
Altura de paramento aguas arriba	$P_2$	3.57 m
Altura de profundización del azud	$s$	1.10 m
Altura total del azud	$P_2 + s$	4.67 m

La descarga sobre la cresta del cimacio se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$Q = M * B * h_o^{3/2}$$

Dónde:

- Q = Descarga
- M = coeficiente de descarga variable
- B = Longitud efectiva de la cresta
- $h_o$  = Carga total sobre la cresta, incluyendo la carga correspondiente a la velocidad de llegada ( $h_a$ )

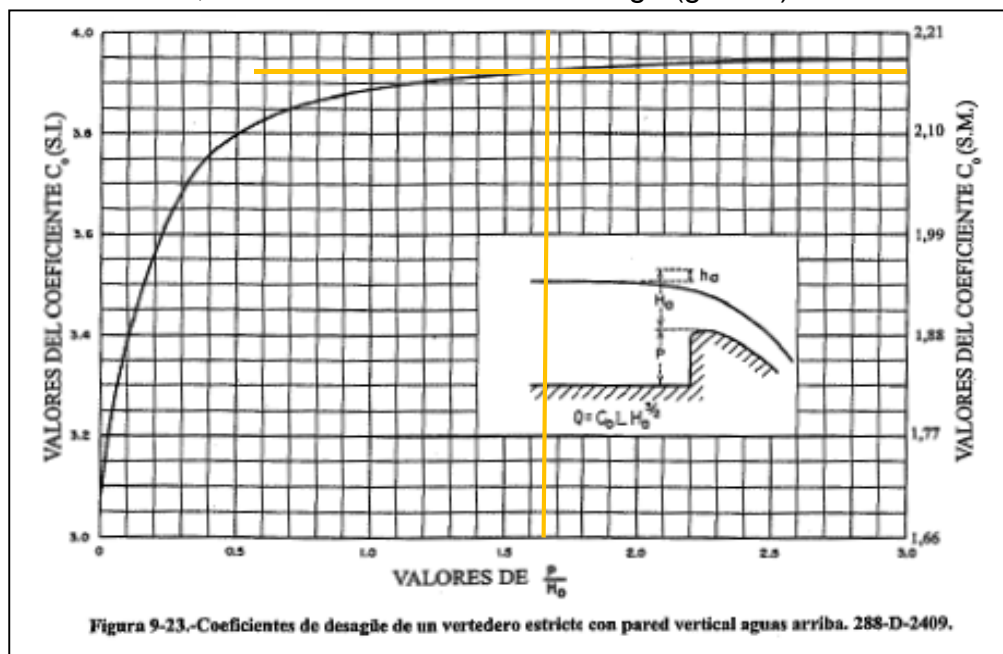
$$q_d = C \cdot H_0^{3/2} \quad h_a = \frac{q_d^2}{2 \cdot g \cdot (P + h_0)^2} \quad V_0 = \frac{q_d}{P + h_0}$$

Reemplazando se tiene:

$H_0 = 2,18\text{m}$  Carga total del flujo de aproximación

$P_2/H_0 = 1,64\text{m/s}$  Relación entre el paramento y el calado, aguas arriba

$C = 2,17\text{m/s}$  Coeficiente de descarga (gráfico)



**Figura 43. Coeficiente de descarga de un vertedero con pared vertical aguas arriba**

$h_a$	= 0,02m	Carga de velocidad
$h_o$	= 2,16m	Calado del flujo de aproximación
$V$	= 0,74m/s	Velocidad del flujo aguas arriba
$h_a/H_o$	= 0,01	Relación entre carga velocidad y carga total

Los factores para determinar la sección con la forma de la lámina del vertedero son los siguientes: determinados por (Martinez Marin & Batanero Akerna) en donde:

$$K = 0,53 \quad n = 1,765 \quad X_c/H_o = 0,205 \quad Y_c/H_o = 0,055$$

$$R_1/H_o = 0,48 \quad R_2/H_o = 0,33$$

$X_c = 0,45m$  Abscisa crítica

$Y_c = 0,12m$  Calado crítico

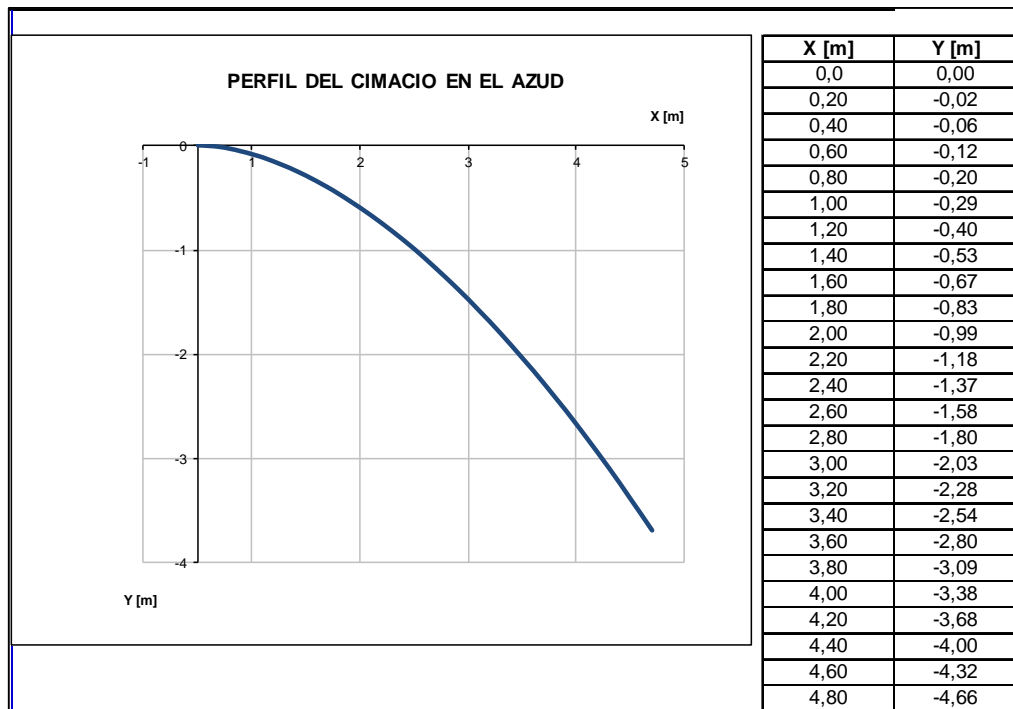
$R_1 = 1,04m/s$  Radio mayor de la curvatura simple, aguas arriba el origen

$R_2 = 0,72m$  Radio menor de la curvatura simple, aguas arriba el origen

$R = 0,72m$  Radio adoptado constructivamente

La determinación de las coordenadas  $x$ ,  $y$  del perfil, se muestran a continuación:

$$\frac{y}{H_o} = -k \left( \frac{X}{H_o} \right)^n$$



**Figura 44. Perfil de azud**

### Condiciones de flujo aguas abajo del azud

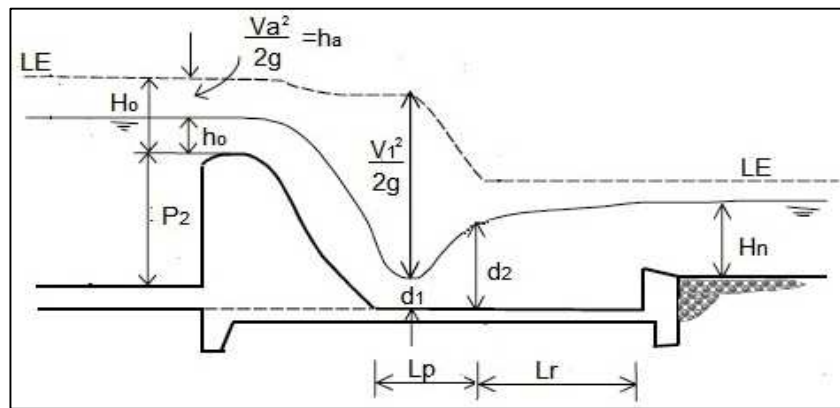
$B_r = 12\text{m}$  Ancho del río en la sección de la captación

$I = 0,01\text{m/m}$  Pendiente del Zampeado

$P = 4,17\text{m/s}$  Altura total del azud  $P = P_2 + s$

$n = 0,055$  Número de Manning para el enrocado

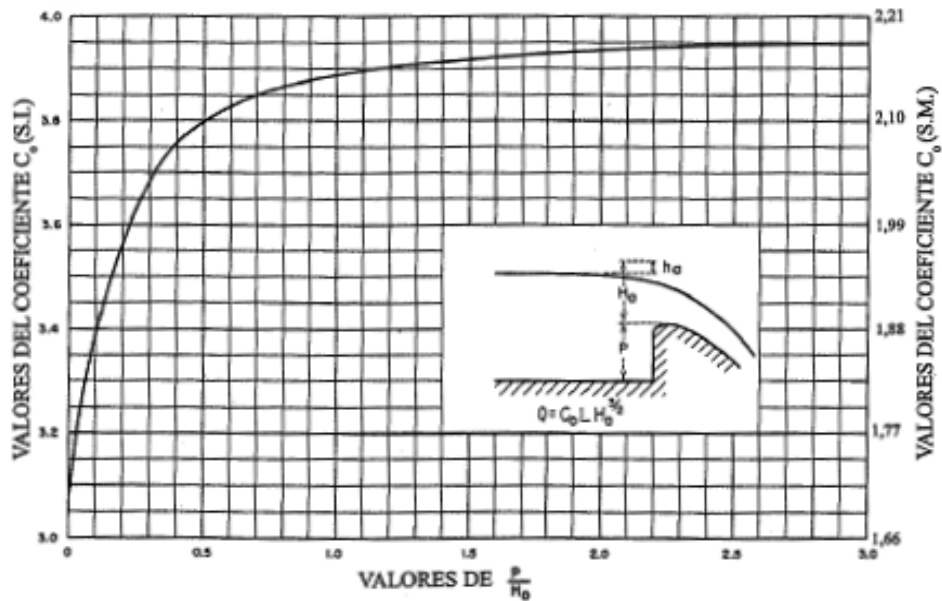
$Q_{\text{máx}} = 76,0\text{m}^3/\text{s}$  Caudal máximo de crecida



**Figura 45. Esquema del resalto hidráulico**

$$Q = M * B * h_o^{3/2}$$

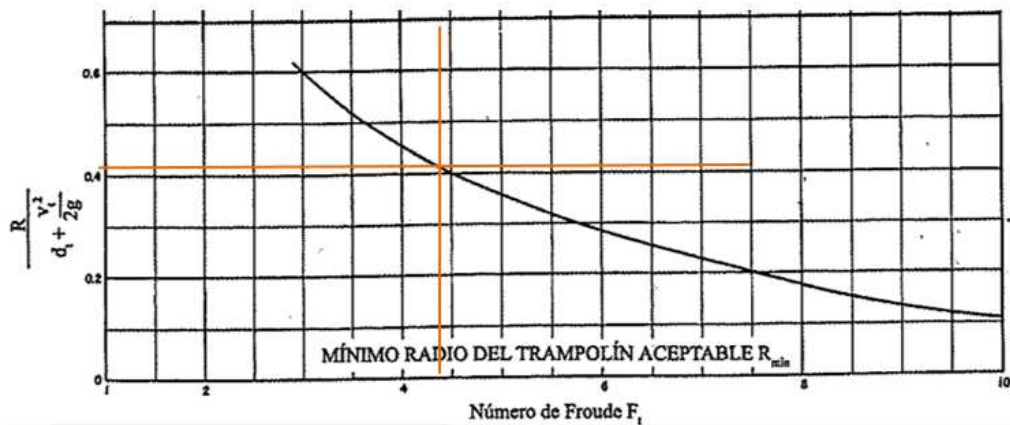
- $h_o = 2,16 \text{ m}$  Carga máxima del vertedero (corresponde al calado de aproximación)  
 $q = 6,33 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$  Caudal unitario  
 $V_a = 1,11 \text{ m/s}$  Velocidad a la entrada  
 $h_a = 0,06 \text{ m}$  Carga de velocidad  $h_a = V_a^2/2g$   
 $H_o = 2,22 \text{ m}$  Carga total  $H_o = h_o + h_a + P_2$   
 $P_2/H_o = 1,61 \text{ m/s}$  Relación entre el paramento y calado aguas arriba  
 $C = M = 2,17 \text{ m/s}$  Coeficiente de descarga



**Figura 46. Coeficiente de descarga de un vertedero con pared vertical  
aguas arriba**

$$E = d_1 + 1,1 \cdot \frac{Q_{\text{máx}}^2}{2 \cdot g \cdot d_1^2 \cdot Br^2}$$

- $E_1 = 7,20\text{m}$       Calado aguas abajo del azud ( $E_0 = E_1$ )  
 $d_1 = 0,58\text{m}$       Profundidad contraída al pie del azud  
 $V_c = 10,86\text{m/s}$       Velocidad contraída  $V = Q_{\text{máx}}/Br/d_1$   
 $Fr_1 = 4,54$       Número de Froude (Flujo supercrítico)  $Fr = V_c/\sqrt{gd_1}$   
 $H_1 = 6,59\text{m}$       Energía al pie del azud  
 $R/(d_1 + v_1/2g) = 0,39$       Coeficiente obtenido con  $Fr_1$



**Figura 47. Coeficiente para radio mínimo entre azud y zampeado**

$r$	= 2,57m	Radio de curvatura mínima de enlace
$d_2$	= 3,46m	Calado conjugado
$V_2$	= 1,83m/s	Velocidad del caudal conjugado, aguas abajo del azud
$Fr_2$	= 0,31	Número de Froude (Flujo subcrítico)
$H_2$	= 3,63m	Energía al final del resalto
$H_{2\text{mín.}}$	= 2,40m	Energía mínima al final del resalto
$\Delta z_{\text{máx}}$	= 1,24	Altura máxima del diente de confinamiento del resalto
$\Delta z_{\text{mín}}$	= 0,81	Altura mínima del diente de confinamiento del resalto
$d_n$	= 2,50m	Calado normal del río aguas abajo



#### 4.4 ZAMPEADO

El zampeado aguas abajo, tiene como propósito el evitar los procesos erosivos. El zampeado se ha calculado para caudal de crecida máxima. La longitud del zampeado de protección que se desarrolla aguas abajo del azud de toma tiene 15m, para garantizar la protección frente a la potencial socavación del lecho aluvial. Para disminuir el efecto de la subpresión sobre el zampeado, se colocan mechinales o drenajes.

Los datos del cálculo se presentan a continuación:

$Q = 76 \text{ m}^3/\text{s}$	Caudal de diseño
$V_n = 2,53 \text{ m/s}$	Velocidad aguas abajo del azud
$Fr_n = 0,51$	Número de Froude (Flujo subcrítico)
$H_n = 2,83 \text{ m}$	Energía en el enrocado

Para determinar el alcance que tiene el zampeado se utiliza la ecuación de Pavloski:

$$L_r = 2.5 * ((1.9 * d_2) - d_1)$$

$L_r = 15,00 \text{ m}$  Longitud del resalto

$$L_p = \left( \frac{Q}{Br * h_o} \right) * \sqrt{\frac{2P + h_o}{g}}$$

$L_p = 3,04 \text{ m}$  Longitud desde el pie del azud hasta el inicio del resalto

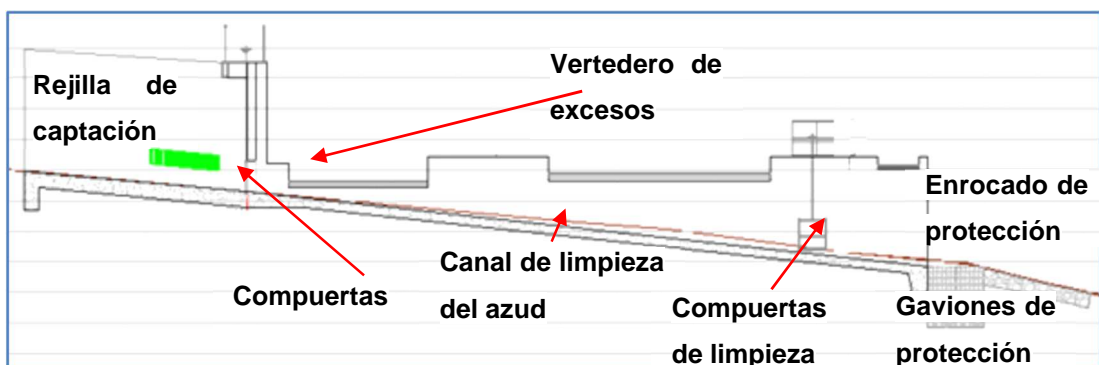
$$L_t = L_r + L_p$$

$L_t = 18,04 \text{ m}$  Longitud total del resalto

$L_z = 18,00 \text{ m}$  Longitud de zampeado adoptado

#### 4.5 CANAL DE LIMPIEZA DEL AZUD

El canal de limpieza se mantiene cerrado para la operación normal, sin embargo, para la realización de la limpieza del material sedimentado aguas arriba del azud, el canal se abrirá para ser despejado aguas abajo. De esta manera, es necesario que el cálculo se haga como si fuera un orificio, ya que, el lavado se lo realizará cuando se presente una crecida, dependiendo del comportamiento del material sólido que se acumule. El canal debe tener una pendiente suficientemente alta para que se produzca el arrastre del material sólido.



**Figura 48. Corte longitudinal del canal de limpieza del azud –río San Jerónimo**

El diseño del caudal que ingresa por la compuerta se determina como un orificio, que se abrirá completamente para la limpieza:

$b_c = 1,40\text{m}$	Ancho de la compuerta
$h_c = 1,40\text{m}$	Altura de la compuerta
$P_2 = 3,57\text{m}$	Altura del paramento aguas arriba
$C_d = 0,60$	Coefficiente de descarga
$A = 1,96\text{m}^2$	Área de la compuerta
$d = 0,70\text{m}$	Altura del eje del orificio

ho	Carga sobre el vertedero
H	Carga total desde el eje del orificio
V	Velocidad $V = Q/A$

$$Q = Cd * A * \sqrt{2g * H}$$

**Tabla 51****Caudales de Ingreso al canal de limpieza del azud**

Tr	Caudal	h	d	H	Q	Velocidad
	m3/s	m	m	m	m3/s	m/s
Diseño + 25%	3,12	3,79	0,7	3,09	9,16	4,67
Q crecida	6,46	5,73	0,7	5,03	11,68	5,96
					0	

Para determinar el alto del canal se considera el caudal correspondiente caudal de crecida.

$B = 1,40\text{m}$  Ancho del canal

$I = 0,03\text{m/m}$  Pendiente del canal

$n = 0,015$  Coeficiente de rugosidad de Manning

$Q = 2,34\text{m}^3/\text{s}$  Caudal que ingresa por el orificio de limpieza del azud del período de crecida.

$V = 4,50\text{m/s}$  Velocidad del canal

$h = 0,37\text{m}$  Calado en el canal

$h = 0,60\text{m}$  Altura de la pared del canal

El cálculo para determinar la velocidad que se presentará en el canal de limpieza, se hace con base en:

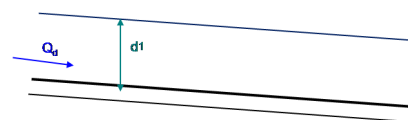
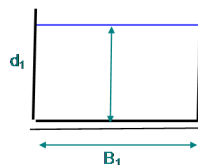
$Q_{DIS} = 2,5m^3/s$	Caudal que ingresará por la compuerta para un caudal de diseño
$I_i = 0,03m/m$	Pendiente de la cámara
$n = 0,015$	Coeficiente de rugosidad de Manning para el hormigón
$\Phi = 10mm$	Diámetro del material que pasa por la rejilla
$B_1 = 1,0m$	Ancho de la cámara de limpieza

$$Q_{dis} = \frac{1}{n} \cdot \left( \frac{B_1 \cdot d_1}{B_1 + 2 \cdot d_1} \right)^{2/3} \cdot I_1^{1/2} \cdot B_1 \cdot d_1$$

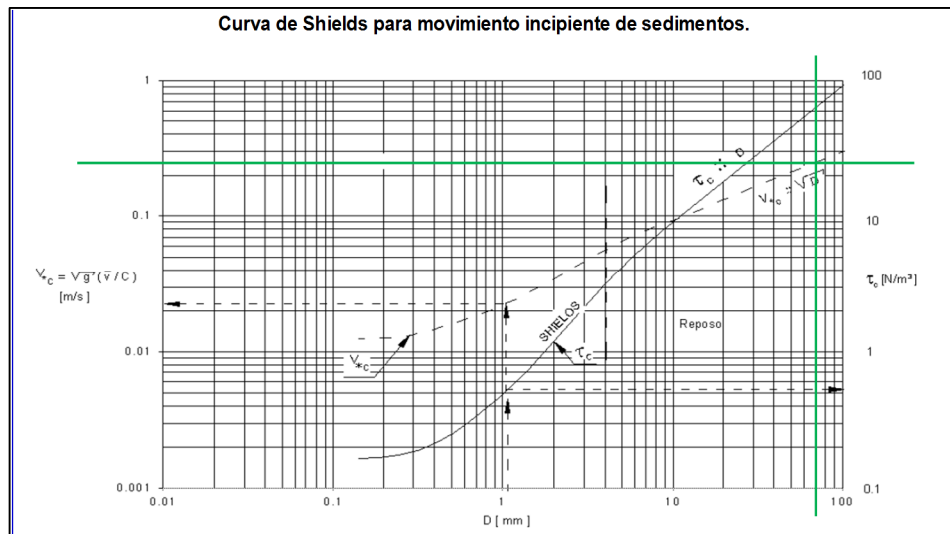
$d_1 = 0,37m$	Calado presente en la cámara
$V = 4,12m/s$	Velocidad en el canal
$Rh = 0,21$	Radio Hidráulico

$$Rh = \left( \frac{B \cdot d_1}{B + 2 \cdot d_1} \right)$$

$C = 51,53$	Coeficiente de Chezy, $C = Rh^{1/6}/n$
$V^* = 0,25m/s$	Velocidad de corte, $V^* = V \cdot g^{1/2} / C$
$\Phi^* = 70mm$	Diámetro de las partículas removidas



El gráfico adjunto (curva de Shields), demuestra que existen las condiciones suficientes para que se produzca el arrastre del material sedimentado.



**Figura 49. Curva de Shields para movimiento incipiente de sedimentos**

#### 4.6 ENROCADO

A continuación del dissipador (zampeado), es necesario colocar una escollera o enrocado (rip-rap) para prevenir el efecto erosivo y, además, neutralizar el arrastre del material fino por filtración.

En la sección de entrega, aguas abajo del zampeado, se coloca el enrocado o los gaviones de protección, de 1,0m, con una geometría de gradas, lo que ocasionará la disipación de energía, en una longitud de 4,0m, mientras que aguas abajo se ubicará el enrocado. El enrocado protegerá el cauce natural del efecto erosivo de la corriente, garantizando así la estabilidad de la bocatoma y el puente, la longitud establecida es aproximadamente de 10m.

$Q_{\text{máx}} = 76 \text{ m}^3/\text{s}$  Caudal para el periodo de retorno de 100 años

$Br = 12 \text{ m}$  Ancho del río en la sección de la captación

$V_e = 2,53 \text{ m/s}$  Velocidad del agua abajo del zampeado. (Dato determinado en el zampeado  $V_n$ )

$V_e = 8,31 \text{ pies/s}$  Velocidad aguas abajo el zampeado en unidades inglesas

Del gráfico adjunto (curva de velocidad en función del peso y del diámetro del material a ser colocado), se obtienen los datos del siguiente gráfico:

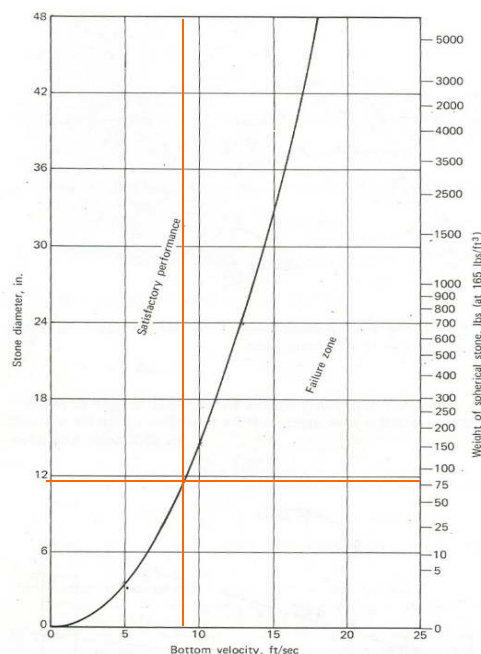
$\Phi_e = 11,50 \text{ pulgadas}$  Diámetro del enrocado en unidades inglesas

$\Phi_e = 0,29\text{m}$  Diámetro del enrocado

Peso = 75 lb Peso de la roca en unidades inglesas

Peso = 0,03 t Peso de la roca

$h_e = 0,58\text{m}$  Altura del enrocado o de los gaviones



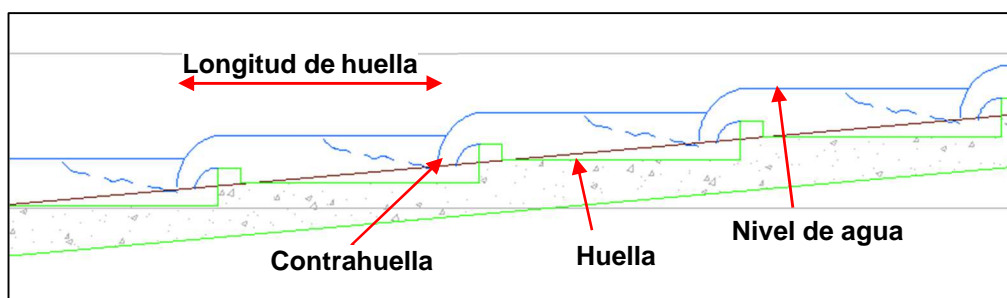
**Figura 50. Curva de velocidad en función del peso y del diámetro del material de protección (L.SIMON, 1981)**

#### 4.7 ESCALA DE PECES

El caudal ecológico será descargado mediante una escalera de peces que consentirá a los peces del río superar el desnivel debido a la presencia del azud, mediante una tipología de pasaje comúnmente utilizada, definida como “travesía a cámaras sucesivas”; dichas cámaras serán realizadas mediante la interposición de muros en hormigón armado

Aspecto esencial para el diseño de la escalera de peces radica en que se disponga de un caudal eficiente que garantice condiciones similares a las previamente existentes en el río. En este estudio se diseñó un canal con escalones que permitan mantener pequeños embalses en cada uno de ellos a través de pequeños dentellones (cubetas).

El ingreso del agua se realiza a través de conductos formados con tubería de 4”. Su dimensionamiento se realizó como si se tratara de un vertedero, según se presenta a continuación:



**Figura 51. Sección de la escalera de peces del río San Jerónimo**

Río:

$$Q_{\text{medio}} = 3,34 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow \text{Caudal 95\%}$$

$$Q_{\text{ECO}} = 0,334 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow \text{Caudal ecológico} = 10\% \text{ Caudal}$$

Canal:

$$b = 0,6 \text{ m} \quad \text{Ancho del canal}$$

$$\Delta h = 4,17 \text{ m} \quad \text{Desnivel}$$

$$L = 22,80 \text{ m} \quad \text{Longitud}$$

$$h_g = 0,15 \text{ m} \quad \text{Altura de la contrahuella}$$

$$L_g = 0,84 \text{ m} \quad \text{Longitud de la huella}$$

$$N = 27 \quad \text{Número de escalones}$$

Orificio de entrada:

$$D = 4'' \approx 0,10 \text{ m} \quad \text{Diámetro de la tubería}$$

$$H = 0,22 \text{ m} \quad \text{Carga en el río, en la sección del ingreso (Dato obtenido en el HEC-RAS)}$$

$$C = 0,6 \quad \text{Coeficiente de descarga}$$

$$A_o = 0,08 \text{ m}^2 \quad \text{Área del orificio}$$

$$N_o = 2 \quad \text{Número total de orificios}$$

$$A_T = 0,16 \text{ m}^2 \quad \text{Área total de orificios}$$

$$H = 0,07 \text{ m} \quad \text{Carga total sobre el orificio}$$



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

$Q_{\text{orif}} = 0,11\text{m}^3/\text{s}$  Caudal real por ingresar a través del orificio.

Con base en el diseño hidráulico, debería implantarse solamente un orificio; sin embargo, por la posibilidad de que se produzcan obstrucciones, debido al pequeño tamaño del orificio, en los planos se plantea la ubicación de dos orificios que se colocarán a 0,10m sobre el fondo del canal de ingreso.

Cálculo de la cubeta como vertedero sumergido:

Canal:

$B = 0,60 \text{ m}$  Ancho del canal

$J = 0,089 \text{ m/m}$  Pendiente del canal

$n = 0,015$  Coeficiente de rugosidad (Manning)

Vertedero:

$h_1 = 0,10\text{m}$  Elevación de la cresta del vertedero sobre el fondo, aguas arriba

$h_2 = 0,25\text{m}$  Elevación de la cresta del vertedero sobre el fondo, aguas abajo

$Q = 0,111\text{m}^3/\text{s}$  Caudal de diseño, se considera el caudal que ingresa a través del orificio

$y_c = 0,152\text{m}$  Calado crítico

$y_n = 0,221\text{m}$  Calado normal

Tipo de flujo = Supercrítico

Vertedero flujo libre:

$H = 0,22\text{m}$  Carga sobre el vertedero

$M = 2,73$  Coeficiente de gasto para vertedero (Bazin)

$Y_1 = 0,321\text{m}$  Calado aguas arriba del vertedero

Vertedero con flujo sumergido:

$Y_2 = 0,32\text{m}$  Calado definido por una sección de control,  $Y_2 = H+h_1$

$h_s = 0,07\text{m}$  Altura de sumergencia

$H = 0,44\text{m}$  Altura de agua sobre el vertedero

$S = 1,00$  Coeficiente de sumergencia (Bazin)

Resalto debajo del vertedero:

$V_1 = 0,34\text{M/s}$  Velocidad de aproximación al vertedero

$E_1 = 0,70\text{m}$  Energía total aguas arriba del vertedero

$y_1 = 0,07\text{m}$  Altura conjugada menor (contraída) del resalto

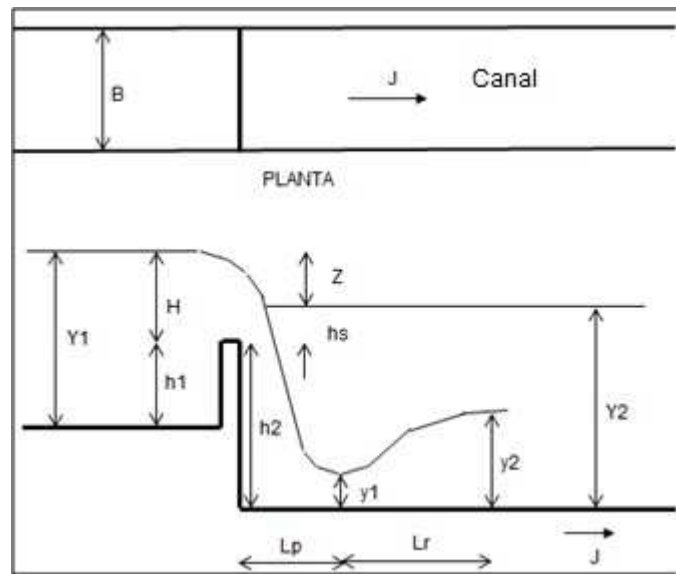
$V_2 = 2,65\text{m}$  Velocidad en la sección contraída del resalto

$y_2 = 0,16\text{m}$       Altura conjugada mayor del resalto

$L_r = 0,58\text{m}$       Longitud del resalto

$L_p = 0,13\text{m}$       Longitud previa al resalto

$Y_2 - y_2 = 0,16\text{m}$       Altura de sumergencia del resalto



**Figura 52. Esquema de Vertedero de pared delgada en canal rectangular**

$Q = M * B * H^{1.5}$	Caudal en descarga libre
$Q = S * M * B * (H - Z)^{1.5}$	Caudal en descarga sumergida
$M = \left( 1.794 + \frac{0.0133}{H} \right) * \left( 1 + 0.55 * \left( \frac{H}{H + h_1} \right)^2 \right)$	Coefficiente de descarga libre
$S = 1.05 * \left( 1 + 0.2 * \frac{h_s}{h_2} \right) * \left( \frac{Z}{H} \right)^{1/3}$	Coefficiente de sumergencia
$y_2 = \frac{y_1}{2} * \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{8 * Q^2}{g * B^2 * y_1^3}} \right)$	Ecuación de Bernoulli al inicio y final del resalto
$L_r = 2,5 * (1,9 * y_2 - y_1)$	Ecuación de Pavloski
$L_p = \frac{Q}{B * H} * \sqrt{\frac{2 * h_2 + H}{g}}$	Movimiento parabólico

**Figura 53. Ecuaciones utilizadas**

Cabe mencionarse que aguas arriba del azud el flujo del caudal ecológico no estará equipada con ninguna estructura de control (compuerta) de modo tal se liberara de manera continua bajo cualquier condición de régimen que se presente en la cuenca. Por lo tanto no será posible regular el flujo del caudal indicado, pero serán las características geométricas y de funcionamiento descritas y calculadas las que permitirán el funcionamiento de la escalera de peces.

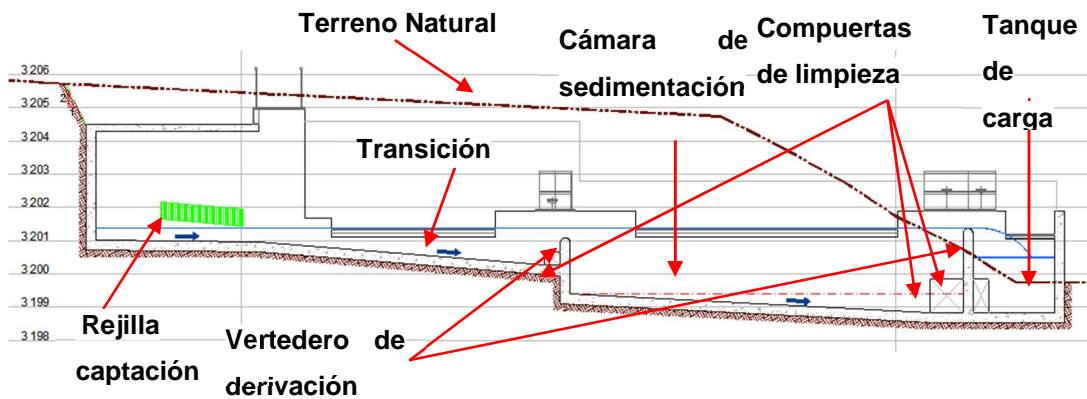
#### **4.8 DESARENADOR**

La entrada de las aguas hacia al desarenador se la realiza mediante un umbral de paso que permite la entrada del flujo de manera horizontal y cuya estructura de control está dada por el vertedero de recolección de aguas sedimentadas.

Al final del desarenador se ha incorporado una compuerta plana (compuerta de limpieza) que permitirá el lavado hidráulico a través del canal de descarga que se ha dispuesto para el efecto.

El diseño hidráulico se lo ha realizado para que pueda retener partículas con diámetros mayores a 0.2 mm de acuerdo a los requerimientos de los fabricantes de las turbinas y, una velocidad de flujo horizontal de 0.2 m/s.

Debido a la limitación de espacio para configurar las estructuras, uno de sus lados cuenta con una transición la cual permite realizar cambios en las secciones transversales del canal. La geometría diseñada permite contar con flujo suscritico



**Figura 54. Corte transversal del desarenador**

Debido a que la transición se produce solamente en un lado del canal, se considera adecuarla mediante una pared curva, con una longitud de aproximadamente 5,0m.

La pendiente del fondo es del 3% para que se produzca el arrastre del material sólido acumulado. La limpieza de este elemento se efectúa a través de una compuerta rectangular de 1 x 1m; la descarga ingresa al canal de limpieza del azud.

El desripiador tiene una capacidad útil de unos 20 m<sup>3</sup>, es de sección rectangular con un canal de lavado de fondo y pendiente del 1%. Al final del desripiador se ha colocado una compuerta plana de 1 m x 1m, que permite el lavado del desripiador a través de un canal de descarga de 1 m de ancho.

La conformación de la zona de aproximación y vertedero lateral así como compuerta de purga, garantizará el tránsito de las crecidas en forma gradual y controlada

El vertedero de entrada permite controlar el flujo de ingreso a la cámara de sedimentación.

$Q_{dis} = 2,5 \text{ m}^3/\text{s}$	Caudal captado
$b = 4,90 \text{ m}$	Longitud del vertedero
$h = 0,41 \text{ m}$	Carga sobre el vertedero
$w = 0,60 \text{ m}$	Altura del vertedero
$r = 0,15 \text{ m}$	Radio de curvatura de la cresta
$\mu = 0,86$	Coeficiente de corrección para crestas circulares (Determinado por Kramer experimentalmente)
$h/r = 2,71$	$h/r \leq 4,2$ OK

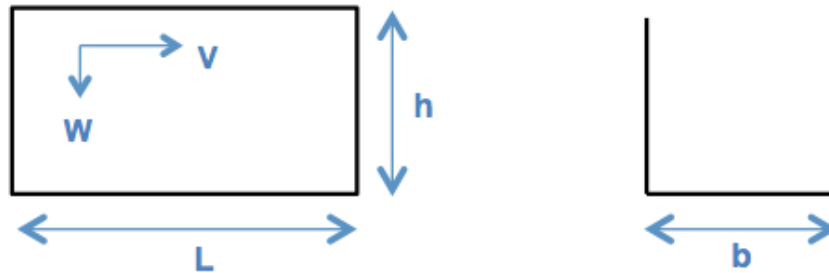
#### 4.8.1 CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN (Desarenador)

Los desarenadores tienen como función retener la arena gruesa y las partículas suspendidas en el agua, con el propósito de impedir que se produzcan depósitos en la conducción y equipos de generación. En el caso particular se ha implantado una sola cámara debido a la limitación de espacio físico razón por la cual para cuando por razones de mantenimiento se tenga que realizar mantenimiento al mismo, se ha previsto un canal by-pass.

El desarenador como se ha mencionado es de una cámara, del tipo ideal de flujo horizontal en cuya cámara se reduce la velocidad del agua y de las turbulencias, permitiendo así que el material sólido transportado en suspensión se deposite en el fondo, de donde es retirado periódicamente.

El exceso de agua que se puede presentar es evacuado inmediatamente a través de un vertedero lateral hacia el canal de limpieza del azud.

La cámara de sedimentación será diseñada para una determinada partícula, lo que representa que se sedimentarán todas las partículas mayores.



**Figura 55. Dimensiones de la cámara retenedora de sedimentos**

Considerando que la turbulencia no afecta a la sedimentación se puede considerar que:

- El tiempo de caída es  $t = h/w$
- El tiempo de sedimentación es  $t = L/v$

Entonces,  $L = h \cdot v / w$

Siendo:

h carga de agua en la cámara

w velocidad de sedimentación de la partícula

L longitud mínima del desarenador para una partícula determinada por w

V velocidad del flujo en la cámara

Ante la posibilidad de turbulencias es necesario realizar una corrección, debido a que la velocidad de sedimentación es menor. Esta rectificación se la realiza a través de un coeficiente K, que está en función de la velocidad del flujo en la cámara. Así:

$$L = K \frac{h * v}{w}$$

El coeficiente K del cálculo de los desarenadores de baja velocidad se presenta en el siguiente cuadro:

**Tabla 52**

**Coeficiente para el cálculo de desarenadores de baja velocidad (Sparrow, 2008)**

Velocidad de escurrimiento (m/s)	K
0,2	1,25
0,3	1,50
0,5	2,00

El dimensionamiento utiliza los siguientes datos:

**Tabla 53**

**Datos para el dimensionamiento**

DATOS	Sim	VALOR	UNID
Caudal mínimo de diseño	Qmi n	2	m3/seg
Caudal medio de diseño	Qm	2.5	m3/seg
Factor Punta (Qmax/Qmd)	FP	1.1	ad
Diámetro de la arena a remover	dp	0.2	mm
Temperatura del agua, en época fría	T	17	C
Masa específica del agua	pa	979.5	Kg/m3
Masa específica de la arena	ps	2650	Kg/m3
Viscosidad Absoluta del agua	u	0.0010	Ns/m2
Número de unidades adoptada	ND	1	u
Velocidad horizontal asumida (>0,15 m/s)	VH	0.2	m/seg
Ancho de la unidad	W	6	m
Tasa de tratamiento, Grafico de HAZEN, eliminación del 80%, buen comportamiento curva n=1/3	t/to	1.5	ad



Los criterios de cálculo se indican a continuación:

$$Re = \frac{\rho_a * V_s * d_p}{\mu}$$

$$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34$$

$$V_s = \sqrt{\frac{4g(\rho_s - \rho_a) * d_p}{3 * C_D * \rho_a}}$$

Aplicando las relaciones con los condicionamientos de diseño se obtienen los siguientes valores:

Número de Reynolds: 5.44

Coefficiente de arrastre: 4.85

Velocidad de sedimentación: 0.030 m/s (Stockes)

La velocidad de arrastre de las partículas se emplea la relación de Blodgoog:

$$V_H = \sqrt{230 \frac{(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a} * d_p}$$

Reemplazando,

Velocidad critica de arrastre de las partículas sedimentadas: 0.006 m/s

Las características geométricas del sedimentador se las determina mediante las siguientes relaciones:

Área superficial requerida en desarenadores (condiciones ideales) =  $Q_{\max}/V_s$   
 = 90,67 m<sup>2</sup>

Área Transversal =  $Q_{\max}/V_h = 12,5 \text{ m}^2$

Profundidad del desarenador = 2,08 m

Longitud desarenador = 21 m

Aplicando el ábaco de García Mesa para determinar la velocidad de sedimentación se obtiene el valor de 3 m/s equivalente para arenas finas y con lo que se obtiene una longitud de sedimentador de 21 m.

Al fondo, en el lado derecho de la cámara, existe un canal para la acumulación de los sedimentos. El canal tiene una pendiente del 5% lo que permite el arrastre del material. La limpieza del canal se realiza a través de una compuerta de paso hacia el canal de limpieza del azud.

$$V_s = \frac{1}{3} BLh_f$$

$$V = BLh_c$$

$$V_T = V_s + V$$

$$V_s = 15,36 \text{ m}^3$$

Volumen de depósito de sólidos (muertos)

$$V = 200 \text{ m}^3$$

Volumen de la cámara

$$V_T = 215,36 \text{ m}^3$$

Volumen total de la cámara

Orificio de limpieza.

$$A_p = \frac{V_T}{h_T} \quad A_o = b_o a \quad t = \frac{2A_p \left( h_c - \frac{b_o}{2} \right)}{C d_o A_o \sqrt{2g \left( h_c - \frac{b_o}{2} \right)}}$$

$$Q_L = \frac{V_T}{t} \quad Q_c = C_{do} \cdot A_o \cdot \sqrt{2gh_T}$$

$b_o = 1,20\text{m}$	Longitud del lado del orificio de limpieza
$A_p = 90,00\text{m}^2$	Área promedio de la sección transversal de la cámara
$a_o = 1,20\text{m}$	Altura del orificio de limpieza
$A_o = 1,44\text{m}^2$	Área del orificio de limpieza
$Q_L = 4,46\text{m}^3/\text{s}$	Caudal de lavado
$Q_c = 2,45\text{m}^3/\text{s}$	Caudal de la compuerta

Cuando la compuerta está completamente abierta se descargan a través de ella  $4,46\text{m}^3/\text{s}$ ; el volumen de la cámara es de  $175,36\text{m}^3$ , por lo tanto, el tiempo de vaciado de la cámara es de 51 segundos.

#### 4.8.2 VERTEDERO DE EXCESOS DE LA CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN

El vertedero tiene como fin el derivar caudal en demasía de la cámara de sedimentación.

$Q_{dis} = 3,62\text{m}^3/\text{s}$	Caudal de diseño
$b = 4,00\text{m}$	Longitud del vertedero

$h = 0,49\text{m}$	Carga sobre el vertedero
$w = 1,0\text{m}$	Altura del vertedero
$r = 0,15\text{m}$	Radio de curvatura de la cresta
$\mu = 0,90$	Coeficiente de corrección para crestas circulares (Determinado por Kramer experimentalmente)
$h/r = 3,24$	$h/r \leq 4,2 \rightarrow \text{OK}$

### 4.8.3 VERTEDERO DE DERIVACIÓN HACIA EL TANQUE DE CARGA

El vertedero tiene como propósito el ingreso del caudal al tanque de carga:

$Q_{\text{dis}} = 2,50\text{m}^3/\text{s}$	Caudal captado
$b = 6,00\text{m}$	Longitud del vertedero
$h = 0,314\text{m}$	Carga sobre el vertedero
$w = 1,32\text{m}$	Altura del vertedero
$r = 0,15\text{m}$	Radio de curvatura de la cresta
$\mu = 0,53$	Coeficiente de corrección para crestas circulares (Determinado por Kramer experimentalmente)
$h/r = 2,09$	$h/r \leq 4,2 \text{ OK}$

#### 4.8.4 ORIFICIO DE LIMPIEZA Y CANAL DE EXCESOS DEL TANQUE DE SEDIMENTACIÓN

El orificio de limpieza sirve para el lavado de la cámara de sedimentación para la operación y el mantenimiento de la estructura y asegurar que la calidad de agua entregada a la conducción esté libre de materiales gruesos y arenas:

$Q_d = 2,5 \text{ m}^3/\text{s}$	Caudal de diseño
$V_t = 215,36 \text{ m}^3$	Volumen total del tanque desarenador
$h_t = 2,4\text{m}$	Profundidad total del desarenador
$A = 90\text{m}^2$	Área promedio de la sección transversal de la cámar
$C_d = 0,60$	Coeficiente del orificio
$B = 1,40\text{m}$	Base del canal
$S = 1,20$	Altura del canal
$t = 61 \text{ s}$	Tiempo de lavado
$Q_{cal} = 6\text{m}^3/\text{s}$	Caudal calculado

El canal de excesos del tanque y de limpieza de la cámara de sedimentación para el caso del río San Jerónimo, es el mismo que el canal de limpieza del azud.

#### 4.8.5 TANQUE DE CARGA

El criterio de diseñar un tanque de carga junto al desarenador tiene como objetivo el de independizar el funcionamiento de estas estructuras. No es conveniente que la tubería de conducción este dentro del desarenador ya que arrastra el material sedimentado hacia la conducción debido al

fenómeno de reflotación de las partículas decantadas, ocasionando el asolvamiento de la conducción.

Como se ha mencionado, el tanque de carga, viene a constituir una estructura que permite la transición desde la conducción con superficie libre o a gravedad hacia la conducción.

Los objetivos técnicos, en el presente caso en particular:

- (i) Disponer de un volumen de agua para cubrir el requerimiento durante el incremento brusco de la demanda de energía, manteniendo o restableciendo inmediatamente la estabilidad del sistema;
- (ii) Mantener siempre sumergida la sección de ingreso, evitando así la entrada de aire a la tubería de la conducción;
- (iii) Retener el material sólido que pudo haber ingresado o ser arrastrado hasta esta sección antes del desarenador

Volumen requerido

El tanque de carga se ubica junto al desarenador, garantizara que a la conducción ingresará solo las aguas decantadas y el sistema trabajará siempre a presión ya que la clave de la tubería se ubicará por debajo de la altura de sumergencia crítica calculada.

El volumen y dimensiones del tanque de carga dependen de las características hidráulicas y geométricas de la conducción y de las condiciones de operación de las válvulas de regulación y control que se dispongan en el sistema de conducción. La condición crítica se podría presentarse al iniciarse un vaciado violento del tanque de carga, situación en la cual se tendría una velocidad nula (caso límite) , se recomienda

considerar que el volumen máximo requerido en el tanque es igual a:  
(Krochin, 1980)

$$V_{\text{Tanque}} = 0,693 \frac{(Av_o^2)}{I_e g}$$

A = área transversal del flujo de aproximación (2.1m x 6 m)

v<sub>o</sub> = velocidad de aproximación en la conducción (2.23 m/s)

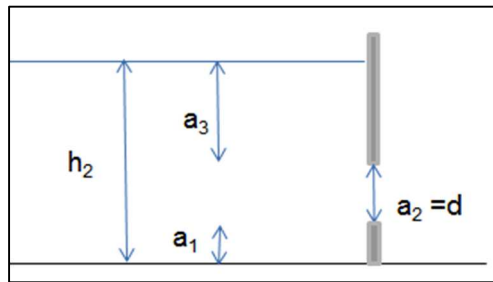
I<sub>e</sub> = pendiente longitudinal de la línea de energía en la conducción (1/25)

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)

Reemplazando los valores se tendría que el volumen mínimo del tanque para las condiciones del Proyecto será de: 65.87 m<sup>3</sup>., este volumen es menor al que se tendrá en el proyecto que es de 100 m<sup>3</sup>

Propósito del tanque de carga tiene como principal propósito el de evitar el ingreso de aire a la tubería, lo que podría ocasionar daños, de presentarse cambios importantes en la demanda. Esta condición puede ser solucionada por medio de (a) un área adecuada del tanque y, en particular, (b) con la apropiada ubicación de un vertedero lateral de excesos unido a un canal o rápida para conducir los caudales de retorno hacia el curso natural.

También, sirve para impedir la entrada de material sólido de arrastre y flotante a la tubería de presión. Entonces, lo más importante es determinar la altura mínima que debe tener el tanque para prevenir complicaciones en la tubería, se define con la ayuda de las siguientes relaciones:



**Figura 56. Alturas mínimas en el tanque de carga**

**Entrada de aire**

*Knauss*

$$a_3 = D * (2 * Fr + 0.5)$$

$$2 \text{ m/s} < V < 6 \text{ m/s}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * D}}$$

*Krochin*

$$2 < k < 3$$

$$a_3 \geq 1 \text{ m}$$

$$a_3 = k * \left( \frac{V^2}{2 * g} \right)$$

*Polikovski y Perelman*

$$a_3 > 0.5 * D * \left( \frac{V}{\sqrt{2 * D}} \right)^{0.55}$$

**Altura mínima**

$$h_2 = a_1 + a_2 + a_3$$

El cálculo de la altura mínima del tanque de carga está también en función de la tubería de presión (el cálculo de la tubería de presión se presenta en las conducciones).

La práctica recomienda dejar una distancia  $a_1$  desde el fondo del tanque de presión hasta la tubería de presión para evitar el ingreso de material o sedimentos hacia la tubería. Este valor se escoge en el rango entre  $0,3 \text{ m} < a_1 < 0,5 \text{ m}$ .

El valor de  $a_2$  es igual al diámetro  $D$  de la conducción a baja presión.

Para reducir la sobreelevación por golpe de ariete, se recomienda adoptar bordes libres  $> 0,30 \text{ m}$ .



De todos modos, se debe chequear que la velocidad media en el tanque de presión se encuentre dentro del rango  $0,6 \text{ m/s} < V_{\text{tanque}} < 1,0 \text{ m/s}$ , para evitar el ingreso del material de acarreo. Ante un posible rechazo de carga en el sistema, debido a maniobras de riesgo en la casa de máquinas, el vertedero lateral ubicado en el desarenador, permitirá reducir los efectos del trasciente hidráulico.

A continuación se presenta el cálculo de la altura mínima que se tendrá aguas abajo del vertedero, en la cámara de derivación:

$Q = 2,50 \text{ m}^3/\text{s}$  Caudal de conducción

$D = 1195 \text{ mm}$  Diámetro interno de la tubería de acero de 16", (Determinado en las conducciones)

$V = 2,23 \text{ m/s}$  Velocidad dentro de la tubería de presión, (Determinado en las conducciones)

$a_3 = 1,0 \text{ m}$  Altura mínima según Krochin

$Fr = 0,65$  Número de Froude

$a_1 = 0,3 \text{ m}$  Altura mínima desde el fondo de la tubería

$a_2 = 1,2 \text{ m}$  Altura del orificio que para el caso es igual al diámetro de la tubería

Entonces,

$h_2 = 2,50 \text{ m}$  Altura mínima de calado para evitar el ingreso de aire.

## 4.9 CONDUCCIÓN

Para este diseño se utilizó el programa EPANET 2.0 ,el caudal de análisis es de 2,5, cabe recalcar que este análisis se lo hace con flujo permanente.

Sobre la base de que el caudal concesionado es el caudal de diseño, se han determinado los valores que se estudiarán en los diferentes tramos de la conducción. Los caudales disponibles en dichos tramos, se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 54**

**Caudales de análisis para los tramos de conducción del sistema**

ABSCISA	COTA	LONGITUD	CAUDAL	DIAMETRO	TUB.	MATER.	VALV
	PROYECTO	ACUMULA		NOMINAL			
[m]	[m]	[m]	[l/s]	[mm]			
0	1339.89	0	2500	1229	PN10	PRFV	Ventosa 1X8"
360	1337.62	360	2500	1229	PN10	PRFV	VAC 2x10"
500	1325.93	501	2500	1229	PN10	PRFV	
1000	1301.43	1002	2500	1229	PN10	PRFV	
1067	1301.05	1052	2500	1229	PN10	PRFV	VAC 2x8"
1500	1267.83	1503	2500	1229	PN10	PRFV	
1890	1245.22	1865	2500	1229	PN20	PRFV	VAC 2X10"
2000	1231.02	2005	2500	1229	PN20	PRFV	
2307	1215.09	2305	2500	1125	PN20	PRFV	VD 16"
2500	1214.16	2505	2500	1125	PN20	PRFV	
2600	1213.52	2605	2500	1125	PN20	PRFV	VAC 2X8"
3000	1190.55	3006	2500	1125	PN20	PRFV	
3113	1186.22	3118	2500	1125	PN20	PRFV	VAC 2X8"
3500	1154.21	3508	2500	1125	PN32	PRFV	
3527	1154.21	3508	2500	1125	PN32	PRFV	VAC 2X8"
4000	1110.43	4009	2500	1125	PN32	PRFV	
4220	1099.26	4230	2500	1117.6	A53 GrA	ACERO	VAC 3X12"
4340	1054.38	4360	2500		A53 GrA	ACERO	TURBINA

#### 4.9.1 CONDICIONES GENERALES

Las condiciones hidráulicas generales están determinadas por las cotas de la obra de captación 1343 msnm y la entrega a la casa de máquinas en la cota 1061 msnm.

#### 4.9.2 COTAS DE NIVEL MÍNIMO EN EL TANQUE DE CARGA

En el siguiente cuadro se muestran las cotas mínimas de nivel de agua que deben tenerse en el tanque de carga y que están al inicio de la conducción.

**Tabla 55**

**Cotas de nivel mínimo, al inicio de la conducción**

No.	ABSCISA	ELEV.	Q dis. (m <sup>3</sup> /s)
		(msnm)	
Tanque de Carga	+0,00	1343	2,50

#### 4.9.3 CÁLCULOS

El programa utiliza el “Método del gradiente” para resolver las ecuaciones, se lo conoce también como el Método de Cauchy o del descenso más pronunciado. Es un método de programación no lineal y sin restricción, donde la determinación de un mínimo se basa en la resolución de forma secuencial de una serie de incógnitas unidimensionales.

A continuación se presenta el cálculo de la conducción alternativa 1 para el caudal de diseño. Como datos de ingreso se tienen:

Del reservorio (ingreso):

- Identificación (nombre)
- Coordenadas
- Cota del nivel de agua del tanque (carga total) (msnm)

Propiedad	Valor
*ID Embalse	1
Coordenada-X	807313.24
Coordenada-Y	10075944.76
Descripción	
Etiqueta	
*Altura Total	1343
Patrón de Altura	
Calidad Inicial	

**Figura 57. Editor de propiedades de los tanques de carga**

De los nudos:

- Identificación (nombre)
- Coordenadas
- Cotas del proyecto (msnm)
- Caudales (en los puntos de salida e ingreso de caudales) (l/s)

Propiedad	Valor
*ID Conexión	2
Coordenada-X	807598.86
Coordenada-Y	10076158.65
Descripción	
Etiqueta	
*Cota	1337.62
Demanda Base	0
Patrón de Demanda	

**Figura 58. Registro de datos, propiedades en nudos**

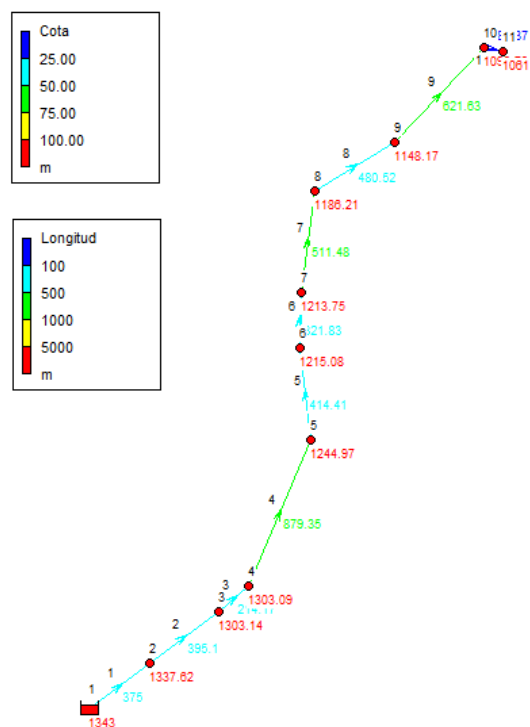
De las tuberías:

- Identificación (Nombre)
- Nudos de inicio y finalización de la tubería (Nombre)
- Longitud (m)
- Diámetro (mm)
- Rugosidad del material – Acero (adimensional)

Tubería 1	
Propiedad	Valor
*ID Tubería	1
*Nudo Inicial	1
*Nudo Final	2
Descripción	
Etiqueta	
*Longitud	375
*Diámetro	1195
*Rugosidad	140

**Figura 59. Propiedades tuberías**

Finalmente se presenta la información gráfica respectiva:



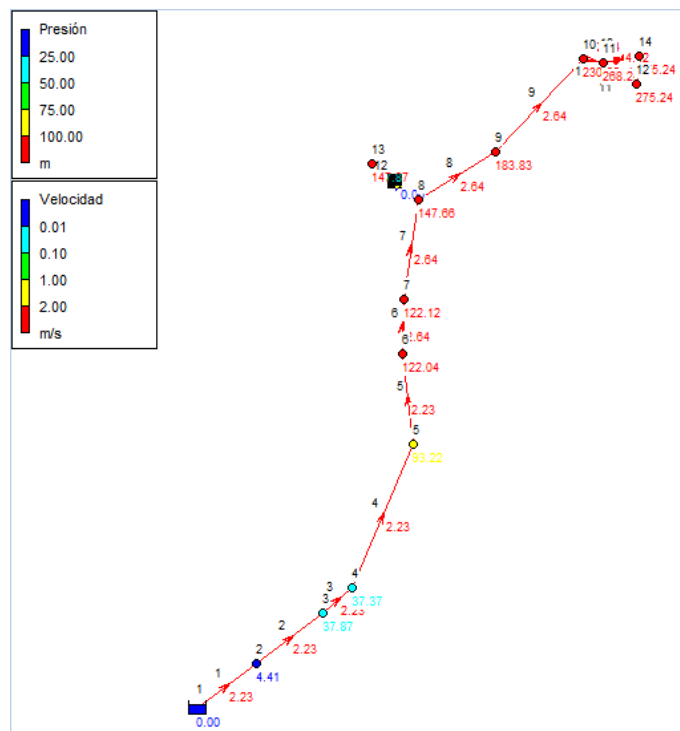
**Figura 60. Trazado y características del tramo**

Una vez que se han ingresado los datos, se realiza la corrida del modelo. En el presente estudio se consideró un caudal de diseño de 2,5 m<sup>3</sup>/s y se analizaron varios diámetros de tuberías, con el objeto de observar el comportamiento de las conducciones para éstos eventos y seleccionar la

más adecuada. Después de las simulaciones, se comprobó que el caudal máximo para transportarse es el último, pues, de llegar a ser mayores las pérdidas que se generarían en el tramo causado por el aumento de caudal, ello ocasionaría que la piezométrica sea menor, llegando a afectar el valor de generación.

El programa no puede hacer cambios en los datos sin que la información previa se pierda, por esta razón, es conveniente ir guardando cuidadosamente cambios o, renombrar los archivos cuando se varían los datos, como es el caso de las corridas mencionadas, donde los valores por cambiarse son los caudales y la cota piezométrica del tanque de carga al ingreso.

Se presenta los resultados obtenidos en los nudos y en los tramos de tuberías. La condición a la llegada a la casa de máquinas es una bifurcación con dos tuberías de diámetro 600mm, en las cuales se ha colocado dos válvulas previstas para el control del ingreso de agua a cada una de las turbinas.



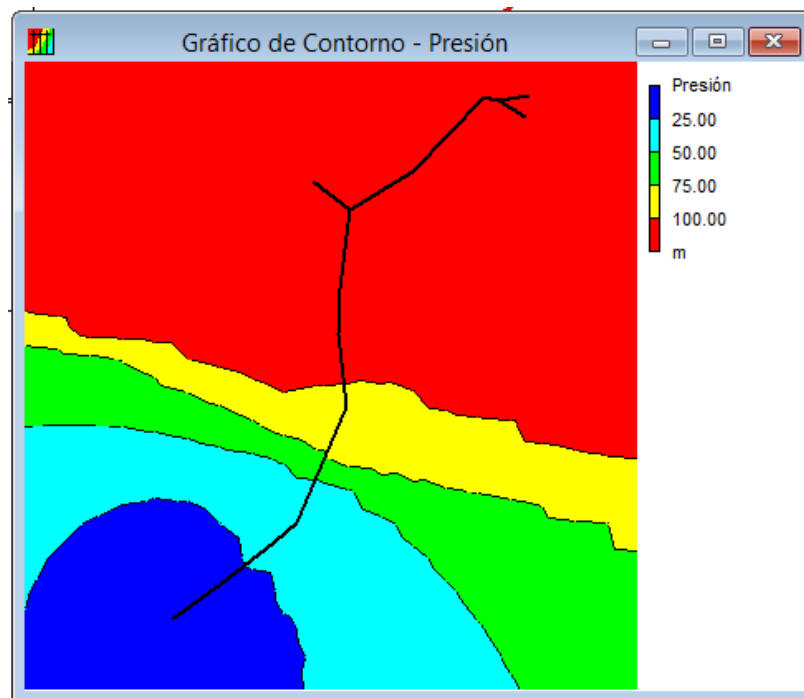
**Figura 61. Resultados de los nudos de la conducción**

En el gráfico se puede apreciar los datos de presión en los nudos y velocidad en las tuberías.

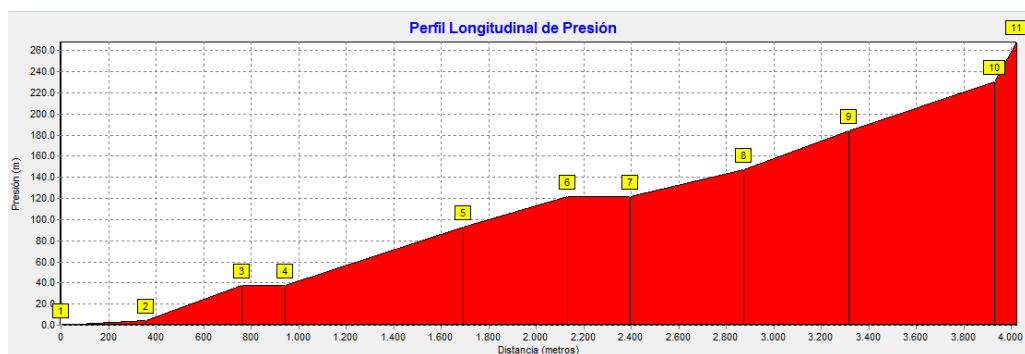
- Carga de presión (m)
- Velocidad en (m/s)

En la modelación del proyecto se plantea solamente un punto de salida para las condiciones normales de operación en flujo permanente.

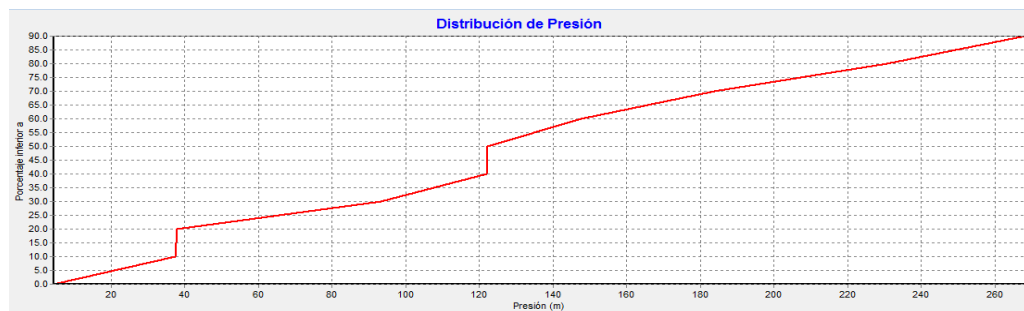
Así también se pueden generar gráficos que permiten visualizar el comportamiento de la conducción, como presiones y carga piezométrica:



**Figura 62. Resultados de presiones en la conducción**



**Figura 63. Resultados del perfil de carga piezométrica**



**Figura 64. Distribución de presión**

En los gráficos precedentes se puede visualizarse el comportamiento de las presiones a lo largo de la conducción y el porcentaje de ocurrencia de un evento, esto permite decidir la selección de las tuberías por la presión de trabajo.

Los resultados totales reportados por el programa sobre: la carga piezométrica y las cotas de la línea piezométrica para los nudos y, con los datos de longitud y el diámetro de las tuberías se va a determinar el tipo de tubería más adecuado.

#### 4.9.4 ANÁLISIS PARA LA SELECCIÓN DE LA TUBERÍA

El Proyecto considera la utilización de tubería PRFV (Poliéster Recubierta con Fibra de Vidrio) y de acero para el tramo final, ya que los diámetros, cargas y acciones externas a las que estarán sometidas, hacen que se puedan utilizar tuberías de diversos materiales para diferentes solicitaciones.

Las ventajas de la tubería de PRFV son: su ligereza y resistencia a la corrosión, en comparación con Hierro Ductil y Acero, así como también, los esfuerzos térmicos generados son menores debido al menor módulo de elasticidad; PRFV puede ser fabricada en diámetros que van desde los 200 mm a los 2500 mm que es una ventaja frente a la de Hierro Dúctil.



PRFV no requiere protección exterior adicional, para tuberías enterradas, excepto que para tramos expuestos se recomienda recubrimiento para protección con rayos ultra violetas; así como tampoco requiere protección interna ya que tiene una pared interior lisa, baja rugosidad.

Los ajustes y acoples en obra con PRFV son más sencillos, ya que su manipulación, cortes y uniones no requieren equipo y herramienta mayor, ni soldadura como en los casos de los otros dos materiales.

Las tuberías en PRFV forman parte de las tuberías flexibles, éstas tienen la gran ventaja de transmitir los esfuerzos derivados de las sobrecargas que las solicitan al terreno que las rodea. Esto permite disminuir pesos y espesores de tuberías, produciendo importantes beneficios para su instalación y mantenimiento.

Adicionalmente, en PRFV para ensamblar accesorios y válvulas es posible utilizar juntas de unión mecánica de acero laminado fabricados localmente sobremedida, para las necesidades de las presiones de trabajo del proyecto.

Considerando lo mencionado y mediante un análisis del trazado de la conducción, se recomienda considerar las recomendaciones del fabricante sobre la cama de arena y el acostillamiento de la tubería con material seleccionado a fin de controlar deformaciones y afectaciones por esfuerzos externos.

Del análisis realizado para la selección de la tubería, se desprende que el material adecuado para las sollicitaciones del proyecto es PRFV, para el cual se hace el dimensionamiento según las recomendaciones de los fabricantes:

**Tabla 56****Datos para selección de tubería**

DESCRIPCIÓN	TRAMO	TRAMO	TRAMO	TRAMO	TRAMO
	1	2	3	4	5
	PRFV	PRFV	PRFV	PRFV	ACERO
PRESION DE TRABAJO (mca):	98.89	137	198	274	321
PRESION NOMINAL (PN) SELECCIONADA (Bar)	10	20	20	32	A65 GrA
DIAMETRO (mm):	1200	1200	1100	1100	1100
LONGITUD (m):	1653.49	451.7	1201.73	902.84	149.76
TEMPERATURA:	< 35°C	< 35°C	< 35°C	< 35°C	< 35°C
PRUEBA HIDRAULICA EN FABRICA (Bar)	20	40	40	64	>64
PRUEBA HIDRAULICA EN OBRA (Bar)	15	30	30	48	>48
GOLPE DE ARIETE (Mpa) = 1,4 PN	14	28	28	44,8	-
VELOCIDAD RECOMENDADA (m/s)	3	3	3	3	3
COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (HW)	140	140	140	140	140
COEFICIENTE TERMICO (cm/cm/°C)	24 a 30	25 a 30	26 a 30	27 a 30	27 a 30
PROFUNDIDAD MINIMA DE INSTALACIÓN	1	1	1	1	-
CARGAS DE TRAFICO AASHTO H20 (m)					
RGRUPO DE SUELO NATURAL	1	1	1	1	-
MATERIAL DE RELLENO	B	B	B	B	-
RIGIDEZ= EI/D3(N/m2)	5000	5000	5000	5000	-

A continuación se presenta recomendaciones por el fabricante para la clasificación de suelo natural donde se alojará la tubería, para este proyecto se considera el Grupo No. 2.

Grupo de suelo natural	Reencuentro de golpes	Valor E <sup>1n</sup> (MPa)	Suelos no cohesivos		Suelos cohesivos	
			Descripción	Ángulo de razonamiento (grados)	Descripción	Resistencia a la compresión no confirmada (kPa)
1	> 15	34,5	compacto	33	muy firme	192-384
2	8-15	20,7	ligeramente compacto	30	firme	96-192
3	4-8	10,3	suelto	29	medio	48-96
4	2-4	4,8	muy suelto	28	blando	24-48
5	1-2	1,4	muy suelto	27	muy blando	12-24
6	0-1	0,34	muy, muy suelto	26	muy, muy blando	0-12

**Figura 65. Clasificación de suelos naturales (Flowite)**

En el siguiente cuadro se presenta la clasificación de material de relleno recomendado por el fabricante; para este proyecto se selecciona el tipo de B o C:

Tipo de suelo de relleno	Descripción	Denominación según el sistema unificado de clasificación de suelos, ASTM D2487
<b>A</b>	Roca triturada y grava, < 12 % finos	GW, GP, GW - GM, GP - GM
<b>B</b>	Grava con arena, arena, < 12% finos	GW - GC, GP - GC, SW, SP, SW - SM, SP - SM, SW - SC, SP - SC
<b>C</b>	Grava y arena limosas, 12 - 35% finos, LL < 40%	GM, GC, GM - GC, SM, SC, SM - SC
<b>D</b>	Arena limosa y arcillosa, 35 - 50% finos, LL < 40%	GM, GC, GM - GC, SM, SC, SM - SC
<b>E</b>	Limo arenoso y arcilloso, 50 - 70% finos, LL < 40%	CL, ML, CL - ML
<b>F</b>	Suelo de grano fino de baja plasticidad, LL < 40%	CL, ML, CL - ML

**Figura 66. Material de relleno (Flowite)**

Conforme a la selección precedente se ha seleccionado la Rigidez 5000, en consideración del valor de  $E = 20,7$  Mpa y soportará alta presión, por lo que la profundidad máxima en metros, para nuestro caso es de 18 metros

Rigidez 5000						
E <sub>b</sub> MPa	Grupo de suelo natural					
	1	2	3	4	5	6
20,7	23,0	18,0	12,0	7,0	3,0	NA
13,8	18,0	15,0	10,0	6,5	2,4	NA
10,3	15,0	13,0	9,0	6,0	2,4	NA
6,9	11,0	10,0	8,0	5,0	NA	NA
4,8	8,5	7,5	6,5	4,5	NA	NA
3,4	6,0	6,0	5,0	4,0	NA	NA
2,1	4,0	4,0	3,5	3,5	NA	NA
1,4	2,4	2,4	2,2	NA	NA	NA

**Figura 67. Zanja estandar, profundidad max en m, cargas de tráfico 1600 lb fuerza (Flowite)**

Considerando que el sitio por donde atraviesa la tubería existen cargas debidas al tráfico se debe compactar toda la zona de relleno hasta el nivel del suelo, en caso del cruce de vía por restricciones de profundidad mínima pueden reducirse con instalación de losas de hormigón o revestimientos de hormigón.

#### 4.9.4.1 CONDICIONES NORMALES DE OPERACIÓN DE LA TUBERÍA PRFV

Condiciones normales de operación se consideran cuando se tiene la carga estática máxima, más un incremento en la presión, entonces:

Esfuerzo admisible: 0,5 del límite de fluencia

Presión externa: equivalente a la carga de relleno de 1,20m de altura por encima de la clave de la tubería, más el equipo de compactación.

Espesor mínimo: Es el recomendado por el fabricante, según las sollicitaciones de trabajo y relleno, según norma son: PN10, 20, 32 y SN 5000

#### 4.9.5 ESPESOR DE LA TUBERÍA DE ACERO

Para el tramo final, por la fuerte pendiente, la condición de instalación y por seguridad ante posibles esfuerzos del suelo contra la tubería, se ha diseñado con tubería de acero A53 Grado A:

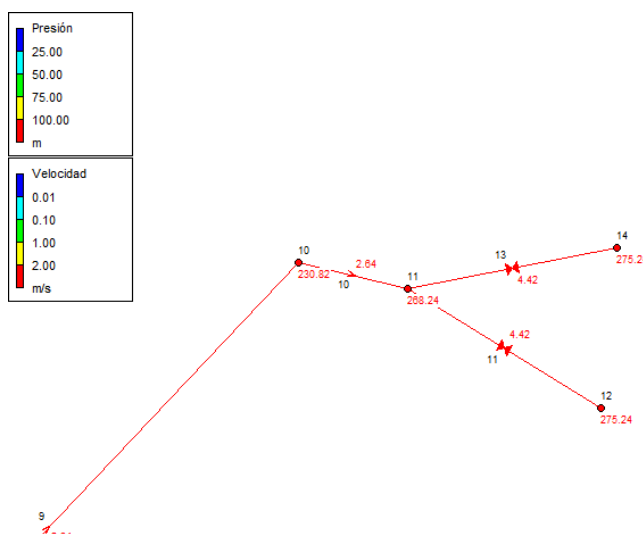


Figura 68. Tramo final de la conducción

Las tuberías que van a funcionar a presión, se diseñan para resistir la presión hidrostática interna específica y, es con base en ésta, que se puede definir el espesor necesario para las condiciones de trabajo. El valor para cada uno de los tramos se determinará con la expresión:

$$e = \frac{P * D}{2 * \sigma_{adm}}$$

En donde:

e → Espesor de la tubería (pulgadas)

p → Presión dinámica (mca)\*

D → Diámetro de la tubería (mm)

$\sigma_s$  → Esfuerzo del material (psi) → acero = 30 000psi

\*Obtenido del paquete computacional Epanet

Una vez realizadas las conversiones para que todos los parámetros estén en el sistema inglés, se tiene:

$$e = 0,028 * \frac{P * D}{\sigma_{adm}}$$

El espesor de la tubería se determina en pulgadas porque es la unidad utilizada por la mayoría de catálogos de tuberías o de las especificaciones del acero. Además, se compara éste espesor con el espesor mínimo de manipuleo.

Los valores para la comparación se determinan:

Para diámetros menores a 54" → US Bureau Reclamation  $t = (54+20)/400 = 0,185$ "

Para diámetros mayores a 54" → Pacific Gas / Electric  $t = 54/288 = 0,1875''$

En donde:

$t$  → Espesor mínimo de la pared de acero (pulgadas)

$D$  → Diámetro tubería (pulgadas)

Entonces, se ha considerado 0,2" como el mínimo espesor por manipuleo. Para el caso de que el cálculo del espesor sea mayor, se asumirá como espesor mínimo por manipuleo al valor superior cerrado cada 0,05" del espesor calculado. Por ejemplo, se tiene:

$$e = 0,028 * \frac{211,75 * 1320,8}{30\,000} = 0,26'' \Rightarrow e = 0,30'' = 7.62\text{mm}$$

Una vez que se ha definido el espesor de la tubería se determinará la cantidad de acero (masa de acero) en toneladas:

$$M = V * \delta$$

En donde:

$M$  → Masa (ton)

$V$  → Volumen ( $\text{m}^3$ )

$\delta$  → Densidad del acero ( $7,85\text{ton}/\text{m}^3$ )

$$V = \frac{\pi}{4} * (D_1^2 - D_2^2) * L$$

En donde:

$D_1$  → Diámetro mayor (diámetro de la tubería + dos veces el espesor) (m)

$D_2$  → Diámetro menor (diámetro de la tubería) (m)

L → Longitud del tramo (m)

Finalmente, se calcula el cordón de soldadura, valor que se obtiene siempre que la longitud del tramo sea mayor a 12m. Entonces:

$$CS = \pi * D * \frac{L}{12 - 1}$$

En donde:

CS → Cordón de soldadura (m)

D → Diámetro de la tubería (m)

L → Longitud del tramo (m)

Los resultados de las características principales de las conducciones de tubería de acero a presión del tramo final, se presentan en los siguientes cuadros:

**Tabla 57**

**Características hidráulicas principales de la conducción tramo final**

Link	Start	End	Length	Diameter	Flow	VelocityUni	Headloss
ID	Node	Node	m	mm	l/s	m/s	m/km
1	1	2	20.016	1102.36	2500.00	2.62	0.07
2	2	3	33.479	1102.36	2500.00	2.62	0.12
3	3	4	50.922	1102.36	2500.00	2.62	0.19
4	4	5	22.008	1102.36	2500.00	2.62	0.08
5	5	6	20.454	849.00	2500.00	4.42	0.28
6	6	7	2.880	849.00	2500.00	4.42	0.04

Tabla 58

## Características físicas de los tramos de conducción tramo final

CÁLCULO DE ESPESOR								
Node	Demand	Head	Pressu re	Esfuer zo acero	Espesor calcula do	manupule o	Acer o	Cordón de Soldad ura
ID	l/s	m	m	psi	pulg	pulg	ton	m
2	0	1329.96	275.47	30000	0.28	0.30	4.03	2.31
3	0	1329.84	290.58	30000	0.30	0.30	6.73	6.20
4	0	1329.65	300.60	30000	0.31	0.35	11.96	11.23
5	0	1329.57	309.95	30000	0.32	0.35	5.17	2.89
6	0	1329.29	321.30	30000	0.25	0.30	3.17	1.88
7	2500	1329.26	321.32	30000	0.25	0.30	0.45	0.00
TOTAL							31.52	24.51

## 4.10 BLOQUES DE ANCLAJE EN LA CONDUCCIÓN

Los anclajes se han diseñado para soportar los siguientes esfuerzos:

- Deflexiones horizontales
- Deflexiones verticales cóncavas
- Deflexiones verticales convexas
- Derivaciones

## 4.10.1 DEFLEXIONES HORIZONTALES

Para el cálculo de las deflexiones horizontales se considera el ángulo de desvío, los esfuerzos generados y se hacen las siguientes consideraciones:

Peso específico del hormigón (Kg/m <sup>3</sup> )	2400
Peso específico del suelo (Kg/m <sup>3</sup> )	1800
Factor fricción suelo-horm.	0.3
Angulo de fricción del suelo (A)	28.9
Angulo de corte del suelo (B=45-A/2)	30.55
Cohesión suelo (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.09

El resumen de los resultados del dimensionamiento de los bloques de anclaje obtenidos para deflexiones horizontales son:



Tabla 59

## Bloques de anclajes para deflexiones horizontales

Dimensiones anclaje trapezoidal						
TIPO	Base mayor B (m)	Base menor b (m)	Long. (horiz.) L (m)	Altura (vert.) h (m)	Volumen (m3)	Cantidad
I	1.40	1.00	0.60	1.20	0.86	18
II	2.00	1.00	1.00	1.20	1.80	7
III	2.00	1.00	1.00	2.00	3.00	8
IV	3.00	1.00	1.50	2.50	7.50	13
V	3.50	1.50	1.50	3.00	11.25	9
VI	4.00	2.00	2.00	3.50	21.00	2
VII	4.00	2.00	2.00	4.00	24.00	4
<b>TOTAL=</b>						<b>61</b>

## 4.10.2 DEFLEXIONES CÓNCAVAS

Para el cálculo de los bloques de anclaje para deflexiones verticales cóncavas se consideran los esfuerzos transmitidos por las cargas actuantes y se dimensiona el bloque considerando la capacidad del suelo, con las siguientes consideraciones:

Peso específico del hormigón (Kg/m <sup>3</sup> )	2400
Peso específico del agua (Kg/m <sup>3</sup> )	1000
Factor fricción suelo-horm.	0.3

Tabla 60.

## Bloques de anclaje para deflexiones verticales cóncavas

Abscisa	Diámetro (mm)	Deflexión (°)	Presión	Dimensiones del anclaje			Volumen Neto (m3)
			Hidráulica Máxima (m.c.a)	Longitud L (m)	Ancho B (m)	Altura H (m)	
753.46	1200	4.69	44.46	1.40	1.40	0.80	0.80
1730.41	1200	3.72	108.07	1.40	1.40	0.80	0.80
2082.18	1100	3.69	137.37	1.40	1.40	0.80	0.90
2300.00	1100	2.49	145.21	1.40	1.40	0.80	0.90
4055.39	1100	2.47	266.51	1.40	1.50	0.80	1.00
4272.74	1100	12.69	290.58	3.00	2.50	0.80	4.60

4304.14	1100	8.79	300.6	3.00	2.00	0.80	3.40
4327.32	600	32.59	309.95	2.00	2.50	0.50	2.20
<b>TOTAL</b>							<b>14.50</b>

#### 4.10.3 DEFLEXIONES CONVEXAS

Para el cálculo de los bloques de anclaje para deflexiones verticales convexas se consideran los esfuerzos transmitidos por las cargas actuantes y se dimensiona el bloque con las siguientes consideraciones:

Peso específico del hormigón (Kg/m <sup>3</sup> )	2400
Peso específico del agua (Kg/m <sup>3</sup> )	1000
Factor fricción suelo-horm.	0.3

**Tabla 61**

#### Bloques de anclaje para deflexiones verticales convexa

Abscisa	Diámetro (mm)	Deflexión (°)	hidráulica máxima (m.c.a)	Dimensiones del anclaje			Volumen Neto (m <sup>3</sup> )
				Longitud L (m)	Ancho B (m)	Altura H (m)	
360	1200	4.51	7.81	1	1.4	1.4	0.83
1067.24	1200	4.76	49.84	2	1.5	1.4	1.94
1585.49	1200	1.8	94.3	2	1.5	1.4	1.94
1890.95	1200	4.27	115.51	3	2	1.5	5.61
2600	1100	3.69	149.02	3	2	1.5	6.15
3113.13	1100	2.08	180.31	2	2	1.5	4.10
4227.3	1100	21.31	275.47	5	4	4	75.25
4317.47	600	50.47	309.95	5	4	4.5	88.59

#### 4.10.4 DERIVACIONES

Para el cálculo de los bloques de anclaje para derivaciones de la válvula de desagüe VD1 y la bifurcación al ingreso de la casa de máquinas, se consideran los esfuerzos transmitidos por las cargas actuantes y se dimensiona el bloque con las siguientes consideraciones:

Peso específico del hormigón (Kg/m <sup>3</sup> )	2400
Peso específico del suelo (Kg/m <sup>3</sup> )	1800
Factor fricción suelo-horm.	0.3
Angulo de fricción del suelo (A)	21.6
Angulo de corte del suelo (B=45-A/2)	34.2

Cohesión suelo (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.06
factor de seguridad	1.2

**Tabla 62**

**Bloques de anclaje para derivaciones**

ABSC.	Ø TUBO (mm)	Ø DERIV (mm)	Accesorio	Deflexión (°)	Presión	Dimensiones del anclaje de hormigón				Volumen (m <sup>3</sup> )
					hidráulica máxima (m.c.a)	Base mayor A (m)	Base menor B (m)	Long. (horiz) C (m)	Altura (vert.) H (m)	
2+ 307	1100	500	YEE	45	127.92	1.5	1	1.4	1.5	2.625
4+ 311	1100	600	YEE	50	310.00	4.5	1.5	4.5	2.2	29.7
<b>total</b>										<b>31.575</b>

#### 4.11 INSTALACIÓN

Los detalles de la zanja estándar:



**Figura 69. Zanja tipo (Flowite)**

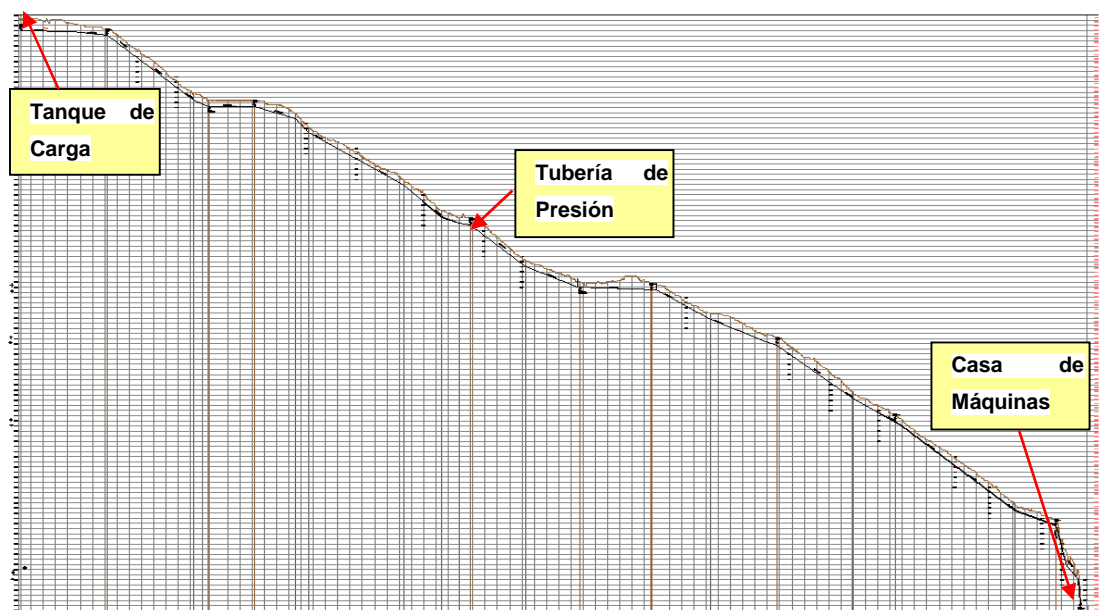
- El lecho mínimo es  $DN/4$ , para nuestro caso  $1200/4 = 300\text{mm}$  y  $1100/4 = 275\text{mm}$ , es decir, diámetro nominal sobre 4; cuando en el fondo de la zanja se encuentren suelos tales como roca, suelos endurecidos, blandos, sueltos, inestables o altamente expansivos puede ser necesario aumentar la profundidad de la capa del lecho para obtener soporte longitudinal adecuado.
- La dimensión "A" debe ser lo bastante grande para permitir el uso de equipo de compactación y la colocación de materiales, es decir, para el presente caso igual o mayor  $0,75 \times DN/2$ , para 1200mm resulta 450 mm y para 1100mm es 413mm.

La profundidad recomendada para este proyecto que soporta alta presión es de 1,20 m sobre la clave de la tubería, para evitar levantamientos y movimientos de la tubería

#### 4.12 DESCRIPCIÓN DE LA TUBERÍA DE PRESIÓN Y RESULTADOS

La tubería de presión transporta  $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$ , y cuenta con un diámetro interno de 1200mm y 1100mm en PRFV, al pie de la tubería se ubica una yee de derivación de caudal asimétrica de  $50^\circ$ , para dividir el caudal hacia las dos turbinas acero las que aprovechan  $1.25 \text{ m}^3/\text{s}$  cada una, con una carga bruta de 288.63m, después de la bifurcación la tubería reduce su diámetro hasta 850 mm teniendo el flujo una aceleración.

Se ha determinado una tubería en zanja abierta, la cual sigue en lo posible la topografía de la zona, por lo que es necesario de la instalación de 24 codos con sus respectivos anclajes además de un anclaje que sirve de soporte en la derivación o ye.



## **Figura 70. Tubería de presión de Pequeñacentral San Jerónimo**

### **4.13 EVALUACIÓN HIDRÁULICA DE LA TUBERÍA DE PRESIÓN**

Se ha realizado el estudio de la tubería de presión en régimen de flujo permanente, con el fin de estimar la carga neta aprovechable para la generación de hidroelectricidad se ha incluido dentro de las pérdidas locales algunas que no fueron tomadas en cuenta anteriormente. Es así que se ha realizado un análisis manual (hoja de cálculo) y se corroboraron estos resultados con la utilización del Software Pipe Surge 2010; en “Steady Flow” mediante el cual se realiza una simulación del comportamiento hidráulico en la red de flujo.

#### **4.13.1 PÉRDIDAS DE CARGA**

El salto o caída útil aprovechable para su transformación en energía mecánica por la turbina es menor que el salto real, es decir, el medido entre la superficie del agua en la cámara de presión y el nivel del socaz en su extremo junto al cauce del río. Ello es debido a las distintas pérdidas de carga que se producen a causa de la circulación del agua por las tuberías, por sus accesorios y por el socaz. Por esta razón en cada elemento se obtiene una pérdida de carga y la suma de todas ellas dará una altura, en metros de agua, que habrá que restar del salto bruto para obtener el efectivo o de trabajo de las turbinas.

A continuación se reseñan las distintas pérdidas a que se ha hecho referencia, dividiéndose en dos bloques:

- Pérdidas por fricción
- Pérdidas localizadas

#### **4.13.2 PÉRDIDAS CONTINUAS**

Este término es con diferencia el de mayor repercusión en las pérdidas totales en la conducción y corresponde al rozamiento del fluido.

Son varias las fórmulas propuestas por diversos autores para calcular la pérdida de carga por rozamiento, unas típicas y otras más modernas, que se hallan incluidas en los manuales de ingeniería, con sus respectivas tablas y ábacos. Las diferencias en los resultados obtenidos con cada una de ellas no son de consideración. (Krochin, 1980)

Las pérdidas por fricción en la tubería fueron determinadas con la ecuación de Darcy Weisbach.

$$H_f = \lambda \frac{L V^2}{D 2g}$$

$H_f$  es la pérdida de energía (m)

$\lambda$  es el coeficiente de fricción según Colebrook

$L$  es la longitud del tramo

$V^2/2g$  es la carga de velocidad (m).

Para el análisis de las pérdidas producidas a lo largo de la tubería se utiliza la siguiente expresión propuesta por Colebrook, para flujo en la zona de transición y/o turbulenta.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{\frac{\varepsilon}{D}}{3.71} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right)$$

Siendo:

- $\varepsilon$       Rugosidad absoluta, (mm)
- $D$       Diámetro de la tubería, (mm)
- $\text{Re}$      Número de Reynolds.

- $\Lambda$       Coeficiente de pérdida por fricción.  
 $E$       0.3 mm (acero soldado), según el Manual "Hydromechanik im Wasserbau" de H. Press – R. Schroder, 1966.  
 $\varepsilon$       0.029 mm para tubería de PRFV

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

$\nu$  = Viscosidad cinemática del agua, igual a 0.012 cm<sup>2</sup>/s, a una temperatura de 20°C.

La velocidad en la tubería está dada por:

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * d^2}$$

Siendo:

- $V$       velocidad en la tubería (m/s)  
 $Q$       caudal (m<sup>3</sup>/s)  
 $d$       diámetro de la tubería (m).

#### 4.13.3 PÉRDIDAS LOCALIZADAS

Todas estas pérdidas se contabilizan como un porcentaje del término cinético  $v^2/2g$ , expresándose por lo tanto según:

$$h_i = K_i \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Siendo:

- $h_i$       Pérdida localizada (m)  
 $K_i$       Coeficiente de pérdida(1)  
 $v^2/2g$       Término cinético (m)

#### 4.13.4 PÉRDIDAS POR EMBOCADURA

Suponiendo que el agua se halle en reposo en la cámara de presión, para ingresar en la tubería necesita, en primer lugar, adquirir una velocidad que sea equivalente a la altura de columna de agua capaz de generar dicha velocidad; si ésta es  $V$ , la pérdida de carga por tal concepto tendrá por valor:

$$h_1 = \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

La pérdida propiamente dicha por la entrada de agua en la tubería, depende de la forma de la embocadura que da origen a una contracción. El coeficiente de pérdida de carga por dicho concepto con el extremo de la tubería recto es de 0.5, es decir, la pérdida será:

$$h_{em} = 0.5 \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

#### 4.13.5 PÉRDIDAS POR REJILLA

Se emplea la fórmula de O. Kirschmer

$$h_{rej} = \beta \cdot \left( \frac{S}{B} \right)^{4/3} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \cdot \text{seno}(\theta)$$

Siendo:

$h_{rej}$	Pérdida de carga en la rejilla (m)
$\beta$	Coficiente de forma de los barrotes (1)
$S$	Espesor de los barrotes (m)
$B$	Luz entre los barrotes (m)
$\theta$	Ángulo de la rejilla con la horizontal (°)
$V$	Velocidad antes de los barrotes (m/s)

#### 4.13.6 PÉRDIDAS EN LOS CODOS

Al tratarse de codos segmentados o compuestos por tramos rectos, los coeficientes de pérdida se estimaron de acuerdo a los ábacos presentados.







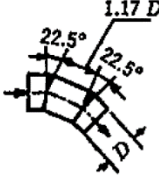
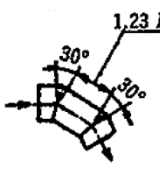
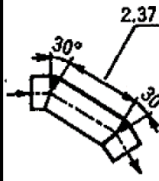
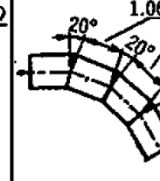
			
$K_s = 0.016$ $K_r = 0.024$	$K_s = 0.034$ $K_r = 0.044$	$K_s = 0.042$ $K_r = 0.062$	$K_s = 0.066$ $K_r = 0.154$
			
$K_s = 0.112$ $K_r = 0.284$	$K_s = 0.150$ $K_r = 0.268$	$K_s = 0.143$ $K_r = 0.227$	$K_s = 0.108$ $K_r = 0.236$

Figura 71. Ceficientes de pérdidas para codos segmentados

(Sotelo, Hidráulica General, 1997)

$$h_{co} = K_s \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

La tubería de presión tiene un ángulo de deflexión  $\theta$  en cada uno de los codos, y si el valor del número de Reynolds es igual a  $7.10 \times 10^6$ , los valores de los coeficientes K de pérdida local por cambio de dirección son:

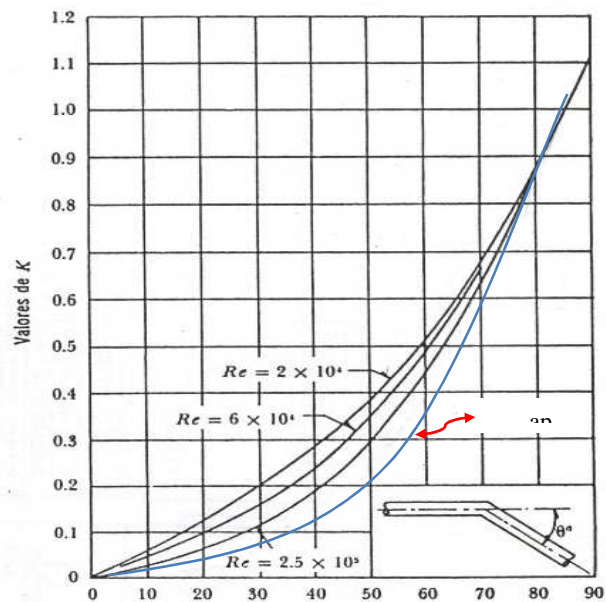


Figura 72. Ceficientes de pérdidas para codos segmentados o compuestos (Sotelo, Hidráulica General, 1997)

Así, de la figura anterior se obtiene:

**Tabla 63**

**Coefficientes de pérdidas**

Cambios de Dirección	ABSCISA	COTA DE TERRENO	COTA DE PROYECTO	$\theta^\circ$	K
1	228.52	1342.6	13338.72	1.48	0.01
2	370.2	1340.32	1337.62	8.75	0.015
3	721.03	1308.96	1306.25	4.43	0.012
4	780.24	1305.94	1303.14	5.81	0.012
5	970.42	1305.88	1303.09	3.98	0.012
6	1137.85	1300.3	1297.23	10.41	0.015
7	1190.46	12292.94	1290.46	6.85	0.015
8	1579.16	1266.96	1264.58	3.7	0.012
9	1733.5	1251.97	1249.17	6.58	0.015
10	1806.81	1248.95	1246.15	2.7	0.01
11	1850.12	1247.77	1244.97	8.1	0.015
12	2077.37	1227.91	1225.11	4.66	0.012
13	2288.17	1217.95	1215.08	4.95	0.012
14	2606.48	1216.80	1213.75	6.98	0.012
15	2827.52	1202.05	1199.25	2.04	0.01
16	3052.78	1191.3	1188.5	1.66	0.01
17	3100	1189.02	1186.21	5.8	0.012
18	3405.52	1163.95	1161.05	2.19	0.01
19	3602	1150.97	1148.17	2.71	0.01
20	4067.39	1109.07	1106.27	5.35	0.012
21	4235.87	1101.9	1098.76	35.59	0.1
22	4282.75	1085	1079.11	23.97	0.05
23	4324.31	1077.34	1072.95	51.79	0.23
24	4333.71	1077.18	1076.28	67.93	0.58

#### 4.13.7 PÉRDIDAS EN LAS VÁLVULAS

$$h_{val} = K_{val} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Los valores empleados para  $K_{val}$  están en función del ángulo que forman la chapa y la directriz de la tubería.

Tabla 64

## Coeficientes de pérdidas según ángulo

$\alpha$	5	10	15	20	30	40	45	50	60	70
Kval	0.24	0.52	0.90	1.5	3.9	11	19	33	120	750

## 4.13.8 PÉRDIDAS POR DERIVACIÓN

La evaluación de la pérdida localizada en una derivación está en función de la división de caudales, áreas de entrada y salida del accesorio, velocidad media en la entrada y salida y ángulo de derivación

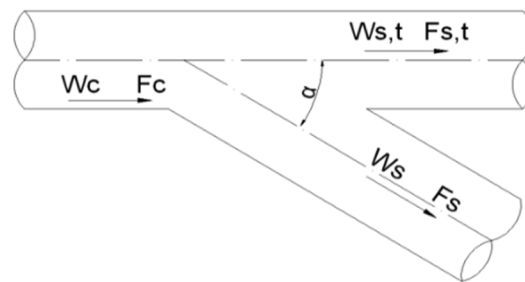
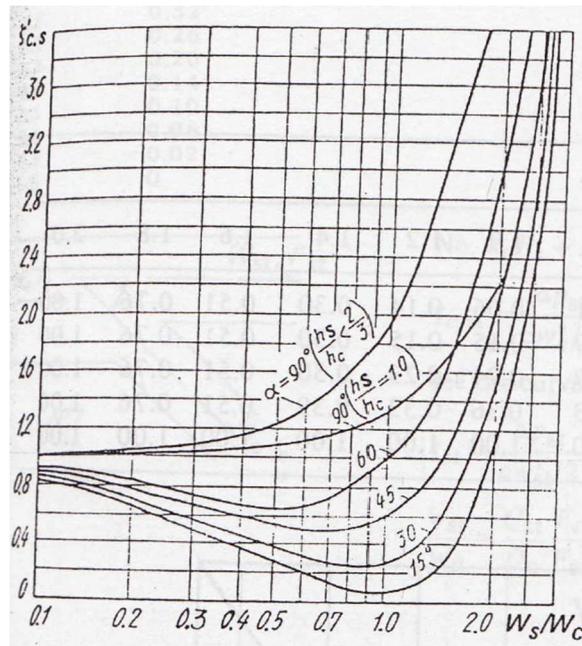


Figura 73. Esquema de bifurcación

Se determinan dos coeficientes  $\xi_s$  y  $\xi_{s,t}$  el primero es el coeficiente de pérdida en dirección de la derivación, y el segundo es el coeficiente de pérdida en la dirección original. (Idelchik, 1960)

Para el cálculo de  $\xi_s$ , primeramente se debe determinar  $\xi'_{c,s}$  de acuerdo al ábaco que se indica a continuación y que está en función de  $w_s/w_c$  y el valor del ángulo de la bifurcación  $\alpha$  ( $w_s$  es la velocidad correspondiente a la sección de derivación y  $w_c$  es la sección anterior a la derivación).



**Figura 74. Abaco para determinar  $\xi'_{c.s}$  (Idelchik, 1960)**

Luego,

$$\zeta_{c.s} = A' \xi'_{c.s}$$

En donde  $A'$  varía de acuerdo a la siguiente tabla:

**Tabla 65**

**Variación de  $A'$  de acuerdo a la relación  $F_s/F_c$**

$F_s/F_c$	$\leq 0.35$	$> 0.35$		
$Q_s/Q_c$	$\leq 0.4$	$> 0.4$	$\leq 0.6$	$> 0.6$
$A'$	$1.1 - 0.7Q_s/Q_c$	0.85	$1.0 - 0.65Q_s/Q_c$	0.6

Para finalmente determinar el coeficiente de pérdida en dirección de la derivación:

$$\zeta_s = \frac{\zeta_{c.s}}{(W_s / W_c)^2}$$

Para determinar  $\xi_{st}$ , (coeficiente de pérdida en dirección original) primero se debe determina:

$$\zeta_{c.st} = 1 + \left(\frac{Fc}{Fst}\right)^2 \left(1 - \frac{Qs}{Qc}\right)^2 - 2 \frac{Fc}{Fst} \left(1 - \frac{Qs}{Qc}\right) - 2 \frac{Fc}{Fs} \left(\frac{Qs}{Qc}\right)^2 \cos \alpha + Kst$$

Para Yee's donde  $Fst = Fc$  el valor de  $Kst$  es igual a cero

$$\zeta_{st} = \frac{\zeta_{c.st}}{(W_{st} / W_c)^2}$$

#### 4.13.9 PÉRDIDAS POR ESTRECHAMIENTO DE LA TUBERÍA

$$h_{est} = K_{est} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

En donde K se encuentra tabulado de acuerdo al ángulo de reducción.

**Tabla 66 Coeficiente de pérdida por reducción gradual de diámetro**

$\theta^\circ$	10	15	20	25	30	35	40	45	60
$K_{est}$	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.3	0.32

### 4.14 VÁLVULAS

#### 4.14.1 VÁLVULAS DE AIRE

Las válvulas de aire son usadas para:

- La expulsión de aire en el momento de iniciación del llenado de la tubería. Mientras, se encuentre en funcionamiento el agua hará presión sobre el flotador de la válvula evitando que se abra entretanto exista presión en la tubería.
- El ingreso de aire en la conducción cuando se inicia el vaciado de la tubería con el fin de evitar que se provoquen presiones negativas que pueda afectar al tubo.

#### 4.14.1.1 UBICACIÓN Y TIPO DE VÁLVULAS

El aire en los puntos altos de una tubería puede acumularse ocasionando la reducción de la sección de la tubería lo que causa el aumento de las pérdidas de carga y una disminución del caudal.

Las válvulas de aire son de dos tipos:

- de purga de aire
- de aire y vacío

Las válvulas de purga se utilizan solas o combinadas con válvulas de aire y vacío (para el caso de que estén solas VAS). Mientras que, las válvulas de aire-vacío se usarán siempre con las de purga, las mismas que en conjunto se denominan válvulas combinadas (VAC).

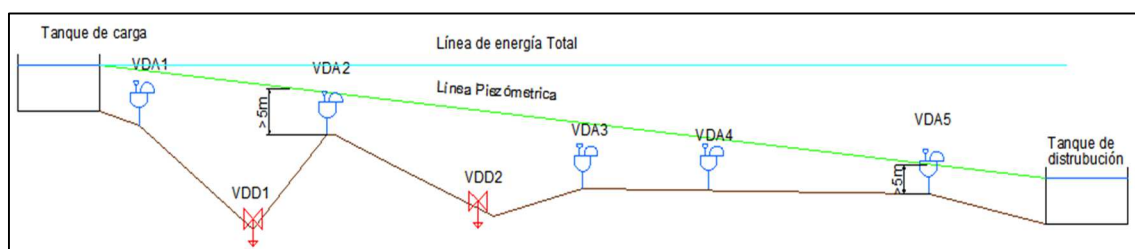
Las válvulas de aire se ubican según la recomendación de la AWWA en:

Los puntos más altos de la conducción (VAC)

Los cambios de pendiente (VAC)

Los tramos extensos colocados en forma horizontal (VAS).

En la figura a continuación se presenta un esquema de la ubicación de las válvulas de aire. Las válvulas de aire (VAC) 1 y 2 se colocan en puntos más altos, las válvulas 3 y 5 se sitúan en el cambio de gradiente (VAC), mientras que la 4 se halla en la mitad de un tramo largo de la conducción (VAS).



**Figura 75. Ubicación válvulas de aire y desague**

**Tabla 67**  
**Resultados de válvulas de aire**

No.	ABSCISA	ELEV.	ANG.	J	D	Q	Q	Q	D	D		
		CT	(°)	m/m	pulg	(pies3/s)	(pies3/s)	(pies3/s)	ing. aire	D purga aire		
							admisión	expulsión			pulg.	pulg.
Ventosa	+0,00	1339,89	0,10	0,00	47,24	88,29	42,03	88,28	1	x	8	1/16"
VAC1	+375,14	1337,62	5,00	0,09	47,24	88,29	406,75	88,28	2	x	10	1/16"
VAC2	+984,41	1303,09	2,00	0,04	47,24	88,29	268,66	88,28	2	x	8	1/16"
VAC3	1+863,76	1244,97	5,00	0,10	47,24	88,29	415,14	88,28	2	x	10	1/16"
VAC4	2+600,00	1213,75	4,00	0,07	43,30	88,29	273,84	88,28	2	x	8	1/16"
VAC5	3+111,48	1186,21	3,00	0,09	43,30	88,29	318,20	88,28	2	x	8	1/16"
VAC6	3+592,00	1148,17	1,00	0,09	43,30	88,29	320,80	88,28	2	x	8	1/16"
VAC7	4+213,63	1098,76	27,00	0,58	43,30	88,29	812,82	88,28	3	x	12	1/16"

#### 4.14.2 VÁLVULAS DE DESAGUE

##### 4.14.2.1 UBICACIÓN Y TIPO DE VÁLVULAS

Los sedimentos que se acumulan en los puntos bajos de la conducción debido a la topografía accidentada, ocasionan que se tenga una disminución en la sección del flujo de agua, por lo que es importante la colocación de válvulas de desagüe, que periódicamente faciliten la limpieza de la tubería. En el presente diseño no siempre se ha colocado en los puntos más bajos de la conducción, debido a que es necesario tener hacia donde desaguar el flujo con sedimentos, que generalmente podrán ser evacuados hacia los mismos cauces de los ríos o a pequeñas quebradas (acequias).

Como ejemplo, en la figura 75 se puede ver los dos tipos de ubicaciones: La válvula de desagüe (VD) 1 se ha colocado en la parte más baja del tramo, porque existe un punto cercano más bajo donde se puede descargar el caudal. Mientras que, para el caso de la 2 se la coloca antes de un cruce de río (sifón) para poder realizar la descarga en el mismo cuerpo de agua.

Se tienen válvulas principales y secundarias. Las principales y secundarias son las que se van a calcular, para el caso de las secundarias

se tiene un diámetro menor de 4" y son colocadas para ayudar con la limpieza en puntos bajos de la conducción.

Se considerará la instalación de válvulas tipo MARIPOSA y MULTICHORRO conforme a la presión de trabajo y debido a que proporcionan una seguridad mayor en el vaciado de la tubería y disipan adecuadamente la energía.

El perfil dinámico de la válvula mariposa permite una baja pérdida de carga y asegura una perfecta estanqueidad. Soporta una presión de trabajo de 40 mca.

Las válvulas de desagüe principal son las VD1 y VD2 ubicadas en los puntos de la conducción intercepta con quebradillas y que son los puntos de inflexión de la línea, es decir puntos bajos.

Para el caso de la válvula VD1 de 500mm ubicada en la abscisa 0+800 será tipo mariposa que soporta una carga de 36,75 m de carga hidráulica y velocidad de hasta 6 m/s.

La VD2 de 500mm es una válvula tipo Multichorro por tener una carga de 124,81 mca y resiste de mejor manera el fenómeno de cavitación, y su velocidad será de hasta 6 m/s.

**Tabla 68**

**Válvulas de purga**

#	Abscisa	L(m)	AH	Ds (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Cv	Tapertura/cierre (min)	Tipo
VD1	<b>+800,00</b>	<b>770,240</b>	<b>36,75</b>	<b>0,5</b>	<b>2,67</b>	<b>0,6</b>	<b>3</b>	<b>Mariposa</b>
VD2	<b>1+278,17</b>	<b>1507,930</b>	<b>124,81</b>	<b>0,5</b>	<b>2,97</b>	<b>0,55</b>	<b>3</b>	<b>Multichorro</b>
Alivio	<b>4+320</b>	<b>2792,070</b>	<b>262,66</b>	<b>0,3</b>	<b>1,25</b>	<b>0,8</b>	<b>3</b>	<b>Alivio anticipadora de golpe</b>



#### 4.15 ANÁLISIS DE FLUJO NO PERMANENTE

El análisis del flujo no permanente tiene como objetivo fundamental la determinación del valor de sobrepresión inmediatamente antes de la turbina, luego de producirse un rechazo total de la carga. Este valor de la sobrecarga generada debe ser evaluado por medio de un análisis técnico económico a lo largo de todo el sistema hidráulico.

En el presente caso, el análisis de transitorios hidráulicos se desarrolla a partir de la consideración del flujo no permanente generado por la detención o por la apertura del flujo en la turbina y el posterior cierre de la válvula mariposa ubicada antes de cada equipo turbogenerador. Para simular el comportamiento del sistema frente a este rechazo de carga se utiliza el programa PIPE 2008-Surge; desarrollado por la Universidad de Kentucky, USA.

Se requiere que el sistema bajo análisis esté integrado por varios componentes conectados por tramos de tuberías. Las ondas de presión se evalúan en cada uno de los nudos del sistema, y la variación del caudal en cada uno de los tramos de tubería donde las características del flujo u otras condiciones hidrodinámicas varían en el tiempo.

Para el cálculo del tiempo de cierre de las válvulas se utiliza la expresión de Micheaud:

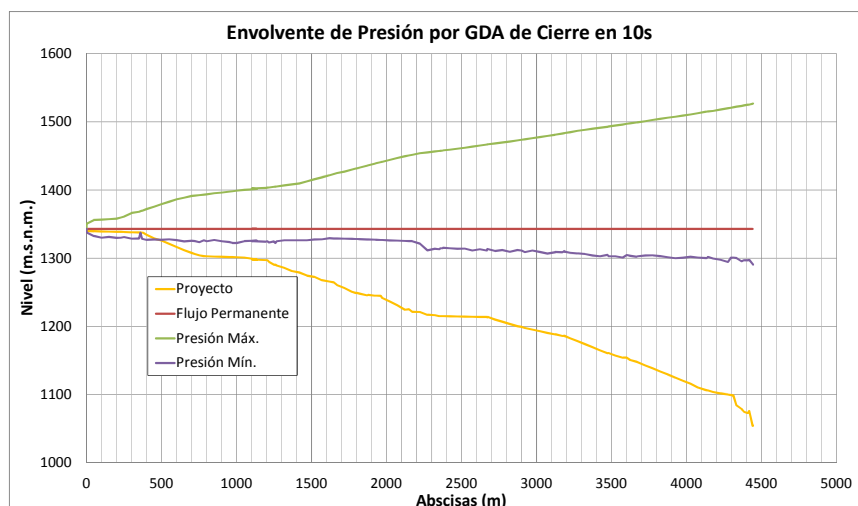
$$T > \frac{2 \cdot L}{a}$$

Siendo:

- $T$  tiempo de cierre de la válvula
- $L$  longitud de la tubería forzada
- $a$  celeridad de la onda

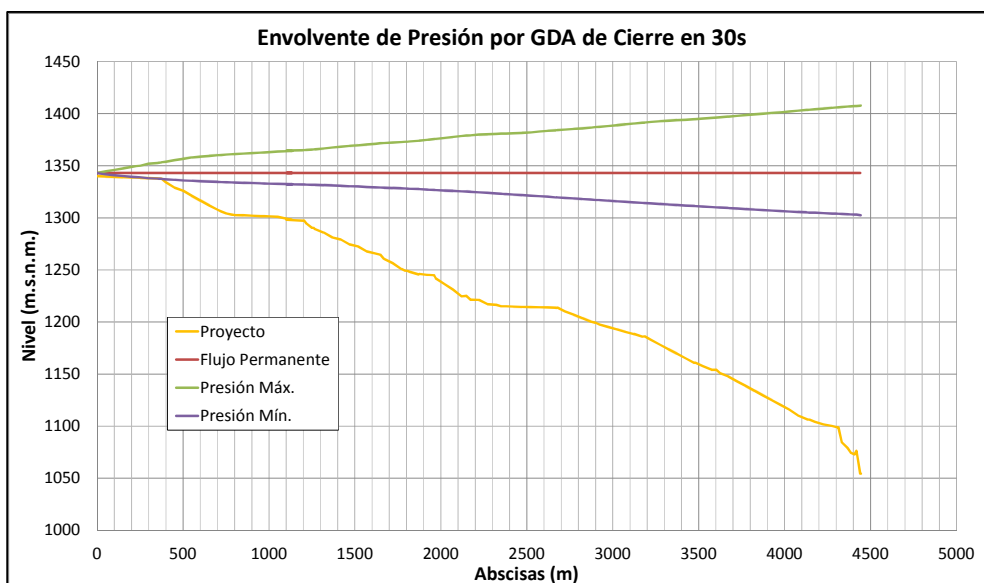
La celeridad de onda, puede ser calculada en el mismo software, el cual nos presenta una herramienta extra:

En el escenario de un cierre simultáneo del ramal izquierdo de la tubería de presión hacia las turbinas operando con el caudal de diseño  $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$  determino una sobrepresión importante (400%), siendo la presión máxima en el sistema igual a 472mca. Sin embargo, considerando las variaciones del trasciente en el desarrollo de la conducción, no se recomienda este tiempo de cierre en la operación del sistema.



**Figura 76. Envolvente de presiones máx y min producidas por el cierre de válvula izq en 10s**

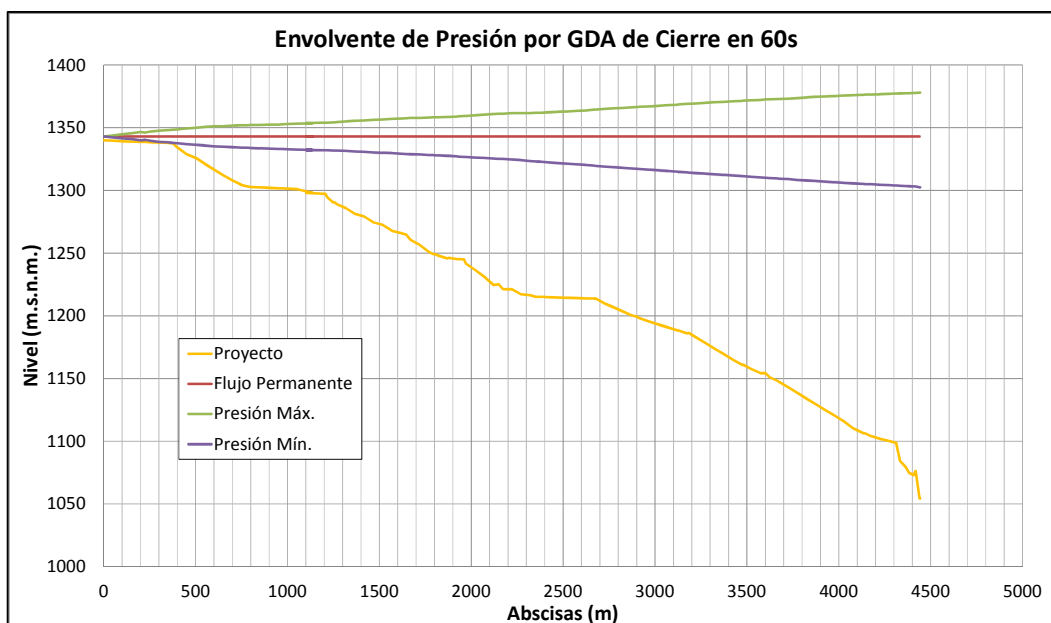
En el gráfico anterior se puede observar la evolución de las máximas y mínimas presiones a lo largo de la tubería de presión, una operación de cierre en 10s, produce una envolvente con tendencia hacia la línea piezométrica en régimen permanente. Dado que la sobrepresión llega apenas al 400% se ensaya con tiempos de cierre más lentos. La sobrepresión en este evento bordea el 200%, siendo la presión máxima en el sistema igual a 353.45mca. Sin embargo, considerando las variaciones del trasciente en el desarrollo de la conducción, no se recomienda este tiempo de cierre en la operación del sistema.



**Figura 77. Envolvente de presiones máx y min producidas por el cierre de válvula izq en 30s**

En el gráfico anterior se puede observar la evolución de las máximas y mínimas presiones a lo largo de la tubería de presión, una operación de cierre en 30s, produce una envolvente con tendencia hacia la línea piezométrica en régimen permanente. Dado que la sobrepresión llega al 189% se ensaya con tiempos de cierre más lentos.

Para un tiempo de cierre de 60 s., la sobrepresión máxima en este escenario es cercana al 100%, siendo la presión máxima en el sistema igual a 323.57mca. Dentro del sistema no se presentan subpresiones, sin embargo el valor de sobrepresión es mayor al 15%, valor de referencia para el diseño a flujo permanente de la conducción a presión.



**Figura 78. Envolvente de presiones máx y min producidas por el cierre de válvula izq en 60s**

Es importante señalar que el análisis realizado presentan valores de presión menores a las encontradas en condiciones de flujo permanente, por lo que es necesario revisar las características de la tubería de PRFV en el tramo inicial de la conducción, sin embargo al no existir valores de subpresión que puedan comprometer el funcionamiento de la conducción se puede recomendar como tiempo de operación para el cierre de la válvula izquierda de la tubería de presión el tiempo de 180 a 240 segundos.

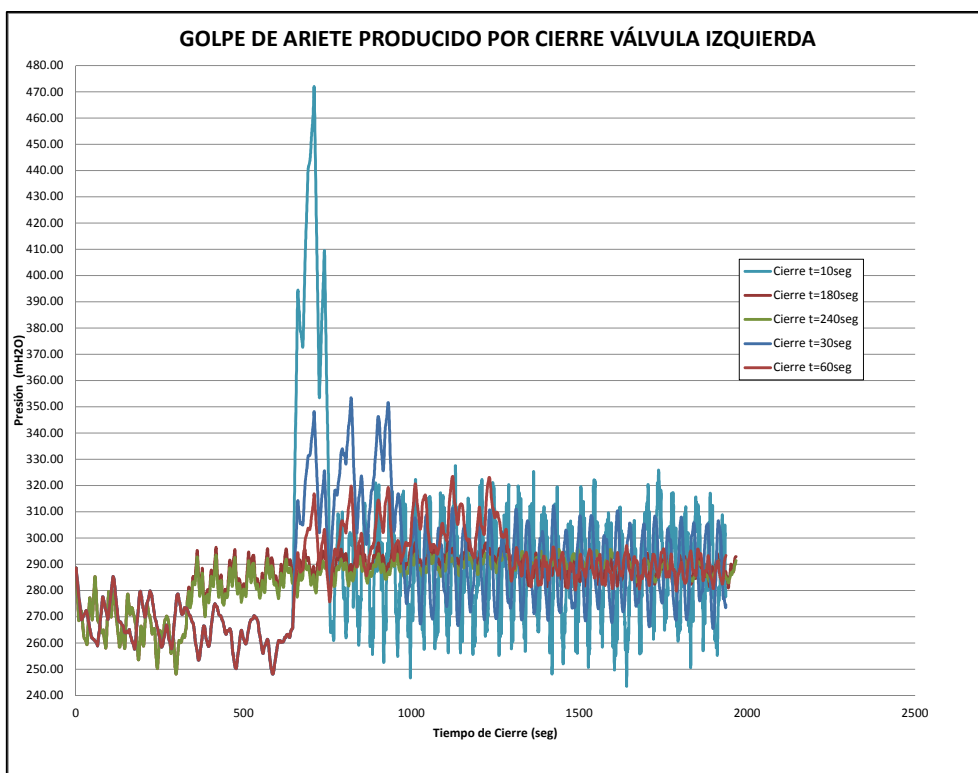


Figura 79. Golpe de Ariete producido por cierre de válvula Izq

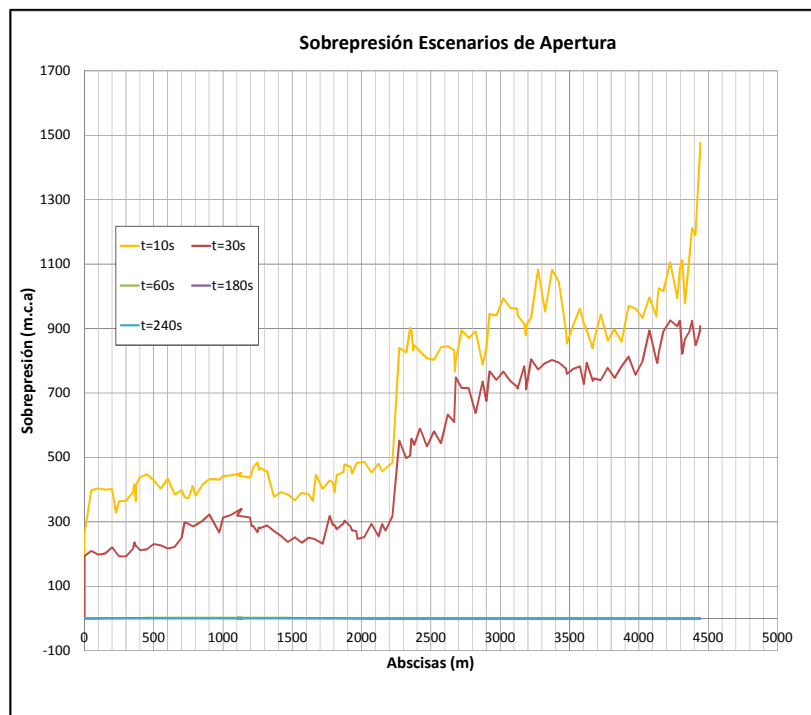
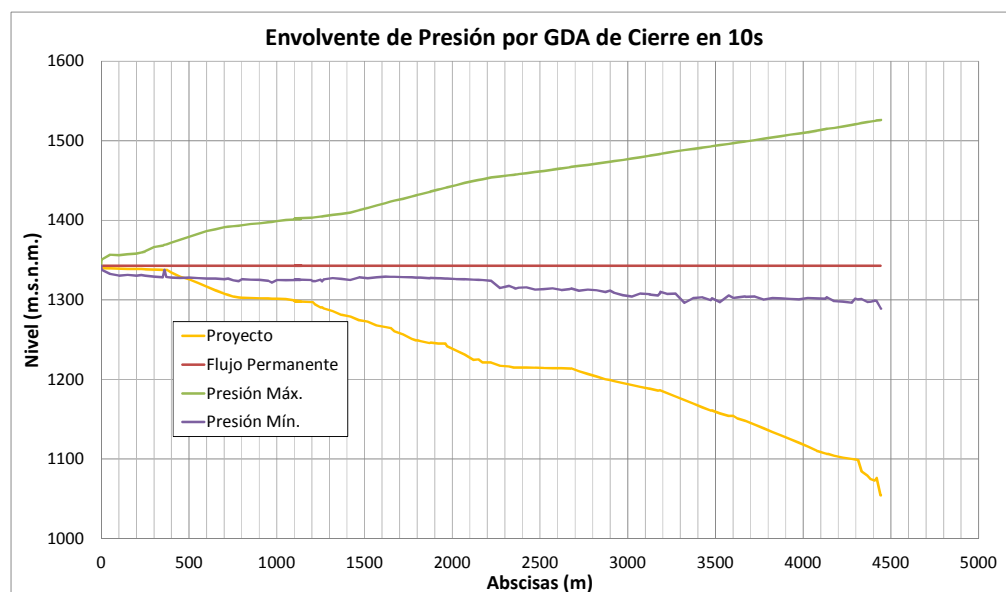
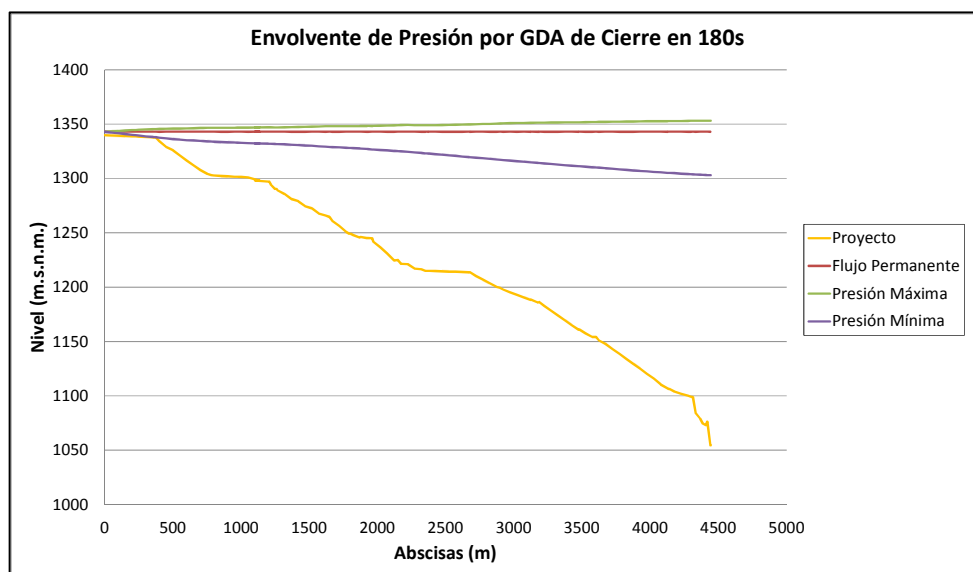


Figura 80. Evolución de la sobrepresión a lo largo de la tubería para los diferentes tiempos de cierre

Para un cierre simultáneo la sobrepresión en este evento es importante (500%), siendo la presión máxima en el sistema igual a 471.76mca. Sin embargo, considerando las variaciones del trasciente en el desarrollo de la conducción, no se recomienda este tiempo de cierre en la operación del sistema.

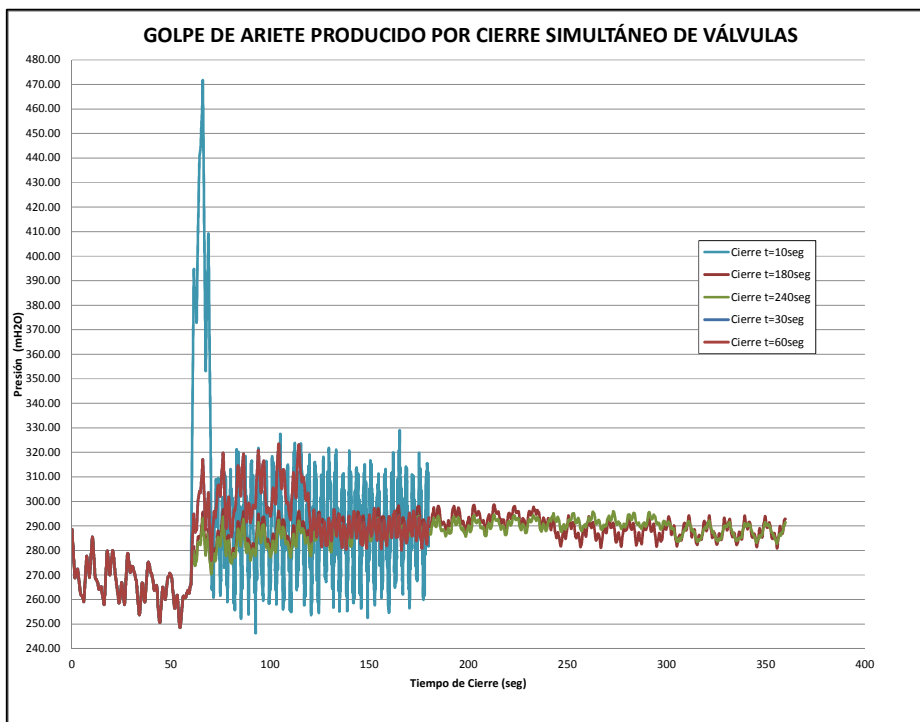


**Figura 81. Evolución de presiones máximas y mínimas producidas por el cierre simultáneo en 10s**



**Figura 82. Envolvente de presiones máximas y mínimas producidas por el cierre simultáneo en 180s**

Para una operación de cierre en 180s, produce una envolvente con tendencia hacia la línea piezométrica en régimen permanente. Se puede emplear este tiempo para el cierre, una vez se revise las características en el tramo inicial de la tubería de presión.

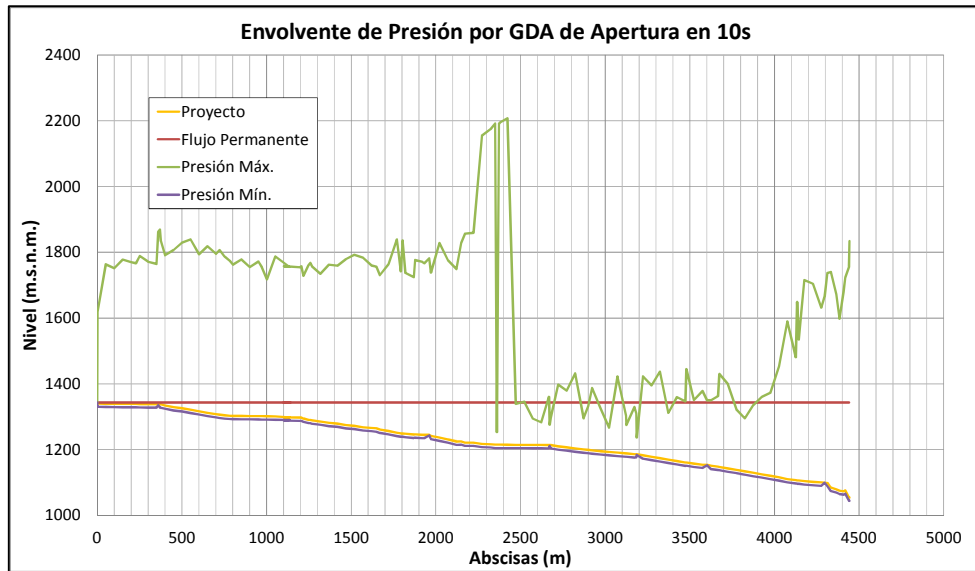


**Figura 83. Golpe de ariete producido en la válvula de cierre en los cinco distintos escenarios**

En el gráfico anterior se puede observar el desarrollo del trasciente hidráulico con el cierre simultáneo de las válvulas en los cinco escenarios estudiados, es fácil reconocer que la onda se va estabilizando a medida que el tiempo de cierre aumenta, manteniendo una oscilación casi constante.

Si bien es cierto las presiones máximas producidas por un cierre en 240 segundos son menores a las estimadas en el diseño de la tubería de presión, se recomienda un tiempo de cierre no menor a los 180 segundos debido a que la variación de presión en el trasciente es 50% menor a la variación de presiones producida por un cierre en  $t_c = 180s$ .

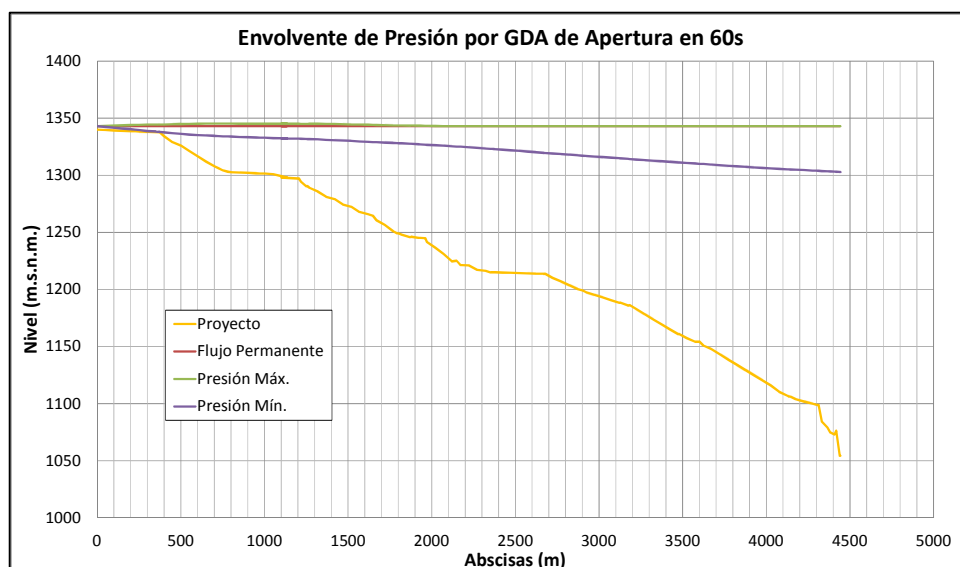
Se simuló para apertura simultánea las envolventes se muestran en los siguientes gráficos:



**Figura 84. Envolvente de presiones máx y mín producidas por apertura simultánea en 10s**

En la figura anterior se puede observar la evolución de las máximas y mínimas presiones a lo largo de la tubería de presión, una operación de apertura en 10s presenta una clara inestabilidad, por lo que no se recomienda como valor de operación. Se debe realizar con tiempos de apertura mayores de 60 s en este escenario se reduce considerablemente de los escenarios analizados anteriormente, y en su punto máximo bordea el 25%, siendo la presión máxima en el sistema igual a 288.62 mca.





**Figura 85. Envolvente de presiones máx y mín producidas por apertura simultánea en 60s**

En la figura anterior se puede observar la evolución de las máximas y mínimas presiones a lo largo de la tubería de presión, una operación de apertura en 60s, produce una envolvente con tendencia hacia la línea piezométrica en régimen permanente. Dado que la sobrepresión en el sistema es puntual, se puede comenzar la operación de apertura de la válvula izquierda en 60s.

Se comprueba también el caso de rotura de la tubería, para determinar la sobrepresión y supresión a lo largo de la Tubería Forzada. Para esto se ha establecido los siguientes escenarios de modelación.

**Tabla 69**

**Escenarios de análisis para tubería de presión**

Evento	Escenarios										Rotura
	Cierre					Apertura					
Válvula Izquierda	10s	30s	60s	180s	240s	10s	30s	60s	180s	240s	-
Dos Válvulas VD	10s	30s	60s	180s	240s	10s	30s	60s	180s	240s	-
	-	-	180s	300s	-	-	-	-	180s	300s	5s

El primer evento de cierre y apertura, indica que la operación se realizará solo en la válvula izquierda de la tubería de presión en tiempos de 10, 30, 60, 180 y 240 segundos.

El segundo evento de cierre y apertura, señala que la operación se realizará simultáneamente en las dos válvulas de la bifurcación de la tubería de presión, en los tiempos de 10, 30, 60, 180 y 240 segundos.

El tercer evento muestra la operación de la válvula de desagüe en apertura y cierre en los tiempos de 180 y 300 segundos.

Además como escenario de rotura se ha seleccionado la ubicación de la válvula de desagüe para simular este accidente en un tiempo de 5s.

#### **4.16 TIEMPO DE OPERACIÓN MÍNIMO DE LAS VÁLVULAS**

La ecuación de Micheaud para la estimación del mínimo tiempo de cierre, da como resultado tiempos mínimos de cierre de las válvulas de control de la tubería de presión, lo recomendable en esos casos es utilizar como tiempo mínimo de cierre 10s, pero a más de este escenario se analizaron cuatro escenarios extras para el cierre del sistema de 30, 60, 180 y 240 segundos, con el fin de comparar los resultados obtenidos en este estudio con los utilizados para el diseño de la tubería de presión.

La sobrepresión se reduce significativamente a partir de la operación con 60segundos. Considerando que la presión de diseño de flujo permanente es iguala 15%, en este escenario se recomienda un tiempo de cierre de 180 segundos.

Comparando los resultados de presión máxima y sobrepresión de los escenarios de cierre con la operación de una válvula o con el cierre simultáneo de las válvulas del proyecto, se puede observar que son muy parecidos, es decir el efecto del cierre es equiparable en los dos escenarios.

Del análisis de flujo no permanente de la tubería de presión de la Minicentral San Jerónimo, para cada uno de los eventos analizados se puede recomendar los siguientes tiempos de operación mínimos:

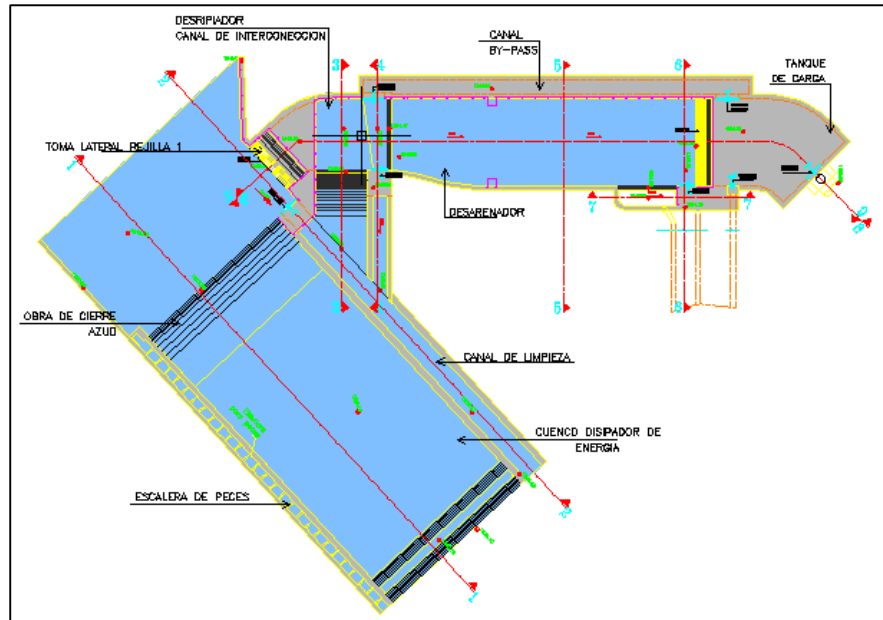
**Tabla 70**

**Tiempos de Operación Mínimos**

Evento	Cierre	Apertura
Válvula Izquierda	<b>180s</b>	<b>60s</b>
Dos Válvulas	<b>180s</b>	<b>60s</b>
VD	<b>180s</b>	<b>180s</b>

## 4.17 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

### 4.17.1 AZUD Y OBRAS ANEXAS



**Figura 86. Implantación de la captación y desarenador del río San Jerónimo**

A continuación se describen las condiciones de los cálculos y las verificaciones con relación al azud y las obras auxiliares (desripiador, desarenador y tanque de carga).

Por lo que concierne el azud, esta una obra maciza de hormigón armado fundido en obra y constituido de:

- Un cuerpo central con sección transversal con perfil tipo Creager;
- Cuerpo lateral al lado derecho que comprende el tramo aguas arriba de la escalera de peces;
- Cuerpo lateral al lado izquierdo que comprende el canal desripiador

Para la porción central del azud primero que todo, se debe respetar el equilibrio general como cuerpo rígido.

Las acciones consideradas son las siguientes:

- Peso propio de la obra, con referencia a un peso de volumen de hormigón armado igual a  $2,4 \text{ T/m}^3$
- Empuje horizontal y vertical del agua, evaluada considerando los niveles hidráulicos de diseño; en el caso del empuje vertical, tal tirante hidráulico es a favor de seguridad y considerado uniforme a lo largo del azud igual;
- Subpresiones hidráulicas, evaluadas en base a cuanto dicho anteriormente y considerando una distribución uniforme de las presiones por debajo del azud;
- Acciones sísmicas relacionadas a una aceleración máxima y a las masas del azud y del agua empuja sobre el mismo.

Con respecto a las verificaciones de estabilidad y de desplazamiento se considera una fricción igual al 60% en la interfaz entre azud y cauce del río, valor que se retiene a favor de seguridad.

Se ha verificado de la estabilidad del cuerpo central del azud ha estado límite último como cuerpo rígido;

Por último, con respecto al basamento del dique se considera que puedan verificarse en ejercicio remodelaciones del fondo del cauce, tales de no garantizar una superficie uniforme de apoyo. Con la precisión que tal fenómeno se considera sea en la dirección paralela al eje del río, sea en la dirección ortogonal, se efectúan algunas consideraciones con respecto a la geometría de la obra:

- Como anteriormente evidenciado, en correspondencia de los lados se ubican obras anexas (escalera de peces y canal desarenador) que incrementa, compresivamente, la rigidez lateral.
- Aguas arriba se ubica el talón de dimensiones y profundidad notable, respecto al plano de obra del azud.

Las contribuciones de carga son representadas por el peso propio del azud y de la carga vertical hidráulica y se combinan según los coeficientes parciales del estado límite último recomendados por la normativa.

Con relación al canal desarenador, la estructura consiste en un basamento que recalca la forma del umbral del cuerpo central y sobre el cual se fijan, lado externo, los muros laterales. En el tramo central el canal está provisto de una solera de cobertura, mientras en otra parte las elevaciones resultan vinculadas como ménsulas al basamento.

El cálculo estructural se realiza considerando:

- Empuje hidrostático del agua detrás de los muros, hasta el umbral de los mismos, independientemente de las reales condiciones de funcionamiento hidráulico;
- Aumento del empuje sísmico; aplicado a la masa del muro y al agua por encima.

El análisis se lo realiza para los tres tramos descritos, aguas arriba, central y aguas abajo, bajo las siguientes condiciones de contorno:

- Tramo aguas arriba vinculado con empotramiento al lado de la fundación y al lado tramo central; libre en los otros lados;
- Tramo central vinculado con empotramiento en los cuatro lados;
- Tramo aguas abajo vinculado con empotramiento al lado de la fundación y al lado tramo central; libre en los otros lados.

#### **4.17.2 VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD DE AZUD**

Para el correcto dimensionamiento de las obras, se realizó un análisis de estabilidad del Azud para la condición más desfavorable que es el de crecida para un periodo de retorno de 50 años. Este consiste en la determinación de los coeficientes de seguridad frente al volcamiento, deslizamiento y rompimiento. El detalle de los resultados se presentan en ANEXO V

La teoría de la estabilidad de un dique vertedero establece que este puede fallar por tres causas:

- Por deslizamiento sobre el plano horizontal de cualquier junta.
- Por volcamiento girando sobre el filo frontal de cualquier junta horizontal
- Por rompimiento en el filo frontal de cualquier junta horizontal.

Para determinar el efecto de Empuje es necesario conocer:

- La magnitud de la presión
- Su punto de aplicación
- Su línea de acción

En el caso de diques vertederos, o sea con desborde aguas la magnitud de la presión y su punto de aplicación quedan definidas por las siguientes fórmulas:

$$P=0.5*w*h*(h+2*h1) \quad \text{Presión horizontal}$$

$$a= 1/3*h(h+3*h1)/(h+2*h1) \quad \text{distancia vertical medida desde el pie del dique}$$

Donde:

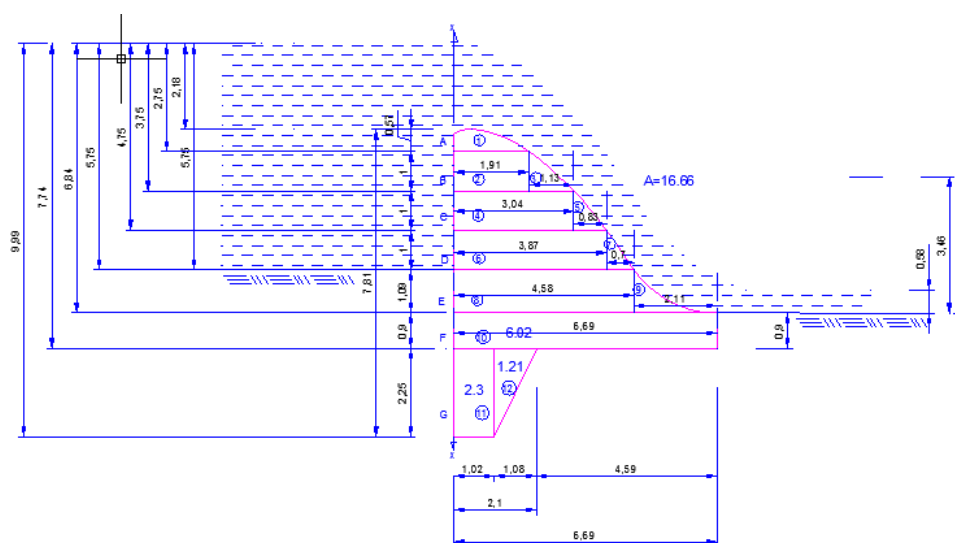
P: Presión.

w: peso específico del agua equivalente a 1000 Kg/m<sup>3</sup>

h: Altura del dique

h1: Carga sobre la cresta del dique.

a: Punto de aplicación de la presión.



**Figura 87. Seccionamiento del Azud**

El efecto del agua sobre la cresta aumenta la presión  $P$  y levanta su punto de aplicación.

#### 4.17.2.1 PRESIÓN INTERNA Y SUB-PRESIÓN

Todos los materiales que componen el suelo de cimentación, incluido la roca, son porosos, y el grado de porosidad varía con la calidad de los materiales; algunos contienen espacios vacíos adicionales debido a presencia de grietas y fisuras. Estos espacios son llenados con agua proveniente del reservorio formado por el azud que ejercerá presión en todas las direcciones, la componente que actúa verticalmente hacia arriba es la denominada presión interna o sub-presión y tiene un efecto muy importante en la estabilidad del dique y por consiguiente se incluye en el análisis. Según el material generalmente se establece porcentajes del área total de la base. Para cimentaciones sobre suelos se utiliza el 100%; para roca entre 50 y 67% de  $w \cdot h$ .

#### 4.17.2.2 SISMO

Se considera el efecto del sismo por estar localizado en una región en donde los existen movimientos sísmicos. Las cargas adicionales que los sismos ejercen sobre el azud se deben a (1) las aceleraciones de la masa



del azud y (2) los cambios en la presión del agua. Para la condición de máxima carga las presiones causadas por la aceleración horizontal se supone que actúa normal a la cara del azud, las cargas de la aceleración vertical no son consideradas por el tamaño del azud.

La carga sobre el azud por causa de la aceleración de su masa impartida por la acción oscilante del sismo queda representada por la inercia horizontal del bloque. Se determina mediante la ecuación:

$$P_q = W(f)$$

$P_q$ : es la fuerza de inercia horizontal del azud,  $W$  es el peso del azud, y  $f$  es la máxima aceleración horizontal de la cimentación dividida por  $g$ , generalmente se toma igual a 0,1. Esta fuerza actúa a través del centro de gravedad de la sección transversal.

**Tabla 71**

**Datos para calculo estabilidad**

CAUDAL DE CRECIDA		76 m3/s
1.- Suelo de cimentación		
qa=	15.40	ton/m2
rs=	1.44	ton/m3
∅	18.00	°
u=	0.60	Coficiente de fricción
2.- Azud		
rc=	2.40	ton/m3
f'c=	300	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
3.- Agua		
r=	1.00	ton/m3

Tabla 72

## Resultados obtenidos de estabilidad contra volcamiento

ID	M AZUD	M presión agua	M presión limo	M Subpresión	M Sismo	M E activ	M E pasiv	$\Sigma V$	$\Sigma M$	Xr	Xm	e	L/6	F.S.
		(T*m)	(T*m)	(-)	(T*m)	(T*m)	(T*m)	T	(T*m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
h 1														
A	0.83	0.27	0.08	0.23	0.02			0.94	0.97	1.03	0.96	0.07	0.32	26.53
B	8.31	2.44	0.58	1.62	0.38			5.65	10.08	1.78	1.52	0.26	0.51	5.74
C	22.70	7.63	1.54	4.30	1.33			12.21	28.91	2.37	1.94	0.43	0.65	4.47
D	44.12	16.84	2.97	8.36	3.05			20.19	58.63	2.90	2.29	0.62	0.76	3.69
E	86.14	32.65		23.29	6.28	0.13		29.96	101.90	3.40	3.35	0.06	1.12	59.96
F	134.48	51.11		27.79	10.17	0.87	3.12	42.40	79.58	1.88	3.35	-1.47	1.12	4.56
G	141.31	123.72		3.85	16.47	9.05	62.1	57.79	224.61	3.89	1.05	2.84	0.35	0.37

De los resultados obtenidos el factor de seguridad contra volcamiento en la base mayor del azud es de 4,56 que es mayor a 3 por lo que la estructura resiste al volcamiento.

Para la comprobación contra el deslizamiento se utiliza la siguiente información:

Tabla 73

## Resultados obtenidos de estabilidad contra deslizamiento

BLOQUE	Wm azud (acumulado)	P agua	P sismo	Ea.	Ep.
	(T)	(T)	(T)	(T)	(T)
A	1.31	1.41	0.13		
B	7.25	4.66	0.72		
C	15.54	8.91	1.55		
D	25.67	14.16	2.57		
E	40.41	21.02	4.04	0.38	
F	54.86	27.58	5.49	1.37	4.92
G	63.28	47.52	6.33	6.55	36.18

Para la comprobación del factor de seguridad contra el deslizamiento se aplica la siguiente fórmula:

$$FS = Wm \cdot u / \sum P = 63.28 \cdot 0.6 / (47.52 + 6.33 + 6.55 - 36.18) = 1.5676 > 1.5$$

FS es el factor de seguridad. Wm es el peso acumulado de la mampostería del azud, u es el factor de rozamiento y  $\sum P$  es la sumatoria de las presiones horizontales.

El factor de seguridad es de 1.5676 mayor a 1.5, es decir, la estructura es estable para contra el deslizamiento.

La presión transmitida al suelo es el efecto resultante del momento producido por la aplicación de las cargas.

**Tabla 74**

**Resultados obtenidos de presiones en la base**

Br	L	d	P <sub>máx</sub>	P <sub>min</sub>
(m)	(m)	(m)	(T/m <sup>2</sup> )	(T/m <sup>2</sup> )
3.89	<b>6.69</b>	<b>0.54</b>	<b>12.84</b>	<b>4.44</b>

La presión máxima y mínima se calcula conforme a la siguiente relación:

$$P = \sum V / L \cdot (1 \pm 6 \cdot d / L)$$

P es la presión transmitida,  $\sum V$  es la sumatoria de las fuerzas verticales, d es la distancia desde el punto medio a la trayectoria de la fuerza resultante y Br es la excentricidad del centro de presión.

La capacidad admisible obtenida en el estudio de suelos es de  $q_{adm} = 15.40 \text{ T/m}^2 > 12.84 \text{ T/m}^2$ , por lo que el suelo resiste el peso del azud, recomendando simplemente colocar un replantillo de 10 cm de espesor en la base del azud.

Conforme a los momentos generados en la secciones se calcula el acero de refuerzo tanto para momento como para cortante.

**Tabla 75**

**Resultados de área de acero requerida en Azud**

BLOQUE	Mu	Ro	Ro min.	As	D	Área	# varillas	Espacio asumido
					mm	cm2		cm
A	1.64	1.1E-08	0.0033	30.20	25	4.91	6.15	20
B	17.14	1.2E-07	0.0033	30.20	25	4.91	6.15	20
C	49.14	1.4E-07	0.0033	48.84	25	4.91	9.95	10
D	99.68	1.7E-07	0.0033	62.54	25	4.91	12.74	10
E	173.23	2.1E-07	0.0033	37.13	25	4.91	7.56	10
F	135.28	7.9E-08	0.0033	54.53	25	4.91	11.11	10

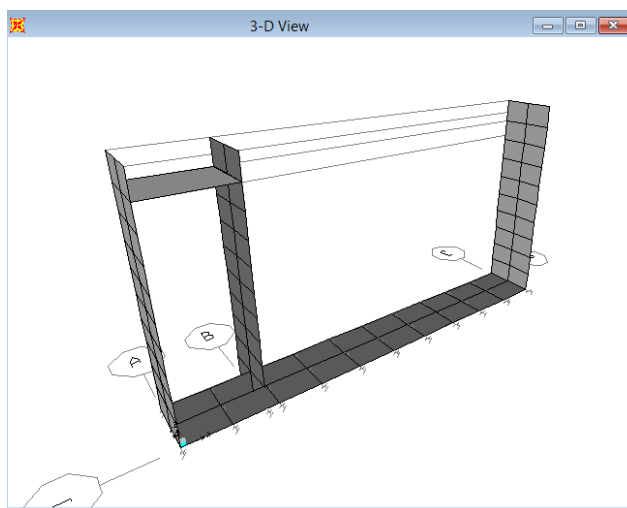
En la tabla anterior se presenta el cálculo del refuerzo por los momentos actuantes, no obstante comprueba con el valor de cuantía de refuerzo mínimo por ser un miembro sometido a flexión y se calcula conforme a las especificaciones del ACI y a la NEC, numeral 4.2.2, con una cuantía mínima de 0.0033.

El requerimiento de una mínima cantidad de refuerzo se aplica a aquellas vigas que, por razones de arquitectura u otras, tienen sección transversal mayor a la requerida por las consideraciones de resistencia. Con una cantidad muy pequeña de refuerzo en tracción, el momento resistente calculado como sección de concreto reforzado, usando un análisis de sección fisurada, resulta menor que el correspondiente al de una sección de concreto simple, calculada a partir de su módulo de rotura.

Si los resultados del diseño indican que se requiere un porcentaje de refuerzo mínimo en losas, cubiertas y muros de hormigón masivo se considerará lo contemplado en el refuerzo por temperatura y contracción, pero sin exceder varillas de 25mm de diámetro @ 30cm, esta equivalencia se utiliza para las superficies sometidas a esfuerzos menores.

### 4.17.3 DESARENADOR

A continuación una vista típica de modelo a utilizarse para el desarenador, con indicaciones y numeración de los nudos e la posición y orientación de los ejes.



**Figura 88. Modelo Típico de cálculo del desarenador**

En todos los casos las solicitaciones se determinan en la hipótesis que los varios elementos de la estructura estén conectados entre ellos en condiciones de continuidad, o sea hipótesis de semi-empotramientos en los extremos.

Se retiene que el esquema estructural como descrito, por más simplificado, represente ciertamente una definición suficientemente realística y a favor de seguridad sobre la cual basar el cálculo de las solicitaciones máximas, o las verificaciones estructurales de la parte de obra en examen.

Las cargas consideradas son:

- Peso propio de los elementos estructurales, con referencia a un peso de volumen del hormigón armado igual a  $24 \text{ kN/m}^3$ ;
- Carga viva en la losa superior, suponiendo igual a  $20 \text{ kPa}$ , apta a simular la presencia de medios para el mantenimiento;

- Cargas permanentes debidas al empuje del terreno (empuje a reposo) y en la hipótesis de nivel freático coincidente con el nivel del suelo, como en el marco geológico;
- Acciones sísmicas, traducidas sea como fuerzas inerciales actuantes sobre las masas, sea como incrementos en los empujes laterales.

Se precisa que no se considera la presencia de recubrimiento por encima de la obra.

Cada una de las contribuciones se combina al estado límite último mediante los coeficientes parciales (para las verificaciones estructurales) o GEO (para las verificaciones de tipo geotécnico). En algunos casos, con la finalidad de evitar innecesarias complicaciones de los cálculos, las acciones se han determinado al estado límite de ejercicio, o con coeficientes parciales unitarios, deduciendo después las acciones a estado límite último mediante la aplicación de un coeficiente de combinación oportuno, calibrado en base a los aportaciones de los coeficientes parciales prescritos de la normativa, el todo realizado siempre con cuidado de proceder siempre a favor de seguridad. Los datos considerados para los cálculos son los siguientes:

Peso específico del hormigón (Kg/m <sup>3</sup> )	2400
Peso específico del suelo (Kg/m <sup>3</sup> )	1800
Factor fricción suelo-horm.	0.3
Angulo de fricción del suelo (A)	28.9
Cohesión suelo (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.09

#### 4.17.4 TANQUE DE CARGA

Por lo que concierne el tanque de carga, la obra en examen es una estructura en hormigón armado fundido en obra constituido por:

- Losa inferior.
- Muros laterales.
- Losa de cobertura.

Al interior del tanque de carga, el muro está interrumpido en manera de realizar una apertura con función de vertedero de excesos.

El análisis de la obra se realiza como una estructura tipo cajón con agujeros para la boca de visita y los conductos para la salida de agua.

Este esquema se ha establecido en base a las efectivas contribuciones de las cargas actuantes sobre el elemento estructural.

Las cargas de la losa superior se transmiten a los muros, que soportan también las presiones laterales del terreno y que vienen analizados por las condiciones de combinaciones de carga.

## CAPITULO V

### CASA DE MÁQUINAS.

#### 5.1 INTRODUCCIÓN

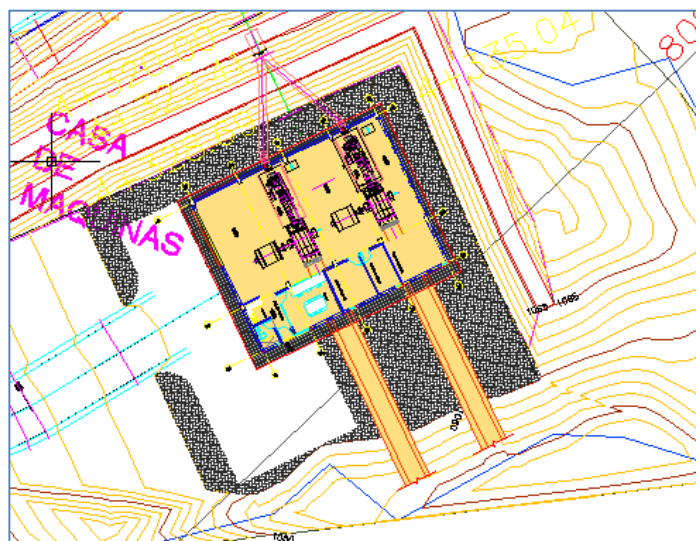
Se presenta la metodología de cálculo del análisis y diseño estructurales de la superestructura de la Casa de Máquinas (CDM) del proyecto hidroeléctrico San Jerónimo.

Para su diseño se subdividió en las siguientes partes:

- Cimentaciones
- Vigas y columnas
- Estructura metálica

La superestructura de la CDM tiene una dimensión en planta de 17 m de largo con 5 pórticos y 14 m de ancho y una altura libre aproximada de 6.5m, de los cuales existen canales de evacuación de aguas turbinadas.

Se encuentra conformada principalmente por elementos resistentes de hormigón reforzado como columnas y elementos en acero como las vigas carrileras que soportan el puente grúa.



**Figura 89. Vista en planta Casa de Máquinas**



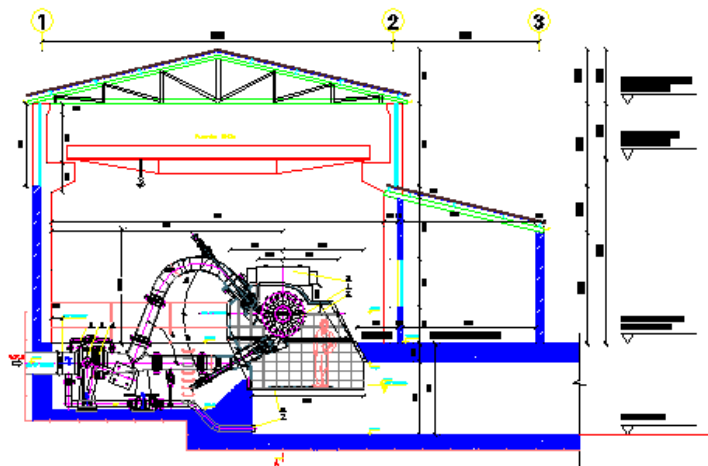


Figura 90. Corte Típico de Casa de Máquinas.

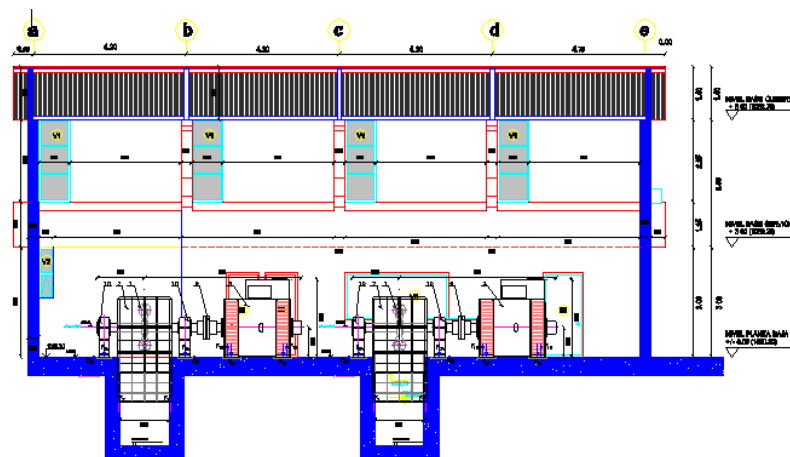


Figura 91. Corte Típico de Casa de Máquinas

En todas las columnas se encuentran las ménsulas de sostenimiento de las vigas carrileras (rieles) que servirán de apoyo del puente grúa.

La cubierta se encuentra constituida por un sistema de cerchas paralelas entre sí apoyadas sobre columnas de hormigón.

Toda la superestructura constituye en sí una estructura mixta, diferenciándose claramente los materiales propuestos y considerados dentro del modelo matemático.

Se han considerado dentro del modelo distintas solicitaciones para determinar los mayores esfuerzos que pudieran ocurrir en la estructura durante toda su vida útil.

## 5.2 CÁLCULO DE LA BASE DEL GENERADOR.

Para la cimentación de los equipos se consideran las cargas solicitadas por el fabricante, como sigue:

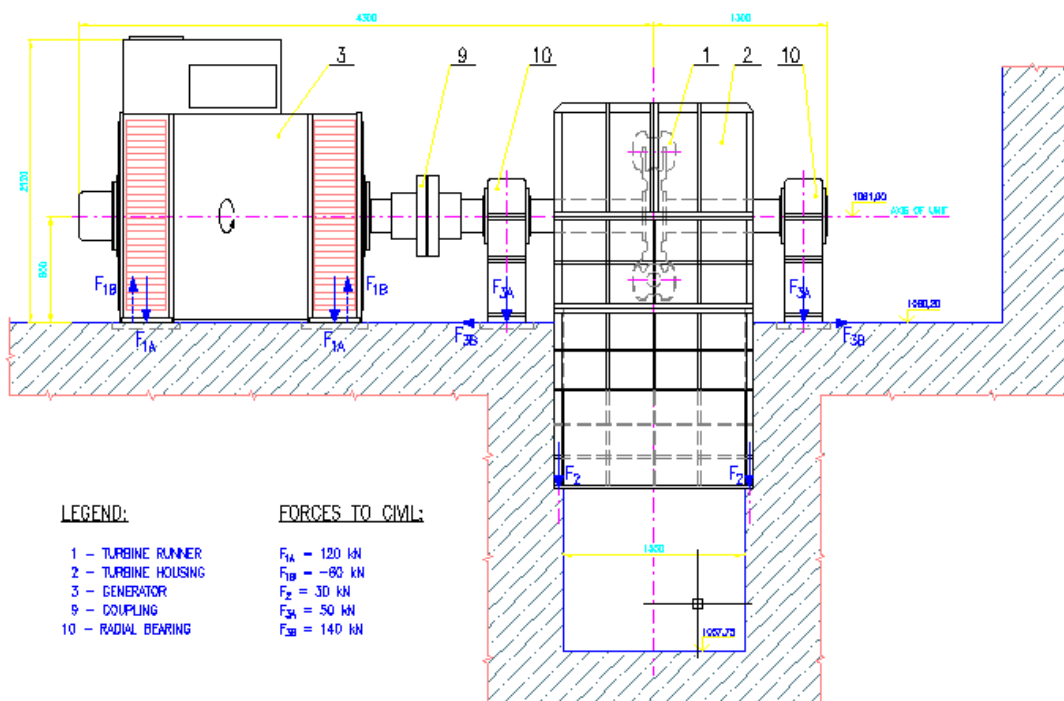
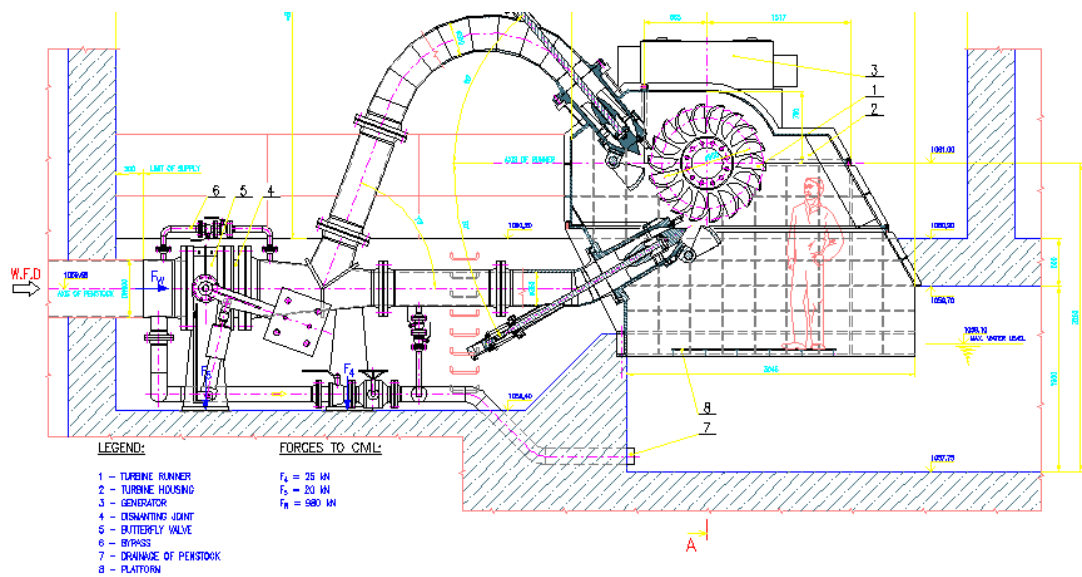


Figura 92. Cargas dispuestas por fabricante de equipos.



**Figura 93. Cargas dispuestas por fabricante de equipos.**

En la cimentación del grupo turbina-generador se han realizado las siguientes consideraciones:

Elementos:

- Turbina pelton vertical
- Carcasa de turbina
- Generador
- Acople
- Rodamientos de soporte
- Junta de desmontaje
- Válvula tipo mariposa
- Bypass
- Drenaje
- Plataforma

Las fuerzas actuantes:

- $F1A = 120 \text{ kN} = 12 \text{ T}$ , carga transmitida por el generador alrededor del eje x-x en sentido  $-z$ .
- $F1B = 60 \text{ kN} = 6 \text{ T}$ , carga transmitida por el generador alrededor del eje x-x en sentido  $z$ .

- $F_2 = 30\text{kN} = 3\text{ T}$ , carga transmitida por la carcasa de la turbina en el sentido  $-z$ .
- $F_{3A} = 50\text{ kN} = 5\text{ T}$ , carga transmitida por los redamientos de soporte en el sentido  $-z$ .
- $F_{3B} = 140\text{ kN} = 14\text{ T}$ , carga transmitida por los redamientos de soporte en los sentidos  $-x$  para el elemento ubicado entre la turbina y el generador y  $+x$  para el ubicado en el extremo final luego de la turbina.
- $F_4 = 25\text{ kN} = 2.5\text{ T}$ , carga transmitida por el apoyo de la tubería Y, en el sentido  $-z$ .
- $F_5 = 20\text{ kN} = 2\text{ T}$ , carga transmitida por el apoyo de la válvula tipo mariposa en el sentido  $-z$ .
- $F_w = 980\text{ kN} = 98\text{ T}$ , carga transmitida por la masa de agua a la válvula tipo mariposa en el sentido positivo  $x-x$ .

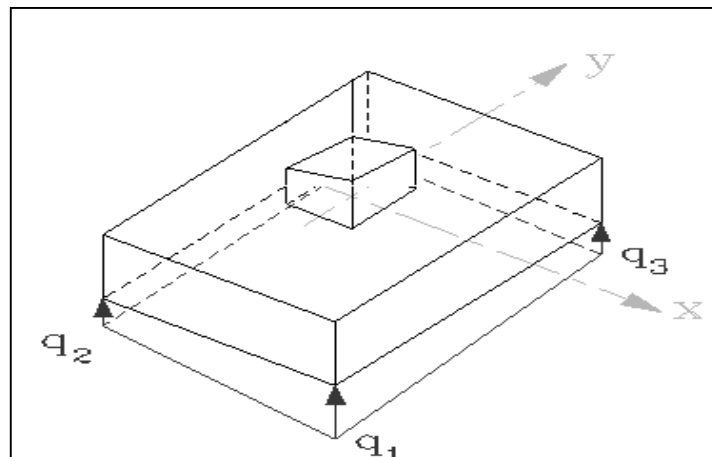
Para el caso de la cimentación del generador se hace un análisis de un par de fuerzas que generan un momento alrededor del eje  $x-x$  y del eje  $y-y$ , y cargas verticales, mediante una hoja de calculo se determinan los esfuerzos, su estabilidad, efecto cortante y el área de acero requerida, el resumen de las datos y resultados se presentan a continuación:

Base con momentos y carga vertical

#### 1.- DATOS

$P=$	50,26 T	$P_u=$	70,364 T
$M_x=$	7,7 T-m	$M_{ux}=$	10,78 T-m
$M_y=$	28,44 T-m	$M_{uy}=$	39,816 T-m
$q_a=$	1,04 Kg/cm <sup>2</sup>	$f'_c=$	300 Kg/cm <sup>2</sup>
		$f_y=$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
$b=$	3,40 m		
$l=$	3,30 m		
$a=$	1,58 m		
$t=$	1,81 m		
$d=$	1,2 m		





### 3.- DISEÑO AL CORTE

#### SENTIDO X

$q_{\text{máx}}=$	1,25 Kg/cm <sup>2</sup>	$V_u=$	-11525,26466 Kg/cm <sup>2</sup>
$q_{\text{min}}=$	0,00 Kg/cm <sup>2</sup>	$v_u=$	-0,34 Kg/cm <sup>2</sup>
		$v_c=$	8,66 Kg/cm <sup>2</sup>
			El hormigón resiste al corte OK

#### SENTIDO Y

$q_{\text{máx}}=$	0,80 Kg/cm <sup>2</sup>	$V_u=$	-10436,147 Kg/cm <sup>2</sup>
$q_{\text{min}}=$	0,45 Kg/cm <sup>2</sup>	$v_u=$	-0,30 Kg/cm <sup>2</sup>
		$v_c=$	8,66 Kg/cm <sup>2</sup>
			El hormigón resiste al corte OK

### 4.- DISEÑO PUNZONAMIENTO

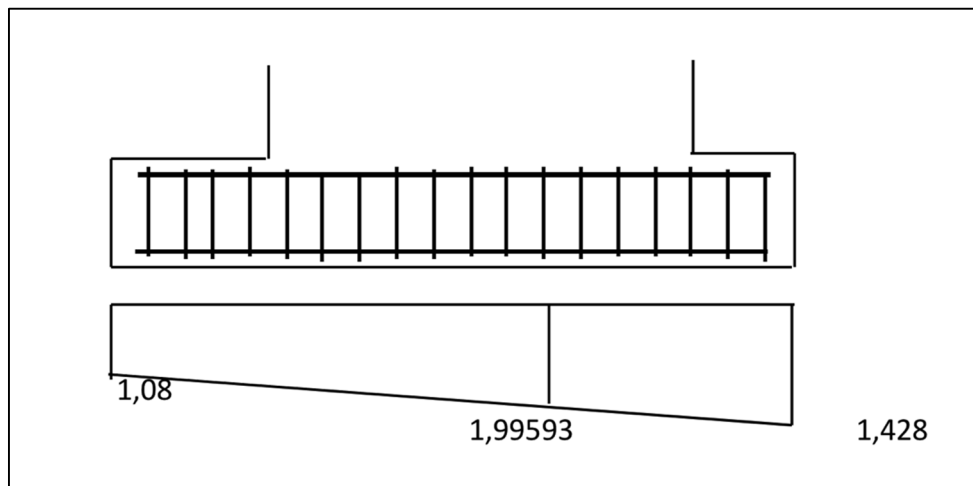
$q=$	0,63 Kg/cm <sup>2</sup>	$v_u=$	0,15143592 Kg/cm <sup>2</sup>
$V_u=$	17887,0054 Kg	$v_c=$	17,3205080 Kg/cm <sup>2</sup>

Resiste al corte por punzonamiento OK

5.- DISEÑO FLEXION  
(por cada metro de plinto)

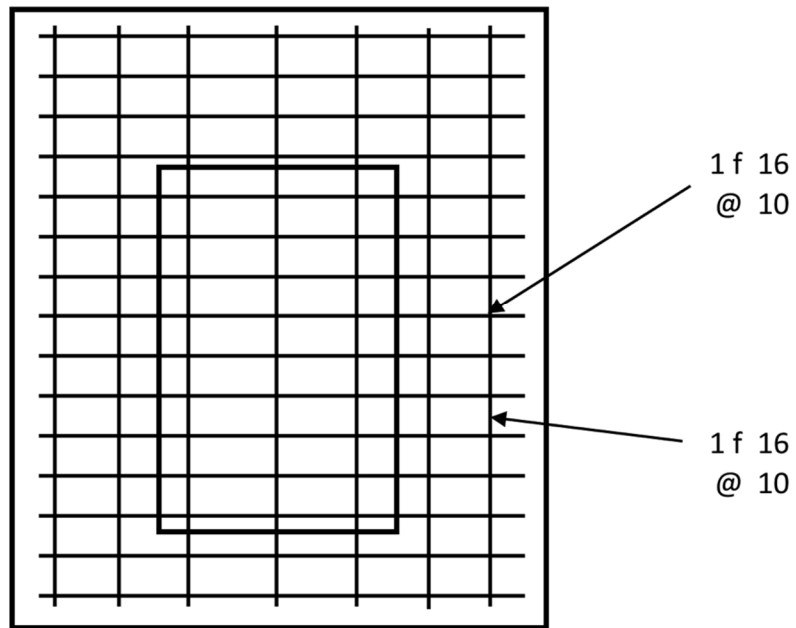
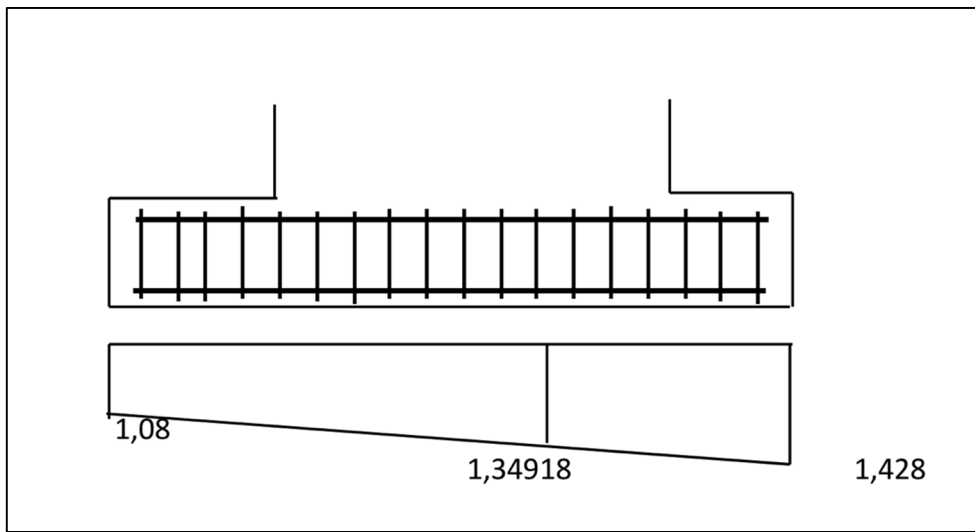
SENTIDO X

Mu= 669661,2865 Kg/cm  
 r= 0,0033  
 As= 19,8 cm<sup>2</sup>  
 f= 16 mm  
 No. 9,847689076 cm  
 S= 10,15466667 cm



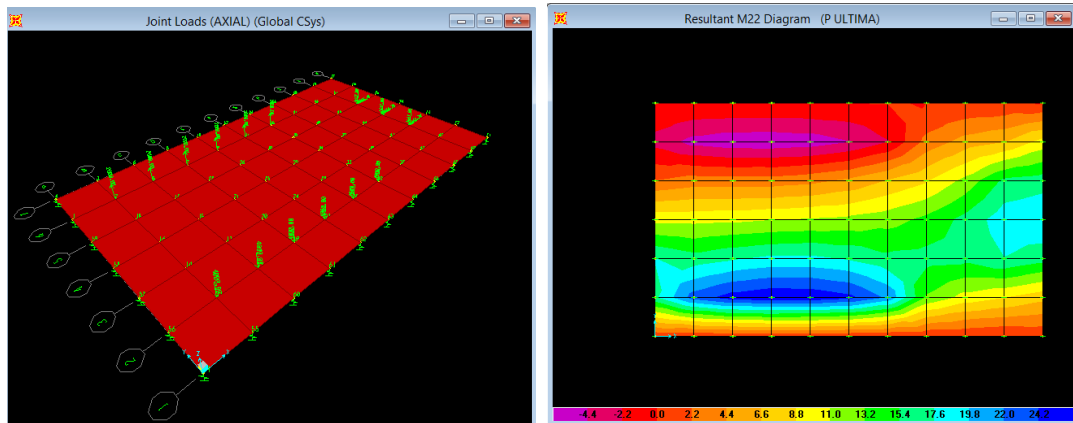
SENTIDO Y

Mu= 389006,3138 Kg/cm  
 r= 0,0033  
 As= 19,8 cm<sup>2</sup>  
 f= 16 mm  
 No. 9,847689076 cm  
 S= 10,15466667 cm





Se realiza una comprobación en Sap200 v14 obteniendo resultados similares:



**Figura 94. Modelo a elementos finitos para la base del generador de la casa de máquinas.**

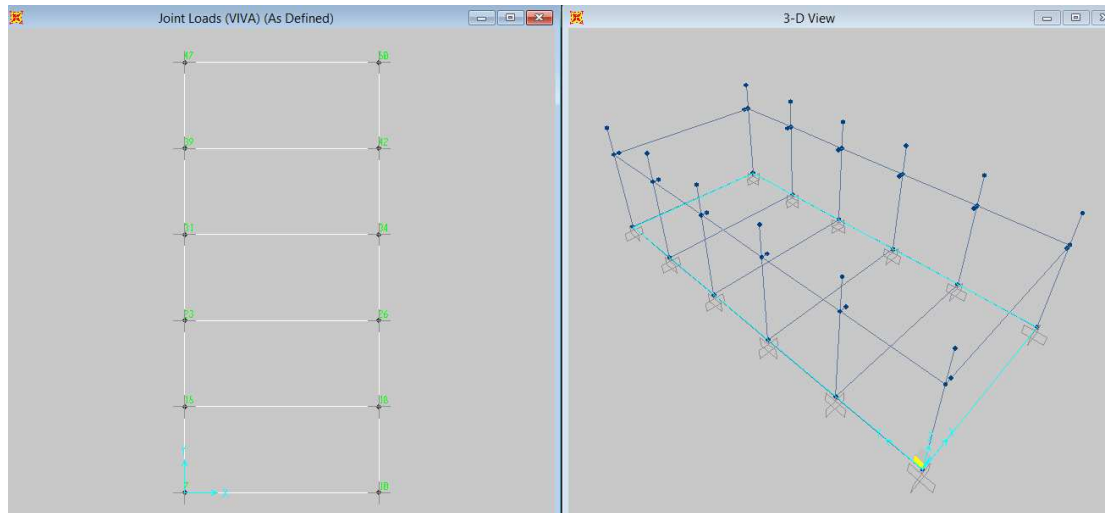
Para el caso del apoyo del eje del grupo turbina-generador, se establece un bloque de 1m x 3,4m.

La carcasa de la turbina transmite una carga de 3 T a los hombros del canal que tienen una pared de 0,30 m de ancho y la base del canal es de 0,50 m de espesor que aplicado sobre el área de fundación soportan ampliamente la carga aplicada.

### **5.3 CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA VERTICAL DE LA CASA DE MÁQUINAS.**

Se calcula por separado la cubierta de cercha metálica y las columnas de hormigón armado por cuanto tienen condiciones de carga y comportamientos diferentes. La cercha metálica trabaja simplemente apoyada sobre la estructura de hormigón.

El modelo dispuesto para la casa de máquinas modelado en el programa Sap 2000 v14, tiene la siguiente configuración:



**Figura 95. Modelo para la estructura de hormigón de la casa de máquinas.**

### 5.3.1 CADENAS

Para el diseño de las cadenas se consideran dos configuraciones según su sollicitación, una cadena Tipo C1 de 0,30 x 0,30 m para la superestructura de la nave industrial, y una Tipo C2 de 0,20 x 0,30 m para el área menor de alojamiento de equipos menores y oficinas.

### 5.3.2 COLUMNAS

Son elementos de 0.50x0.30 de sección transversal y esbelta de 6.5 m de altura, arriostrados mediante vigas al nivel de la viga carrilera que soporta el puente grúa.

### 5.3.3 CARGAS ACTUANTES

Puente Grúa, carga viva (L):

Cargas actuantes de perfil (Viga IPR de 18" x 7.5" de 105.7 Kg/m), considerado para pre-diseño.

Peso perfil: 951.30 Kg compartido en dos apoyos = 475.65 Kg

Polipasto: 100 Kg

Servicio: 12500 Kg

Accidental: 100 Kg

P = 13175.65 Kg

Si se considera un punto de apoyo o con separación mínima entre ruedas resulta una carga máxima (L) como carga viva:

L= 13 175.65 Kg

Cargas muertas:

Viga Carrilera (Viga IPR de 18" x 7.5" de 105.7 Kg/m) aplicado a la ménsula de la columna como carga puntual.

Peso perfil en una luz de 4.2 m= 951.30 Kg

D= 951.30 Kg

Peso de columna:

D=  $0.5 \times 0.3 \times 6.5 \times 2400 = 2\ 340$  Kg

Cálculo de la carga sísmica:

$W=D+25\%L$ , para el caso de estructuras tipo bodega

$$W=951.30+0.25*13\ 175.65 = 4\ 245.21\ \text{Kg}$$

### 5.3.4 CORTANTE BASAL (V)

El cortante basal total de diseño **V**, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones: (NEC, 2015)

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W$$

Donde:

<b>S<sub>a</sub> (T<sub>a</sub>)</b>	Espectro de diseño en aceleración
<b>Ø<sub>P</sub> y Ø<sub>E</sub></b>	Coeficiente de configuración en planta y elevación
<b>I</b>	Coeficiente de importancia
<b>R</b>	Factor de reducción de resisitencia sísmica
<b>V</b>	Cortante basal total de diseño
<b>W</b>	Carga Sísmica reactiva
<b>T<sub>a</sub></b>	Periodo de vibración

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left( \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \right) \quad \text{para } T > T_c$$

Donde:

<b>η</b>	Razón entre la aceleración espectral $S_a$ ( $T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
----------	---

- r** Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto  
 $r = 1$  para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E  
 $r = 1.5$  para tipo de suelo E.
- Sa** Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ ). Depende del período o modo de vibración de la estructura
- T** Período fundamental de vibración de la estructura
- TC** Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño  

$$T_C = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$
- Z** Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$
- $\eta = 1.80$  : Provincias de la Costa ( excepto Esmeraldas),
  - $\eta = 2.48$  : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
  - $\eta = 2.60$  : Provincias del Oriente (NEC, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

**Figura 96. Tipo de suelo y factores de sitio  $F_a$  (NEC, 2015)**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

**Figura 97. Tipo de suelo y factores de sitio Fd (NEC, 2015)**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

**Figura 98. Tipo de suelo y factores de sitio Fs (NEC, 2015)**

### Tipos de perfil de Suelo.

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla 76. Los parámetros que se usa en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignando un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios y la respuesta no debe limitarse a los

30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo. (NEC, 2015)

**Tabla 76**

**Clasificación de los perfiles de suelo (NEC, 2015)**

Tipo de perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> \bar{V}_s \geq 760$ m/s
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100$ KPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100$ kPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> ) $> \bar{S}_u \geq 50$ kPa ( $\approx 0.5$ kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180$ m/s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w $\geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50$ kPa ( $\approx 0.50$ kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases: F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75) F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m) F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Datos:

Tipo de suelo A

$$l = 1,5$$

$$Z = 0,40$$

$$\eta = 2,48$$

$$F_a = 1,2 \quad F_s = 1,11 \quad F_d = 1,11$$

$$T = 0,468$$

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad T_c = 0,55 (1,11) \frac{1,11}{1,2} = 0,56$$

Por lo tanto  $T_c > T$

$$S_a = \eta Z F_a \left( \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \right)$$

$$r = 1$$

$$S_a = 2,48 (0,4) (1,2) \frac{0,56}{0,468} = 1,42$$

$$R = 8$$

$$W = 4245,21 \text{ Kg}$$

$$V = \frac{I S_a (T_a)}{R \phi_p \phi_E} W$$

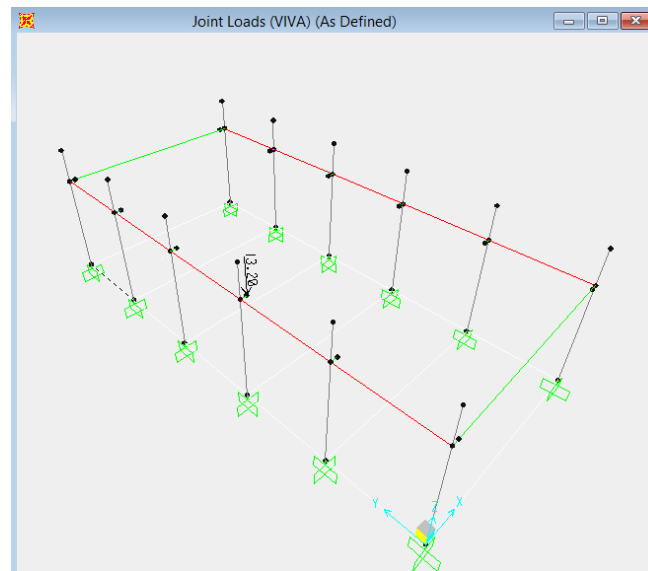
$$V = \frac{1,5 * 1,42}{8 * 1 * 1} 4245,21 = 0,26 * W$$

$$V = 0,26 * 4245,21 = 1103,75 \text{ Kg}$$

(esta actúa transversal al desplazamiento.)

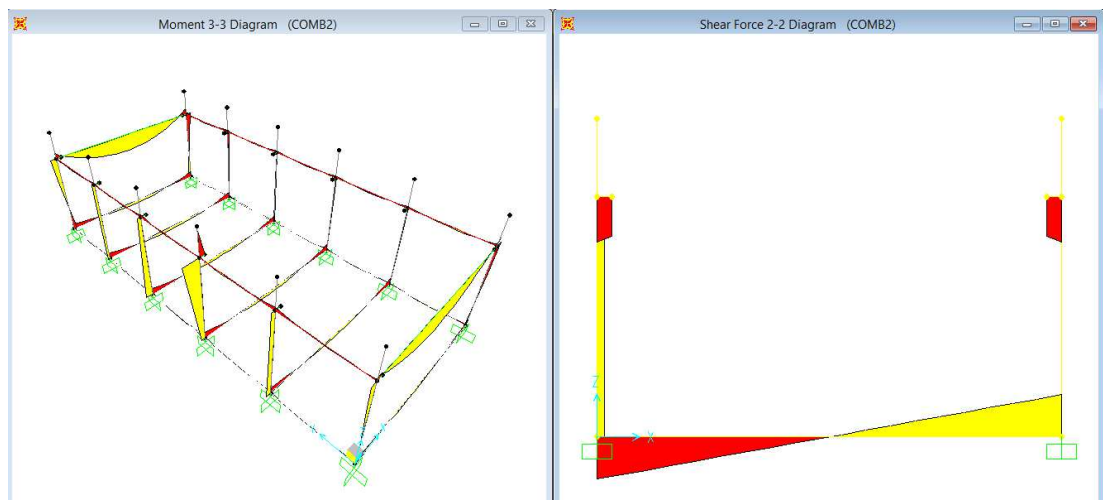


Las cargas aplicadas a la estructura constituyen: peso propio, cargas permanentes, carga viva, sismo, viento y cubierta. La carga viva por efecto del puente grúa se da en cuando este cerca de una de las columnas intermedias.



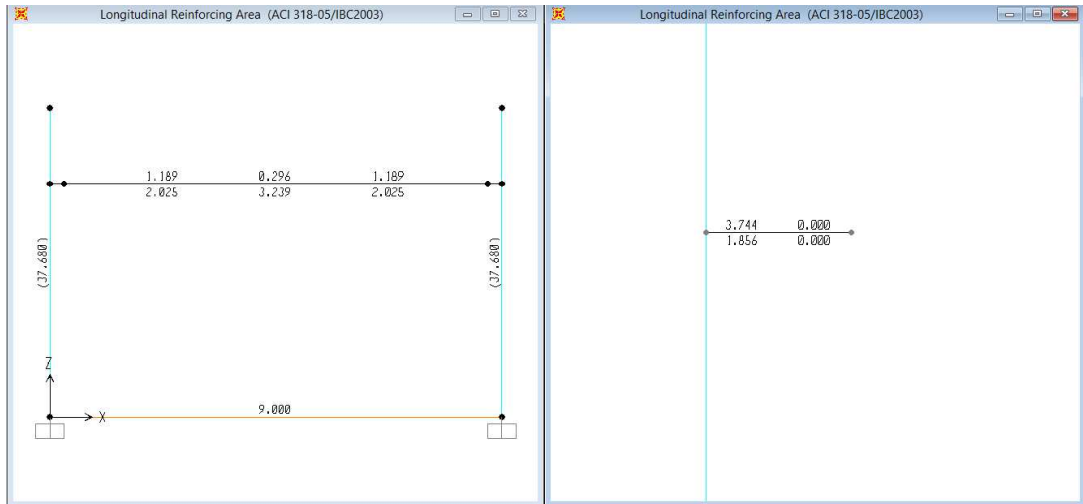
**Figura 99. (Carga viva por puente grúa) aplicada a la estructura de la casa de máquinas**

Los resultados obtenidos del programa Sap200 v14, para estructura de hormigón armado son los siguientes:



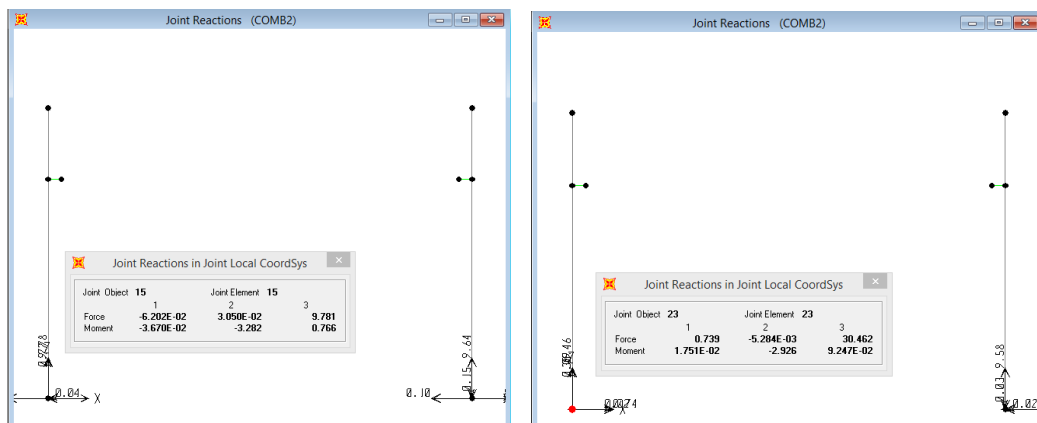
**Figura 100. Diagrama de Momento y cortantes portico interno**

En el gráfico anterior se evidencia los esfuerzos en columnas, viga y ménsula de la estructura de la casa de máquinas.



**Figura 101. Área de acero requerido para los elementos con detalle de la ménsula**

### 5.3.5 CÁLCULO DE LA ZAPATA DE LAS COLUMNAS



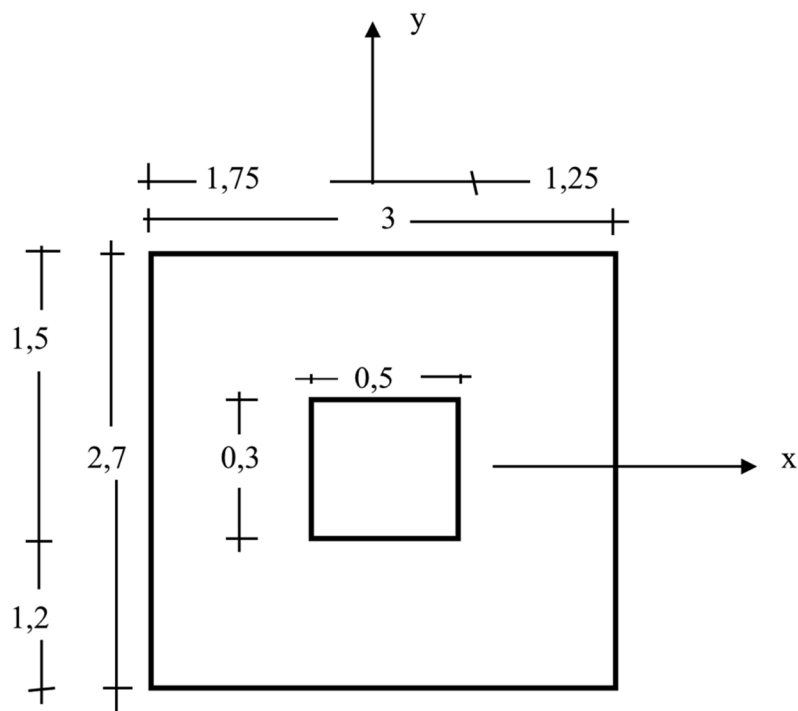
**Figura 102. Reacción de mayor valor en el nudo 7**

## CALCULO DE ZAPATAS AISLADAS CON MOMENTOS

NUDOS: exteriores

### 1.- DATOS

P=	30,46 T	Pu=	42,644 T
Mx=	-3,28 T-m	Mux=	-4,592 T-m
My=	0,766 T-m	Muy=	1,0724 T-m
qa=	1,04 Kg/cm <sup>2</sup>	f'c=	210 Kg/cm <sup>2</sup>
		fy=	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
b=	3,00 m		
l=	2,70 m		
a=	0,50 m		
t=	0,30 m		
d=	0,4 m		

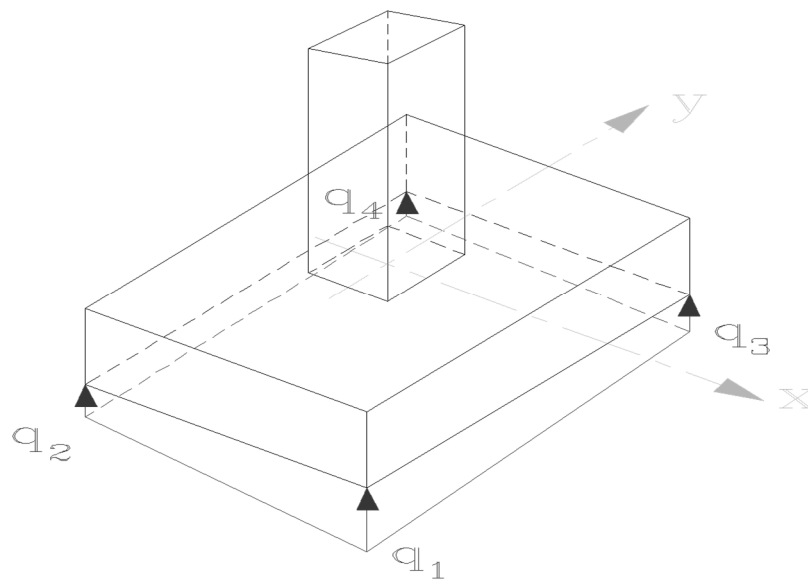


## 2.- CALCULO DE PRESIONES

$e_x =$	2,51477 cm	Dentro del Tercio medio
$e_y =$	-10,76822 cm	Dentro del Tercio medio
$q_{\text{máx}} =$	0,30497 kg/cm <sup>2</sup>	OK

Diagrama de reacciones del suelo considerando cargas últimas

Punto	Presión	$e_x =$	2,51 cm
q1	0,43 kg/cm <sup>2</sup>	$e_y =$	-10,77 cm
q2	0,37 kg/cm <sup>2</sup>		
q3	0,68 kg/cm <sup>2</sup>		
q4	0,63 kg/cm <sup>2</sup>		



## 3.- DISEÑO CORTE

## SENTIDO X

$$\begin{array}{rcl}
 q_{\text{máx}}= & 0,55 \text{ Kg/cm}^2 & V_u= \quad 12101,28 \\
 q_{\text{mín}}= & 0,50 \text{ Kg/cm}^2 & v_u= \quad 2 \text{ Kg/cm}^2 \\
 & & v_u= \quad 1,32 \text{ Kg/cm}^2 \\
 & & v_c= \quad 7,25 \text{ Kg/cm}^2
 \end{array}$$

El hormigón resiste al corte oK

## SENTIDO Y

$$\begin{array}{rcl}
 q_{\text{máx}}= & 0,40 \text{ Kg/cm}^2 & V_u= \quad 13059,61 \text{ Kg/cm}^2 \\
 q_{\text{mín}}= & 0,65 \text{ Kg/cm}^2 & v_u= \quad 1,28 \text{ Kg/cm}^2 \\
 & & v_c= \quad 7,25 \text{ Kg/cm}^2
 \end{array}$$

El hormigón resiste al corte oK

## DISEÑO POR PUNZONAMIENTO

## 4.-

$$\begin{array}{rcl}
 q= & 0,53 \text{ Kg/cm}^2 & v_u= \quad 3,614 \text{ Kg/cm}^2 \\
 V_u= & 39327,2 \text{ Kg} & v_c= \quad 14,491 \text{ Kg/cm}^2
 \end{array}$$

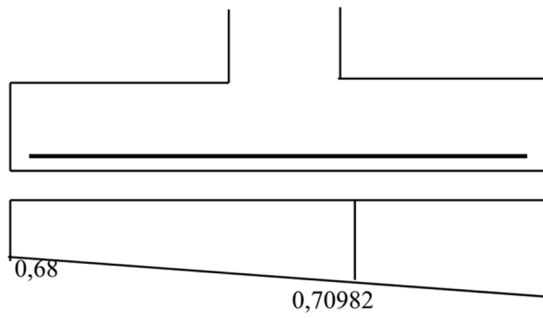
Resiste al corte por punzonamiento oK

## 5.- DISEÑO A FLEXION

(por cada metro de plinto)

## SENTIDO X

$$\begin{array}{rcl}
 M_u= & 538458,0761 \text{ Kg/cm} \\
 \rho= & 0,0033 \\
 A_s= & 13,2 \text{ cm}^2 \\
 \rho= & 16 \text{ mm} \\
 N_o= & 6,56512605 \text{ cm} \\
 S= & 15,232 \text{ cm}
 \end{array}$$



SENTIDO Y

$M_u = 334292,3969 \text{ Kg/cm}$

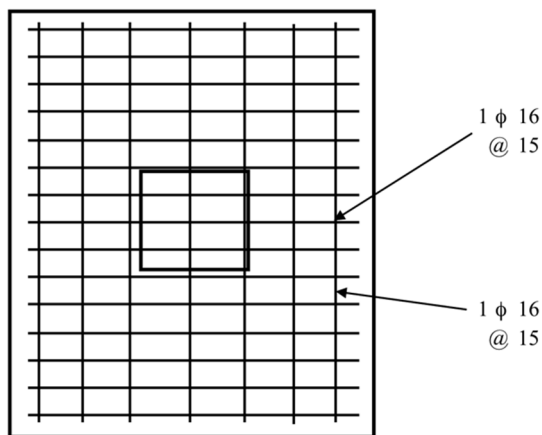
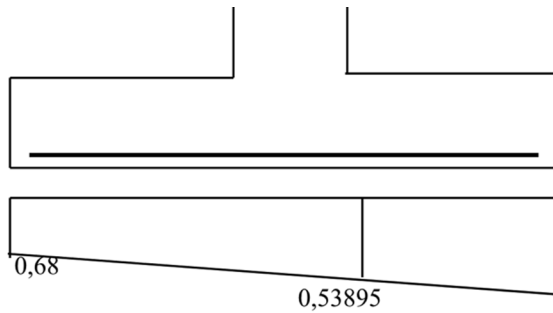
$\rho = 0,0033$

$A_s = 13,2 \text{ cm}^2$

$\phi = 16 \text{ mm}$

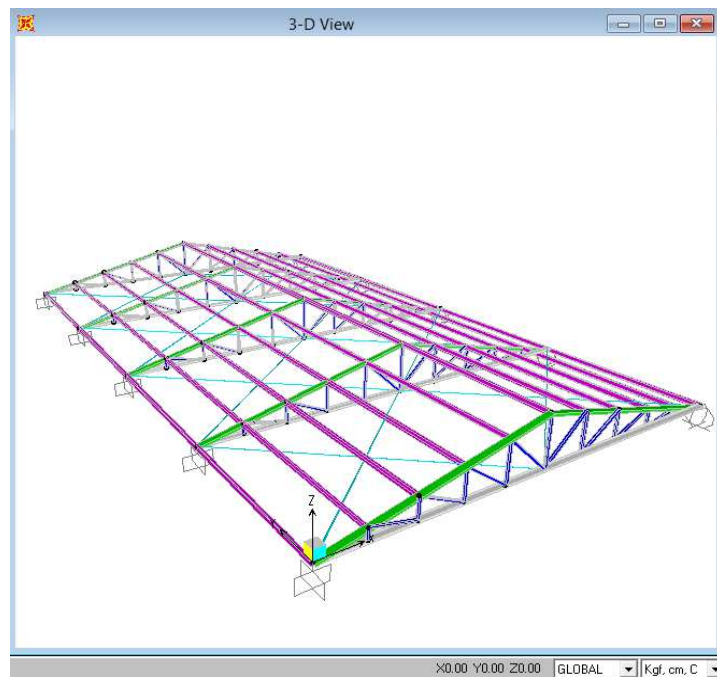
No. 6,56512605 cm

$S = 15,232 \text{ cm}$



## 5.4 CUBIERTA METÁLICA

Para el dimensionamiento de la cubierta metálica se ha utilizado el programa Sap2000 v14 y la geometría se ajusta al diseño arquitectónico propuesto.



**Figura 103. Cubierta Cssa de máquinas**

Para el dimensionamiento de los elementos estructurales se han realizado consideraciones ajustadas al sitio donde se implantará la casa de máquinas:

Peso Propio= 15,00 Kg/m<sup>2</sup>

Lámina metálica= 20,00 Kg/m<sup>2</sup>

Otras instalaciones= 10,00 Kg/m<sup>2</sup>

Total (D) = 45,00 Kg/m<sup>2</sup>

Canal recolector = 20,00 Kg/ml

Carga viva (L)= 80,00 Kg/m<sup>2</sup>

Sismo (E)= 0.14 (D+0.25L)= 9.10 Kg/m<sup>2</sup>

$$\text{Viento (W)} = 80 \text{ Km/h} \Rightarrow P_o = V^2/16 = 30.86 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Barlovento} = P_o \cdot (1.2 \text{ sen}\alpha - 0.4) = -2.75 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sotavento} = P_o \cdot (1.2 \text{ sen}\alpha - 0.4) = -21.93 \text{ Kg/m}^2$$

La carga permanente (D) que se transmite a las columnas de hormigón armado por efecto del techo son:

$$\text{Pórtico externo: } 45 \cdot 2.10 \cdot 4.5 + 20 \cdot 2.10 = 467.25 \text{ Kg}$$

$$\text{Pórtico interno: } 45 \cdot 4.20 \cdot 4.5 + 20 \cdot 4.20 = 934.5 \text{ Kg}$$

La carga (Lr) que se transmite a las columnas por efecto del techo son:

$$\text{Pórtico externo: } 80 \cdot 2.10 \cdot 4.5 = 756 \text{ Kg}$$

$$\text{Pórtico interno: } 80 \cdot 4.20 \cdot 4.5 = 1512 \text{ Kg}$$

La carga por sismo (E) que se transmite a las columnas por efecto del techo son:

$$\text{Pórtico externo: } 9.1 \cdot 2.10 \cdot 4.5 = 85.99 \text{ Kg}$$

$$\text{Pórtico interno: } 9.1 \cdot 4.20 \cdot 4.5 = 171.99 \text{ Kg}$$

La condición más desfavorable por efecto de viento cuya carga se transmite a la columna es:

$$\text{Pórtico externo: } -21.93 \cdot 2.10 \cdot 4.5 = -207.24 \text{ Kg}$$

$$\text{Pórtico interno: } -21.93 \cdot 4.20 \cdot 4.5 = -414.48 \text{ Kg}$$

La carga por efecto del viento contra las paredes laterales:

$$\text{Barlovento } P_b = 0.8 \cdot P_o = 24.69, \text{ por columna} = P_b = 103.70 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Sotavento } P_s = 0.4 \cdot P_o = 12.34, \text{ por columna} = P_s = 51.83 \text{ Kg/ml}$$

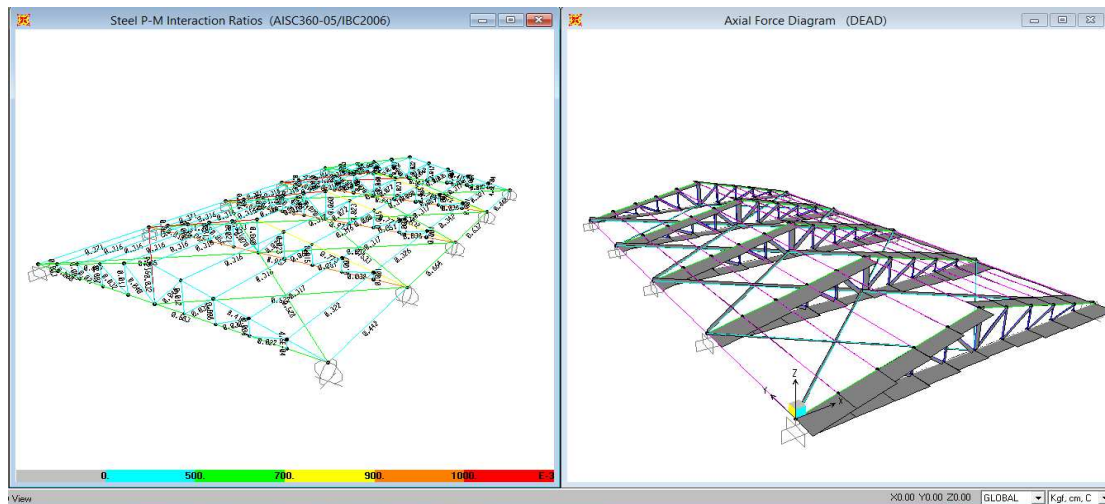
Combinaciones de carga para la estructura metálica:

1.  $1.2D + 1.6L + 0.5Lr$
2.  $1.2D + 1.6Lr + L$
3.  $1.2D + W_{y1} + L + 0.5Lr$
4.  $1.2D + W_{y2} + L + 0.5Lr$
5.  $1.2D + E + L + 0.2Lr$



Donde D es carga muerta o permanente, L carga viva, Lr sobrecarga permanente, E efecto de sismo y W es la fuerza producida por viento.

Los resultados obtenidos del diseño en el programa satisfacen las dimensiones escogidas durante el pre diseño, y estos son trasladados a los planos de detalle.



**Figura 104. Resultados de elementos diseñados y diagrama esfuerzo axial**

La cercha metálica está conformada por los cordones principales de secciones simple “C” [150x50x4mm] con refuerzo de placa en del cordón inferior, y los elementos secundarios o tejidos “doble L” [50x50x3mm] (inclinados) y a “doble L” [50x50x3mm] (verticales). Sobre estas cerchas se tienden las correas de sección tipo “G” [125x50x15x3mm]. Las secciones son diseñadas con elementos laminados.

## 5.5 FOSA DE TURBINA

La fosa de la turbina es de tipo rectangular cuyas dimensiones son:

Altura = 2.45 m

Ancho= 1.35 m

Paredes= 0.30 m

Losa fondo = 0.50 m

Sobre los hombros laterales se transmite las cargas puntuales de la turbina de 30 kN equivalentes a 3 Ton. Existe carga de agua hasta una altura de 1.35 m así con el empuje del suelo hacia las paredes laterales que se calcula con la teoría de Coulumb o del prisma de máxima presión.

$$Ea = 0.5 \gamma_s H^2 \frac{(1 - \text{sen} \emptyset)}{(1 + \text{sen} \emptyset)}$$

Datos:

$$\emptyset = 22$$

$$\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$$

$$q_a = 10.4 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma_c = 2.4 \text{ T/m}^2$$

$$H = 2.45 \text{ m}$$

$a = 2.18 \text{ T/m}$  aplicado a un tercio desde su base (0.82m) o una carga triangular distribuida 4.36 T/m

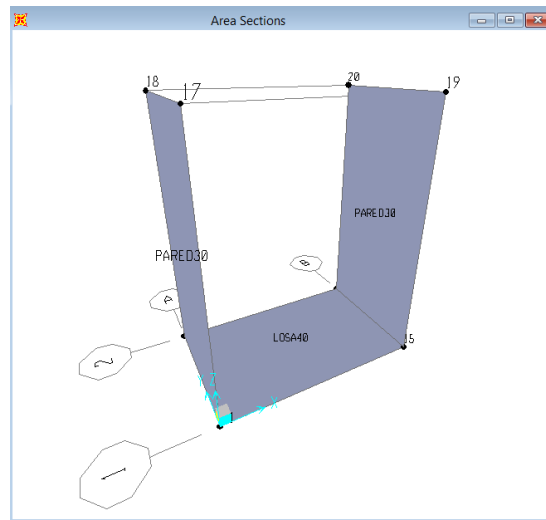
La carga adicional que el sismo ejerce sobre las paredes se debe a las aceleraciones de la masa del canal se considera que actúa en la dirección normal a la pared, las cargas verticales pueden no ser tomadas en cuenta. La carga transmitida por la acción oscilante del sismo queda representada por la inercia horizontal de la estructura, se determina por la siguiente ecuación:

$$P_q = W \cdot f$$

Dónde:  $P_q$  es la fuerza de inercia horizontal,  $W$  es el peso de la estructura y  $f$  es la máxima aceleración horizontal de cimentación dividida

por g, generalmente se toma 0.1, esta fuerza actúa a través del centro de gravedad de la sección transversal.

$$Pq = 0.1 W = 0.1 (1 \times 2.5 \times 0.3 \times 2.4) = 0.18$$



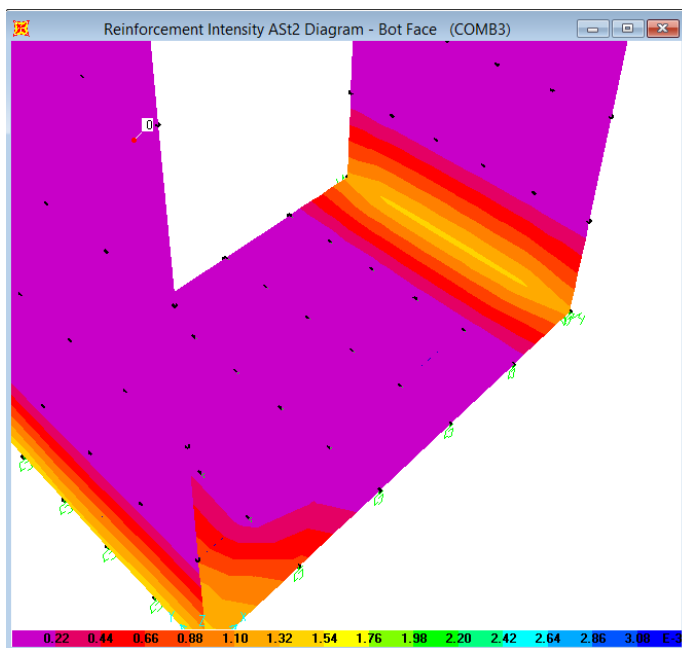
**Figura 105. Modelo para cálculo de la fosa**

Se han considerado los esfuerzos para la estructura producto del empuje, peso propio, sismo y carga viva, esta última la recabada como información de la contratante.

Las combinaciones de carga modeladas son:

- 1.- 1.4D
- 2.- 1.2D+1.6L+0.5 Lr
- 3.- 1.2D+1.6Lr+L
- 4.- 1.2D+E+L+0.2Lr

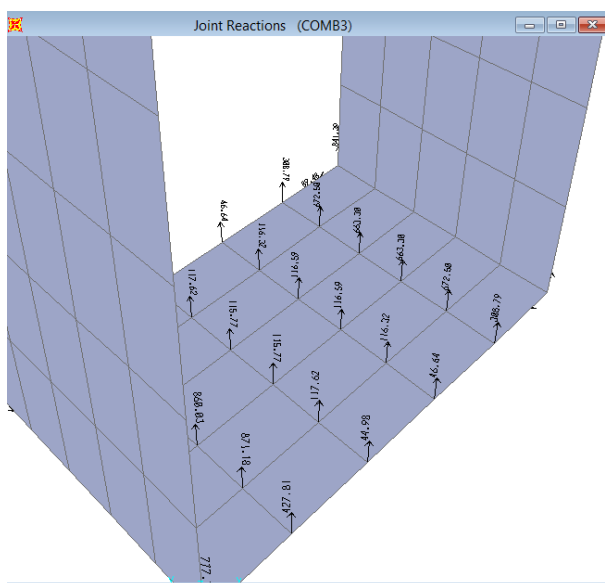
Donde D es la carga muerta, L la carga viva (peso de la turbina), Lr es la carga de empuje lateral que es el estado más crítico y E es el sismo.



**Figura 106. Diagrama de acero de refuerzo de la fosa de turbina**

Con los resultados obtenidos se dimensiona el acero de refuerzo que se detalla en los planos de detalle.

Para el caso de la capacidad portante se ha comprobado que las reacciones calculadas no superan la capacidad portante:

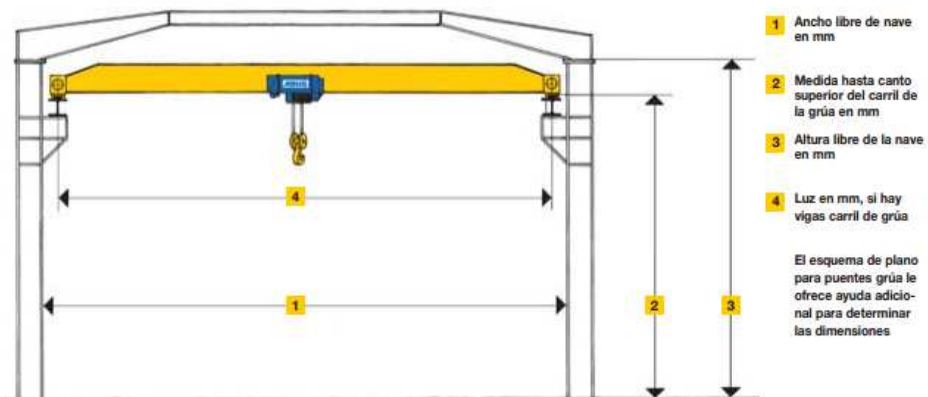


**Figura 107. Reacciones en la losa de cimentación**

La presión transmitida al suelo en uno de los cuadrantes en la combinación que provoca el mayor valor es:

El valor obtenido de 871 Kg/cm<sup>2</sup> aplicada al área del elemento finito de 40x40 cm, resulta 0.544 Kg/cm<sup>2</sup> que es menor a 1.04 Kg/cm<sup>2</sup> obtenido en el estudio de suelos, por lo que su cimentación será directa.

## 5.6 PUENTE GRUA



**Figura 108. Características del Puente Grua**

Diseño de vigas de acero por esfuerzos permisibles, con viga IPR

### CARGAS CONSIDERADAS

Peso perfil:	951,30 Kg
Polipasto	100,00 Kg
Servicio:	12500,00 Kg
Accidental:	Kg
Carga Total P =	13551,30 Kg

**DATOS DEL PERFIL: (Viga IPR de 18" x 7.5" de 105.7 Kg/m)**

Peso:	105,7 Kg/m
Área:	20,80 cm <sup>2</sup>
Peralte (d)	46,90 cm
Esp. Alma (tw)	1,26 cm
Ancho patín (bf)	19,40 cm
Espesor (tf)	2,06 cm
Mom Inercia (Ix)	49115,00 cm <sup>4</sup>
Sección (Sx)	2081,00 cm <sup>3</sup>
Radio ®	10,52 cm
Longitud de tramo	900,00 cm

**Cálculo de la relación de Esbeltez:**

Para la revisión por compacidad del elemento se debe cumplir con lo siguiente:

- $\frac{bf}{2tf} < 10.8$

$$4,71 < 108 \text{ (Satisfactorio)}$$

- $\frac{d}{tw} < 106.8$

$$37,22 < 106.8 \text{ (Satisfactorio)}$$

Los resultados nos indican que el elemento es compacto.

La relación de esbeltez se calcula con la siguiente expresión:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

$$C_c = 128,00$$

E= Módulo de elasticidad del acero 2100000 Kg/cm<sup>2</sup>

F<sub>y</sub> = Resistencia a la fluencia del acero 2530 Kg/cm<sup>2</sup>

Se debe cumplir con la siguiente desigualdad:

$$\frac{KL}{r} \leq C_c$$

$$C_c \leq 85,55$$

**Tabla 77**  
**Valores de K segu tipo de apoyo**

Valores que toma K	Condiciones de Apoyos
<b>K=1</b>	Doblemente articulado
<b>K=0,65</b>	Doblemente empotrados
<b>K=0,8</b>	Empotrado - Articulado

En la tabla del Manual IMCA se toma el esfuerzo admisible ( $F_a$ ) correspondiente al  $(KL/r)$  obtenido para miembros en compresión, para la obtención de la Carga Admisible del elemento procedemos de la siguiente manera:

$$F_a = 1040 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Carga Admisible: } P_a = F_a \times A = 21632 \text{ Kg} = 21,63 \text{ Ton}$$

Por lo tanto el Perfil es Satisfactorio:  $P_a > P$   $P = 13,55 \text{ Ton OK}$

#### Revisión por fuerza cortante:

Carga Puntal

Carga distribuida

$$V = \frac{v}{d \cdot tw} \quad \text{donde } v = \frac{P}{2} = 6775,65 \text{ Kg} \quad v = \frac{wL}{2}$$

$$\text{Cortante: } 114,66 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible por cortante:  $0,4 F_y = 1012 \text{ Kg/cm}^2 > 114,66 \text{ Kg/cm}^2$

#### Revisión de la flecha (deformación)

$$f_c = \frac{PL^3}{48 EI} \leq f_p = \frac{L}{240} + 0,5$$

$$\text{Flecha calculada } f_c = 19,95 \text{ mm}$$

$$\text{Flecha permisible } f_p = 4,25 \text{ mm} \quad \text{OK de acuerdo a requerimiento}$$

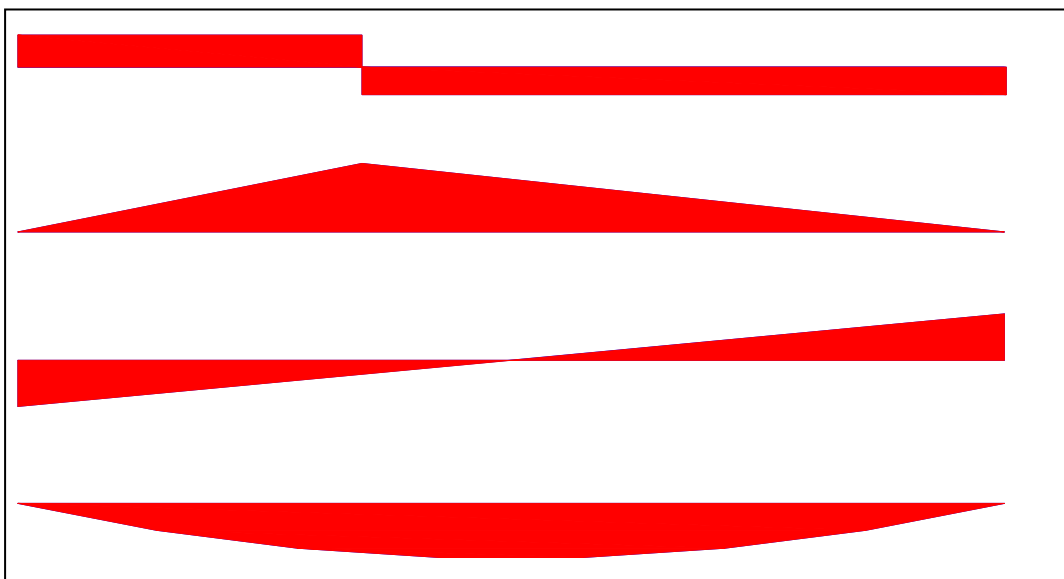
**Revisión por momento flexionante :**

Carga Puntual

Carga Distribuida

$$M_F = \frac{PL}{4} \quad 30490,43 \text{ Kg.m}$$

$$M_F = \frac{5WL^4}{384 EI}$$

El momento resistente permisible es :  $MR = F_b \times S$ Donde  $F_b = 0,66 F_y$  $F_b = 1669,8 \text{ Kg/cm}^2$  $S = 2081 \text{ cm}^3$  $MR = 1669,8 \times 2081/100 = 34748,54 \text{ Kg.m}$  $MR > MF$  (Satisfactorio)Los planos de detalle se encuentran en **ANEXO VI****Figura 109. Diagramas**



## 5.7 RIEL DEL PUENTE GRUA

Diseño de vigas de acero por esfuerzos permisibles, con viga IPR

### CARGAS CONSIDERADAS

Peso perfil:	443,94 Kg
Servicio:	13551,30 Kg
Accidental:	1060.00 Kg
Carga Total P =	15055,24 Kg
2 Ruedas P/2=	7527,62 Kg

### DATOS DEL PERFIL: (Viga IPR de 18" x 7.5" de 105.7 Kg/m)

Peso:	105,7 Kg/m
Área:	20,80 cm <sup>2</sup>
Peralte (d)	46,90 cm
Esp. Alma (tw)	1,26 cm
Ancho patín (bf)	19,40 cm
Espesor (tf)	2,06 cm
Mom Inercia (Ix)	49115,00 cm <sup>4</sup>
Sección (Sx)	2081,00 cm <sup>3</sup>
Radio ®	10,52 cm
Longitud de tramo	420,00 cm

### Cálculo de la relación de Esbeltez:

Para la revisión por compacidad del elemento se debe cumplir con lo siguiente:

- $\frac{bf}{2tf} < 10.8$

$$4,71 < 108 \text{ (Satisfactorio)}$$

- $\frac{d}{tw} < 106.8$

$$37,22 < 106.8 \text{ (Satisfactorio)}$$

Los resultados nos indican que el elemento es compacto.

La relación de esbeltez se calcula con la siguiente expresión:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

$$C_c = 128,00$$

E= Módulo de elasticidad del acero 2100000 Kg/cm<sup>2</sup>

F<sub>y</sub> = Resistencia a la fluencia del acero 2530 Kg/cm<sup>2</sup>

Se debe cumplir con la siguiente desigualdad:

$$\frac{KL}{r} \leq C_c$$

$$C_c \leq 39,92$$

Los valores de K están en la Tabla 78

En la tabla del Manual IMCA se toma el esfuerzo admisible (F<sub>a</sub>) correspondiente al (KL/r) obtenido para miembros en compresión, para la obtención de la Carga Admisible del elemento procedemos de la siguiente manera:

$$F_a = 1312 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Carga Admisible: } P_a = F_a \times A = 27289,6 \text{ Kg} = 27,28 \text{ Ton}$$

Por lo tanto el Perfil es Satisfactorio:  $P_a > P$   $P = 7,53 \text{ Ton OK}$

**Revisión por fuerza cortante:**

Carga Puntal

Carga distribuida

$$V = \frac{v}{d \cdot tw}$$

$$\text{donde } v = \frac{P}{2} = 3763,81 \text{ Kg}$$

$$v = \frac{wL}{2}$$

Cortante: 63,69 Kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo permisible por cortante:  $0,4 F_y = 1012 \text{ Kg/cm}^2 > 63,99 \text{ Kg/cm}^2$

**Revisión de la flecha (deformación)**

$$f_c = \frac{PL^3}{48 EI} \leq f_p = \frac{L}{240} + 0,5$$

Flecha calculada  $f_c = 1,13 \text{ mm}$

Flecha permisible  $f_p = 2,25 \text{ mm}$  OK de acuerdo a requerimiento

**Revisión por momento flexionante :**

Carga Puntual

Carga Distribuida

$$M_F = \frac{PL}{4} = 7904,00 \text{ Kg.m}$$

$$M_F = \frac{5WL^4}{384 EI}$$

El momento resistente permisible es :  $MR = F_b \times S$

Donde  $F_b = 0,66 F_y$

$F_b = 1669,8 \text{ Kg/cm}^2$

$S = 2081 \text{ cm}^3$

$MR = 1669,8 \times 2081/100 = 34748,54 \text{ Kg.m}$

$MR > MF$  (Satisfactorio)

## CAPITULO VI

### POTENCIA Y PRODUCCIÓN.

#### 6.1 POTENCIA INSTALADA

Siendo la planta de tipo a filo de agua no es económicamente ventajoso dimensionar el equipamiento electromecánico en función de la máxima potencia disponible del cauce, la cual comportaría a la instalación de grupos generadores de potencia y costo muy elevados. La elección de la potencia a instalarse de los grupos generadores tiene que basarse en cálculos interactivos, que tengan en cuenta los costos y beneficios en función de la potencia instalada y que consideren el grado de aprovechamiento de los recursos hídricos. Las evaluaciones se han llevado a cabo por medio de un especial código de cálculo, el cual para un dado caudal máximo turbinable ( $Q_{\max-turb}$ ), calcula la energía mensual producida y, por lo tanto, la productibilidad anual, permitiendo estimar las ganancias a frente de los gastos para la realización y gestión de la central hidroeléctrica.

El cálculo se ha llevado a cabo para distintos valores de caudales máximos turbinables, teniendo en cuenta de la siguiente administración del caudal turbinado ( $Q_{turb}$ ), en función del caudal presente en el cauce ( $Q_{cauce}$ ):

- 1) para  $Q_{cauce}$  inferior a la suma entre el caudal de emisión y el mínimo caudal turbinable de cada máquina, los grupos generadores no entran en funcionamiento. El caudal turbinado por lo tanto es igual a cero ( $Q_{turb}=0$ );
- 2) para valores de  $Q_{cauce}$  superiores respecto al punto precedente, pero inferiores al máximo valor de caudal turbinable del grupo de turbinas instalado, todo el caudal del cauce a menos de aquella emitida, viene turbinada ( $Q_{turb} = Q_{alveo} - Q_{ril}$ );

- 3) Para caudales superiores a aquel caudal máximo turbinable del grupo de generadores, el vertedero de exceso descarga el caudal excedente y las turbinas trabajan a régimen lleno ( $Q_{turb} = Q_{max-turb}$ );
- 4) Para caudales de cauce superiores a  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , la central hidroeléctrica viene parada y el caudal turbinado es igual a cero ( $Q_{turb} = 0$ ).

Los resultados obtenidos han evidenciado que se obtiene una óptima conveniencia técnico-económica con un caudal máximo turbinable igual a  $5,5 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $Q_{max-turb} = 5,5$ ).

En el caso en examen está previsto, por lo tanto, el uso de dos turbinas de tipo Pelton acoplados directamente a 2 generadores trifásicos verticales de 4500 kVA de potencia nominal, 900 rpm; tensión nominal 3,3 kV, frecuencia 60 Hz.

## 6.2 POTENCIA MÁXIMA

La potencia máxima que se genera se calcula en función del máximo caudal de diseño de la turbina, del relativo salto neto y del rendimiento a caudal máximo del equipo electromecánico. El cálculo se efectúa considerando solamente una máquina motriz, y el resultado representa la potencia en la placa de la misma.

Los rendimientos electromecánicos adoptados para el cálculo se muestran a continuación:

- Rendimiento turbina y generador  $\eta_t = 0.885$
- Rendimiento cables  $\eta_c = 0.995$
- Rendimiento transformador y servicios  $\eta_{tr} = 0.995$

Los coeficientes multiplicados entre ellos restituyen un rendimiento electromecánico global igual a:

$$\eta_{el} = \eta_t \cdot \eta_c \cdot \eta_{tr} = 0.885 \cdot 0.995 \cdot 0.995 = 0.876$$

La potencia instalada para una turbina individual, que tiene un caudal máximo turbinable ( $Q_{\max-turb\_1}$ ) igual a 1,25 m<sup>3</sup>/s, resulta igual a:

$$P_{inst\_1} = g \cdot Q_{\max-turb\_1} \cdot (H_{(\max)} - \Delta H) \cdot \eta_{el} = g \cdot Q_{\max-turb\_1} \cdot H_{neto} \cdot \eta_{el}$$

$$P_{inst\_1} = 9.81 \cdot 1,25 \cdot 258,2 \cdot 0,876 \cong 2,77 \text{ [kW]}$$

La potencia total será por lo tanto la suma de las potencias individuales instaladas de cada máquina. Por lo tanto, siendo previsto el uso de dos turbinas iguales, la potencia máxima total para un caudal de 2,5 m<sup>3</sup>/s, es igual a:

$$P_{inst} = P_{inst\_1} \cdot 2 = 2,77 \cdot 2 = 5,54 \text{ [kW]}$$

### 6.3 PRODUCCIÓN ANUAL PROMEDIO

El cálculo de la energía eléctrica generada ha sido realizado mediante una hoja de cálculo específica que calcula la producción en función del caudal turbinado, del relativo salto bruto aprovechable y de los rendimientos electromecánicos, según la siguiente relación:

$$E_{prod(i)} = g \cdot \eta_{el} \cdot Q_{turb(i)} \cdot H_{neto(i)} \cdot \Delta t$$

Dónde:

$Q_{turb(i)}$  : Caudal turbinado [m<sup>3</sup>/s]

$\eta_{el}$  : Rendimiento electromecánico global

$H_{neto(i)}$  : salto neto [m]

$\Delta t$  : Intervalo de tiempo considerado [ore]

A continuación se presentan los datos de ingreso utilizados para las elaboraciones relativas al cálculo de la producibilidad. El análisis se ha realizado para el año promedio.

**Tabla 78**  
**Datos Característicos**

<b>Cota obra de toma:</b>	1342.95	msnm
<b>Cota tanque de carga</b>	1342,19	msnm
<b>Cota canal de descarga</b>	1339,59	msnm
<b>Diámetro interno tubería en presión:</b>	1200-1100	mm
<b>Coefficiente de Strickler para la tubería</b>	90	m <sup>1/3</sup> /s
<b>Longitud tubería:</b>	4324	m
<b>Salto bruto:</b>	289	m
<b>Max. Perdidas de carga globales:</b>	13,99	m
<b>Salto neto:</b>	258,20	m slm
<b>Max. Caudal turbinable</b>	2,50	m <sup>3</sup> /s
<b>Min. Caudal turbinable</b>	0,71	m <sup>3</sup> /s

Los rendimientos electromecánicos en función del caudal turbinado se presentan a continuación.

**Tabla 79**  
**Rendimientos electromecánicos**

<b>Parcialización del caudal</b>	<b>Rendimiento turbina y generador</b>	<b>Rendimiento transformador</b>	<b>Rendimiento Cables</b>	<b>Rendimiento Total</b>
<b>10/10</b>	88.50%	99.50%	99.50%	<b>87.62%</b>
<b>9/10</b>	90.00%	99.50%	99.50%	<b>87.62%</b>
<b>8/10</b>	90.50%	99.50%	99.50%	<b>87.62%</b>
<b>7/10</b>	90.00%	99.50%	99.50%	<b>87.62%</b>
<b>6/10</b>	88.50%	99.50%	99.50%	<b>87.62%</b>
<b>5/10</b>	88.00%	99.50%	99.50%	<b>87.62%</b>
<b>4/10</b>	87.50%	99.50%	99.50%	<b>87.62%</b>
<b>3/10</b>	86.50%	99.50%	99.50%	<b>87.62%</b>
<b>2/10</b>	84.00%	99.50%	99.50%	<b>87.62%</b>

La producción de energía, considera la serie de valores de caudales diarios con la probabilidad de excedencia asociada, legándose a observar un

régimen bimodal, con los valores máximos se presentan típicamente en abril, mientras los caudales mínimos ocurren en el período julio – septiembre.

En la siguiente tabla se presenta los caudales diarios aprovechables en el sitio de captación, caudales característicos de cada mes asociados a la variación estacional del río San Jerónimo.

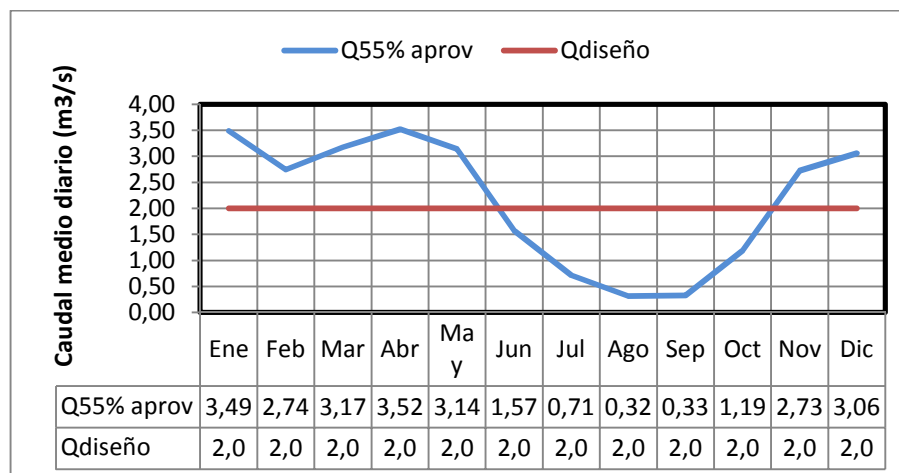
**Tabla 80**

**Caudal Diario aprovechable Río San Jerónimo (m3/s)**

Proba bilidad (%)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
90	1,29	1,01	1,43	1,07	1,53	0,36	0,12	0,02	0,01	0,12	1,03	1,26
80	1,95	1,53	1,98	1,77	2,05	0,67	0,26	0,07	0,06	0,33	1,54	1,81
70	2,55	2,01	2,46	2,44	2,49	1,00	0,42	0,15	0,14	0,61	2,01	2,31
60	3,17	2,49	2,93	3,14	2,92	1,37	0,61	0,25	0,25	0,98	2,48	2,80
50	3,82	3,01	3,42	3,92	3,36	1,79	0,83	0,39	0,41	1,43	2,99	3,32
40	4,57	3,60	3,97	4,81	3,85	2,29	1,11	0,58	0,64	2,03	3,56	3,90
30	5,46	4,31	4,61	5,91	4,42	2,92	1,47	0,84	0,97	2,83	4,24	4,60
20	6,65	5,24	5,45	7,39	5,16	3,79	1,97	1,24	1,48	4,00	5,15	5,51
10	8,55	6,75	6,76	9,81	6,30	5,24	2,84	1,96	2,43	6,09	6,60	6,96

A continuación se muestra el caudal recomendado de diseño de 2,0 m3/s, correspondiente al caudal aprovechable 55% para el río San Jerónimo en el sitio de captación.

Para la probabilidad de 55%, los caudales aprovechados o turbinados serían mayores al caudal de diseño durante el período noviembre – mayo (7 meses).



**Figura 110. Caudal de diseño Vs caudal aprovechado 55%**



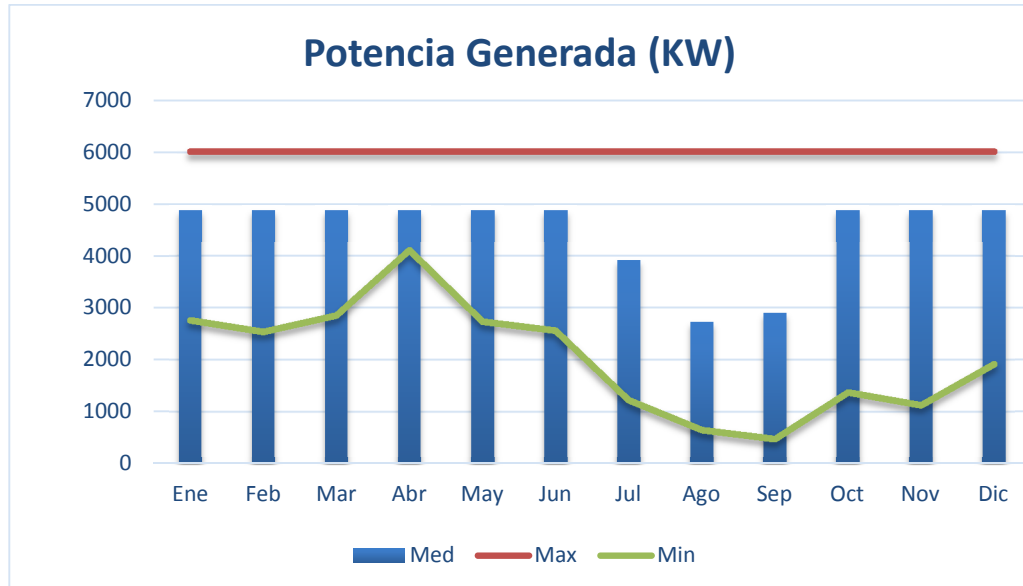
## 6.4 PRODUCCIÓN DE ENERGÍA

La producción de energía toma en cuenta los caudales medios mensuales correspondientes al periodo 1981-2010, se muestran en la siguiente tabla, la cual para el análisis considera los valores mínimos del periodo en referencia y, como caudal máximo, el caudal concesionado (2.5 m<sup>3</sup>/s) y, como caudal aprovechable el Q 55 % (2m<sup>3</sup>/s).

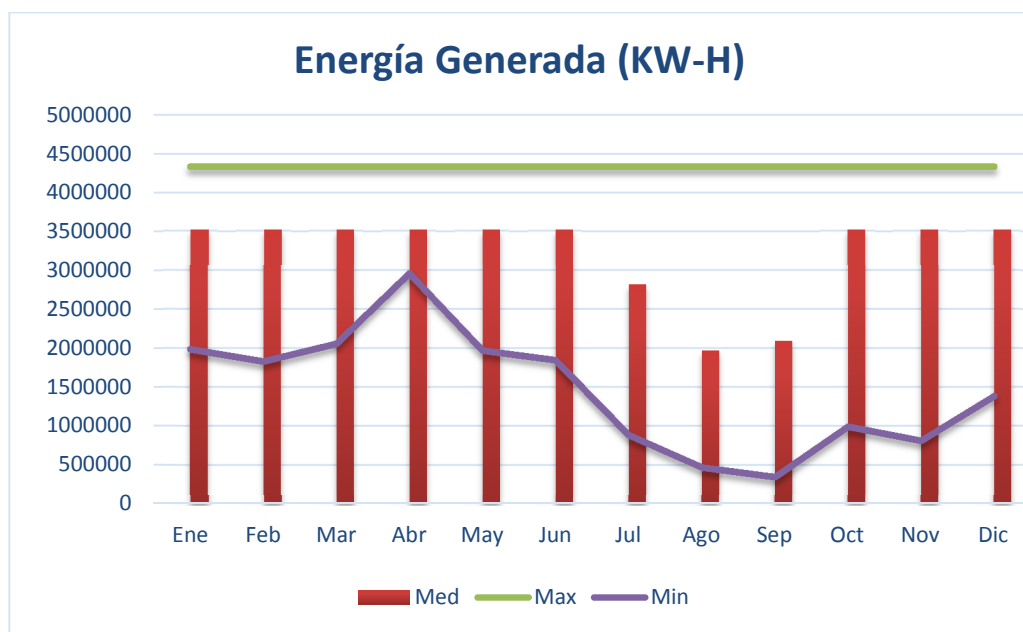
**Tabla 81**  
**Resultados obtenidos**

Periodo 1981-2010						
	Q	Hf [m]	H neta [m]	P generada [kw]	E generada [kw-h]	Mes
Med	2,00	7,25	274,75	4.878	3.512.252	
Max	2,50	10,97	271,03	6.015	4.330.994	Enero
Min	1,11	2,44	279,56	2.755	1.983.473	
Med	2,00	7,25	274,75	4.878	3.512.252	
Max	2,50	10,97	271,03	6.015	4.330.994	Febrero
Min	1,02	2,08	279,92	2.535	1.824.955	
Med	2,00	7,25	274,75	4.878	3.512.252	
Max	2,50	10,97	271,03	6.015	4.330.994	Marzo
Min	1,15	2,60	279,40	2.852	2.053.735	
Med	2,00	7,25	274,75	4.878	3.512.252	
Max	2,50	10,97	271,03	6.015	4.330.994	Abril
Min	1,67	5,20	276,80	4.104	2.954.715	
Med	2,00	7,25	274,75	4.878	3.512.252	
Max	2,50	10,97	271,03	6.015	4.330.994	Mayo
Min	1,10	2,40	279,60	2.730	1.965.888	
Med	2,00	7,25	274,75	4.878	3.512.252	
Max	2,50	10,97	271,03	6.015	4.330.994	Junio
Min	1,03	2,12	279,88	2.559	1.842.596	
Med	1,59	4,74	277,26	3.914	2.817.760	
Max	2,50	10,97	271,03	6.015	4.330.994	Julio
Min	0,49	0,54	281,46	1.224	881.544	
Med	1,10	2,40	279,60	2.730	1.965.888	
Max	2,50	10,97	271,03	6.015	4.330.994	Agosto
Min	0,26	0,17	281,83	651	468.374	
Med	1,17	2,69	279,31	2.901	2.088.820	
Max	2,50	10,97	271,03	6.015	4.330.994	Sept.
Min	0,19	0,09	281,91	476	342.362	
Med	2,00	7,25	274,75	4.878	3.512.252	
Max	2,50	10,97	271,03	6.015	4.330.994	Octubre
Min	0,55	0,66	281,34	1.374	989.038	
Med	2,00	7,25	274,75	4.878	3.512.252	
Max	2,50	10,97	271,03	6.015	4.330.994	Nov
Min	0,45	0,46	281,54	1.125	809.806	
Med	2,00	7,25	274,75	4.878	3.512.252	
Max	2,50	10,97	271,03	6.015	4.330.994	Dic
Min	0,77	1,24	280,76	1.919	1.381.827	

La potencia y energía a ser generada para la gama de caudales, se muestran en los siguientes gráficos:



**Figura 111. Potencia Generada**



**Figura 112. Energía Generada**

Se recomienda el aprovechamiento de caudal para la generación con dos grupos Turbina Generador de 2,75 MW.

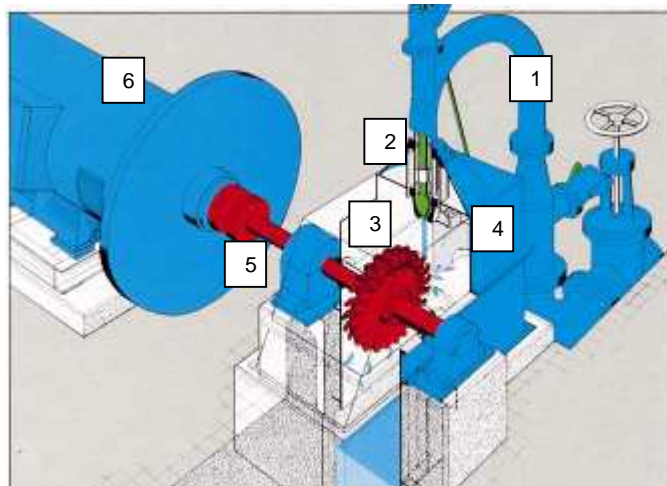
Según las hipótesis efectuadas la producibilidad resulta ser igual a:

$$E_{\text{año promedio}} = 3\,512\,252 \text{ kWh/año}$$

Es posible aprovechar aproximadamente 6.5 meses de generación a su capacidad máxima, 3 meses de generación parcial y entre agosto y septiembre, se trabajaría con una sola turbina o no se generaría.

### 6.5 SELECCIÓN TIPO Y NUMERO DE TURBINAS

La selección de las turbinas se realizó tomando en cuenta el tamaño de las unidades y la versatilidad del funcionamiento de la central para varios caudales, es por esto que se ha llegado a determinar que la colocación turbinas Pelton para esta central es lo adecuado. Las turbinas Pelton son las turbinas de acción más utilizadas y están recomendadas en aquellos aprovechamientos caracterizados por grandes saltos y caudales relativamente bajos como es nuestro caso. Turbina de acción significa que utilizan únicamente la velocidad del agua para girar, al contrario las turbinas Francis son turbinas de reacción que necesitan a más de la velocidad del agua, presión para poder girar.



**Figura 113. Turbina Pelton (ENERGÍA, 1995)**

Las partes generales de la turbina Pelton se detallan a continuación:

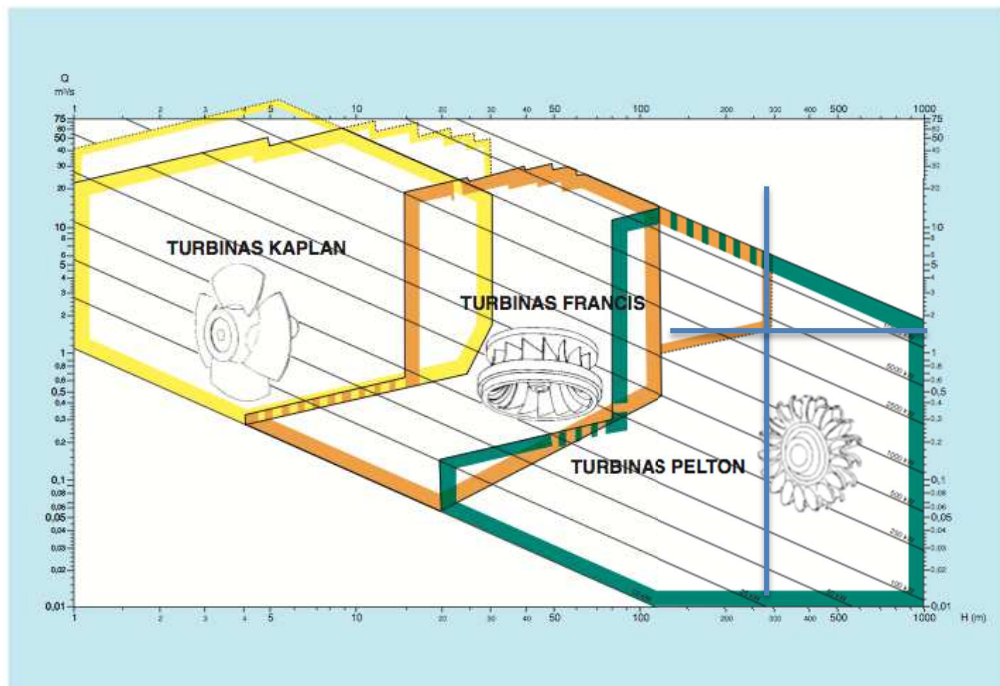
1. Tubería de distribución
2. Inyector
3. Rodete
4. Carcasa
5. Eje de turbina
6. Generador

Este tipo de turbina permite una gran flexibilidad de funcionamiento, al ser capaz de turbinar hasta el 10% de su caudal nominal con rendimientos óptimos. (ENERGÍA, 1995)

Se decide colocar dos turbinas ya que la potencia instalada para una turbina individual tiene un caudal máximo turbinable ( $Q_{\max-turb-1}$ ) igual a 1,25 m<sup>3</sup>/s, este sería el caudal que recibiría por turbina ya que el caudal total es de 2,5 m<sup>3</sup>/s se consideran dos.

Se recomienda el aprovechamiento de caudal para la generación con dos grupos Turbina Generador de 2,75 MW.

Para preseleccionar el tipo de turbina a instalar en una pequeña central hidroeléctrica, se utilizan unos ábacos que suelen facilitar los fabricantes de turbinas. Con ellos, se determina el tipo de turbina a partir de los parámetros de salto y caudal.



**Figura 114. Abaco para selección de Turbina (ENERGÍA, 1995)**

Tal y como puede verse en la figura 114, entrando en abcisas con el salto en m en este caso 289m y en ordenadas el caudal de agua en m<sup>3</sup>/s que sería 1,25 m<sup>3</sup>/s, se obtendría el tipo de turbina más adecuado para la instalación, dando como resultado turbina Pelton ya que se encuentra la intersección de salto y caudal en su cuadrante.

## CAPITULO VII

### PRESUPUESTO

#### 7.1 PRESUPUESTO

Las obras del Proyecto San Jerónimo, se ejecutarán en diferentes frentes de obra por su especialidad, por esta razón, los presupuestos de las obras se han calculado separadamente para cada una de los componentes en base en la complejidad de cada obra; en el volumen de costos, se presentarán las cantidades de obra (según los planos de diseño), y el costo de cada uno de los rubros justificados con los Análisis de Precios Unitarios.

ITEM	DESCRIPCION	COSTO DIRECTO TOTAL	INDIRECTOS +	VALOR TOTAL USD
<b>1</b>				
<b>1.1</b>	<b>CAMINOS DE ACCESO</b>	<b>65.110.91</b>	<b>18.231.05</b>	<b>83.341.96</b>
	MOVIMIENTO DE TIERRAS	47.974.71	13.432.92	61.407.62
	CONFORMACIÓN DE CALZADA	11.817.00	3.308.76	15.125.76
	DRENAJE	5.119.20	1.433.38	6.552.58
	SEÑALIZACIÓN	200.00	56.00	256.00
<b>1.2</b>	<b>OBRAS DE CAPTACIÓN</b>	<b>249.273.55</b>	<b>69.796.59</b>	<b>316.858.88</b>
	<b>OBRA DE TOMA</b>	<b>237.699.41</b>	<b>66.555.83</b>	<b>302.043.98</b>
	EXCAVACIONES	14.792.70	4.141.96	16.723.39
	SOSTENIMIENTO	24.554.21	6.875.18	31.429.39
	HORMIGONES	198.352.50	55.538.70	253.891.20
	ATAGUÍA	1.942.08	543.78	2.485.86
	<b>OBRAS DE CAUDAL ECOLÓGICO (ESCALERA DE PECES)</b>	<b>9.632.06</b>	<b>2.696.98</b>	<b>12.329.04</b>
	ESCALERA DE PECES	2.973.66	832.62	3.806.28
	CERRRAMIENTO	6.658.40	1.864.35	8.522.75
<b>1.3</b>	<b>OBRAS DE CONDUCCIÓN</b>	<b>3.348.484.18</b>	<b>937.575.57</b>	<b>4.286.059.75</b>
	<b>TUBERIA DE PRESION</b>	<b>3.317.772.02</b>	<b>928.976.17</b>	<b>4.246.748.19</b>
	Camaras aire, desague / anclajes	30.712.16	8.599.40	39.311.56
<b>1.4</b>	<b>CASA DE MAQUINAS -GUARDIANIA</b>	<b>232.116.46</b>	<b>193.352.88</b>	<b>425.469.34</b>
	EXCAVACIONES	62.062.41	17.377.47	79.439.88
	ESTABILIZACIÓN TALUDES	84.129.65	23.556.30	107.685.95
	HORMIGONES	30.973.99	8.672.72	39.646.71
	PLATAFORMAS	1.898.34	531.54	2.429.88
	TRABAJO S MISCELÁNEOS	50.895.89	14.250.85	65.146.74
	ALCANTARILLADO	1.491.00	128.777.76	130.268.76
	CUNETAS DE CORONACION	665.18	186.25	851.43
<b>1.5</b>	<b>PLATAFORMA SUBESTACIÓN ELÉCTRICA</b>	<b>17.035.75</b>	<b>4.770.01</b>	<b>21.805.76</b>
	PLATAFORMA	17.035.75	4.770.01	21.805.76
<b>1.6</b>	<b>EQUIPOS Y ACCESORIOS CAPTACION, LINEA CAS MAQUINA</b>	<b>324.639.26</b>	<b>90.898.99</b>	<b>415.538.25</b>
	<b>COMPUERTAS</b>	<b>137.737.26</b>	<b>38.566.43</b>	<b>176.303.69</b>
	VÁLVULAS	99.715.00	27.920.20	127.635.20
	VARIOS / EQUIPOS DE IZAJE	87.187.00	24.412.36	111.599.36
	<b>FASE DE CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO (1 años)</b>	<b>4.236.660.10</b>	<b>1.314.625.10</b>	<b>5.433.535.69</b>
	<b>MITIGACION AMBIENTAL (3 o/o)</b>	<b>127.099.80</b>	<b>39.438.75</b>	<b>154.008.07</b>
<b>TOTAL</b>		<b>4.363.759.90</b>	<b>1.221.852.77</b>	<b>5.585.612.67</b>

Figura 115. Presupuesto

## CAPITULO VIII

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 8.1 INTRODUCCIÓN

- El área de estudio se localiza en las estribaciones occidentales de la cordillera Occidental, dentro de la microcuenca del río San Jerónimo, desarrollado en un ambiente sedimentario.
- Se estudió dos alternativas, considerando la geología, la configuración de sus trazados y disposición con respecto al drenaje principal, a continuación se presenta la alternativa seleccionada:

Alternativa I. Margen izquierda del río San Jerónimo: Esta alternativa captará los caudales de los ríos San Jerónimo y la Quebrada Cascajal, mediante una toma directa y los conducirá a lo largo de la margen izquierda del río San Jerónimo a gravedad, hasta la casa de máquinas.
- La ubicación de la captación de la alternativa I, preverá al sistema mayor diferencia de cota, lo que se traduce en mayor carga potencial. Su conducción recorrerá paralela a la vía de tercer orden, lo que limitará el corte de nuevos taludes, reduciendo la probabilidad de originar inestabilidad por nuevos cortes. Además la construcción de pasos subfluviales, en los cruces de quebradas, minimiza posibles daños originados por flujos lodosos.
- Conforme a la evaluación geológica preliminar, para la alternativa I, se ha comprobado que la conducción cruzará materiales sedimentarios estables y depósitos coluviales que no representan una clara amenaza al trazado de esta alternativa, considerándola la traza más idónea.

## 8.2 GEOLOGÍA – GEOTÉCNIA

- El talud a excavaren la casa de máquinas va a afectar a materiales de coluviales con los siguientes parámetros geotécnicos:

Densidad aparente:  $\gamma_{ap} = 16 \text{ kN/m}^3$

Cohesión efectiva:  $c' = 6 \text{ kPa}$

Ángulo de rozamiento efectivo:  $\varphi' = 22^\circ$

Módulo de deformación:  $E_u = 105 \text{ MPa}$

Coefficiente de Poisson :  $\nu = 0.30$

- El estudio de estabilidad realizado se basa en dos supuestos, uno conlleva la ejecución del talud frontal sin medidas de sostenimiento y el otro conlleva un análisis de estabilidad con medidas de estabilización (bulones). El análisis se ha llevado con el apoyo informático del programa “*Slide 5.014*” de la casa “*Rocscience*”, utilizando el método de Bishop modificado. Los taludes estudiados, tal y como se comentaba en los apartados anteriores, presentan una geometría 1H: 2V.
  - Sin medidas de estabilización: En condiciones normales, las superficies de rotura con factor de seguridad son inferiores a 1'3, (FS mínimo de 0.89), mientras con sismo están muy por debajo de 1.1, que confirma la necesidad de proceder a un refuerzo del talud para alcanzar el factor de seguridad de diseño (FS 1'1 con sismo y FS 1.3 condiciones normales).
  - Con medidas de estabilización: Con sismo es necesario la disposición de bulones en una malla de 2x1.5 m en los 3 niveles inferiores, mientras que para los dos niveles superiores es necesaria la malla 1x1 m, además es necesario la colocación de mallas metálicas y la proyección de hormigón lanzado que minimizará los movimientos superficiales.
- El cálculo se ha llevado a cabo para un anclaje permanente por adherencia, de inyección única global (IU), que es adecuado para



rocas blandas, suelos cohesivos duros y materiales coluviales, como el coluvial presente en la casa de máquinas. Según distintas correlaciones y tablas, estos materiales presentan una resistencia media al arrancamiento variable entre 200 y 600 kN/m<sup>2</sup>.

- De tal modo que, para bulones (barras helicoidales) de 32 mm de diámetro con 30 m de longitud, se estima una carga máxima (o resistencia del bulón,  $Q$ ) del orden de 390 kN, y, teniendo en cuenta la disposición de la malla 2x1.5 m en los 3 niveles inferiores y 1x1 m en los niveles superiores, la carga de trabajo ( $Q_T$ ) del bulón será de 240 kN.
- La fijación del anclaje al terreno se lograría mediante inyección de lechada con relación agua/cemento entre 0'6 y 1 ( $A/C = 0'6-1'0$ ).
- En el ANEXO III. Se adjunta el diseño del Bulón, que en resumen presenta las siguientes características:

El bulón diseñado considera una barra helicoidal con diámetro de 32 mm y límite elástico de 850 MPa,

La longitud total del anclaje es de 30 m, con un bulbo de 8 m y zona libre de 22 m.

Se consideró una inyección única global IU, que es adecuada para estos terrenos.

La carga de trabajo y de diseño es el 60 % de la carga nominal, que para efectos de nuestro trabajo se obtuvo mediante la relación:  $Q_T = 0.6 \cdot Q = 235 kN$ , donde  $Q$  es igual a la carga nominal del anclaje e igual a 390 KN.

- En el momento actual el nivel freático se encuentra bajo el estrato estudiado y no afecta a la zona a excavar.
- El proyecto contempla la ejecución de cunetas paralelas a las bermas, mechinales (lagrimales) y/o sistemas de drenajes que eviten la acumulación de agua y por consiguiente las sobrepresiones hidráulicas que pueden ser ejercidas en los taludes.

- Aplicando la formulación trinómica propuesta por Terzaghi, se ha calculado la cimentación en la casa de máquinas, resultando para una zapata cuadrada de 1.3 m de lado y una profundidad de desplante de 1 m un asiento de 0.86 cm en un terreno con carga admisible de 10.40 Ton/m<sup>2</sup>, donde la carga máxima por columna deberá ser de 17.65 Ton.

### 8.3 HIDROLOGÍA

- El esquema hidráulico propuesto para el proyecto plantea una captación sobre el río San Jerónimo en la cota 1.340 msnm. La obra de conducción se localiza en la margen izquierda del río San Jerónimo. La casa de máquinas está aproximadamente en la cota 1075 msnm.
- El río San Jerónimo, fuente hídrica del proyecto, pertenecen al sistema hidrográfico del río Mira, en la vertiente del Pacífico.
- La zona se caracteriza por sus fuertes pendientes de terrenos montañosos y escarpados, es decir, mayores al 50%. Las áreas de drenaje presentan una cobertura vegetal con intervención antrópica, se observan áreas significativas de cultivos, aunque en la parte alta de las cuencas se identifican áreas importantes de páramo y bosque natural.
- El área de aporte de la captación del río San Jerónimo es  $A = 52,34$  km<sup>2</sup>.
- La altitud media del área de drenaje del río San Jerónimo hasta el sitio de captación es aproximadamente 2.175 msnm.
- Los suelos son principalmente francos a arenoso que corresponden a los tipos de grupos hidrológicos B.
- La principal unidad de cobertura vegetal de suelo identificada son cultivos de ciclo corto y pastos con 60%.

- La temperatura media en las cuencas es aproximadamente 16 °C, variando con la altura. La temperatura media aumenta 0,5 °C por cada 100m de descenso.
- En el sitio de captación del proyecto San Jerónimo se tendrá una temperatura media de 21°C.
- La casa de máquinas tendrá una temperatura media aproximada de 22 °C
- La temperatura máxima en la zona de implantación del proyecto será del orden de los 32°C y la temperatura mínima 9°C. La Humedad Relativa media será aproximadamente 90% y la precipitación anual media en el área de implantación de las obras del proyecto hidroeléctrico San Jerónimo será aproximadamente 1200mm.
- En cuanto a las precipitaciones se han considerado varias estaciones pluviométricas de la zona, se determinó la variación altitudinal.
- La distribución anual de las precipitaciones observa un comportamiento bimodal, con un pico máximo entre mes de marzo - abril y otro entre octubre - noviembre. El período de menor precipitación ocurre entre los meses de junio y septiembre.
- Las precipitaciones anuales de la zona reflejan una tendencia al decremento en el tiempo.
- Las ecuaciones IDF obtenidas por el INAMHI, 1999 se utilizan en el análisis de lluvias intensas para la cuenca río San Jerónimo, zona 1.
- Los datos de caudales la estación H013 Blanco AJ Mira, constituye la base para el análisis hidrológico del proyecto hidroeléctrico San Jerónimo.
- Se realizó mediciones de campo (aforos), con el propósito de contar con datos referenciales adicionales y validar los modelos de estimación aplicados. Además se cuenta con información de aforos realizados en el 2006 en el sitio de captación propuesto.
- El comportamiento de los caudales en la zona observa un régimen bimodal con los valores máximos se presentan típicamente en abril,

mientras los caudales mínimos ocurren en el período julio – septiembre.

- En la cuenca del río San Jerónimo se registran concesiones del recurso hídrico, aguas arriba del aprovechamiento hidroeléctrico, que no superan los 5 l/s, por lo que no se toma en cuenta este aspecto.
- Para la determinación de los caudales en el sitio de captación del río San Jerónimo se establecieron los caudales para la estación H013 Blanco AJ Mira, por lo cual se realizó el relleno de las series de caudales a nivel medio mensual y diario de la estación mencionada, a través de regresiones lineales.
- El caudal medio mensual para la estación H013 Blanco AJ Mira es igual a 16,5 m<sup>3</sup>/s, que corresponde a un caudal específico de 106 l/s/km<sup>2</sup>.
- Se determina la magnitud del caudal medio anual en el sitio de captación del proyecto hidroeléctrico propuesto, aplicando el factor de proporcionalidad o transposición con el área de drenaje y las precipitaciones de las cuencas del sitio de captación y de la estación H013, la misma que está indicada en la tabla 30.

**Tabla 30**

**Caudales medios naturales en la captación (m<sup>3</sup>/s)**

Sección	Área (km <sup>2</sup> )	Factor área AA/AB	Factor precipitación PA/PB	Qmed (m <sup>3</sup> /s)	qmed (l/s/km <sup>2</sup> )
Río San Jerónimo en captación	<b>52,34</b>	<b>0,34</b>	<b>0,60</b>	<b>3,342</b>	<b>63,8</b>

- El factor de transposición determinado de acuerdo a los datos es de 0.186, mientras el factor medido en campo es del orden de 0.160, por lo que la estimación de caudales realizada y el modelo considerado, son adecuados.
- La curva de duración general determinada para el río San Jerónimo muestra una mínima capacidad de regulación de los caudales en la cuenca, es decir, no se mantienen los caudales en la época de caudales mínimos.

- Los caudales ecológicos se estimaron considerando el 10% del caudal medio anual, también conocido como el método de Tennant, se consideró este criterio tomando en consideración lo establecido en el libro VI Anexo 1B del TULAS, referente a proyectos hidroeléctricos.
- Considerando el caudal medio anual determinado, entonces el caudal ecológico considerado es 0,334 m<sup>3</sup>/s.
- Los caudales aprovechables en el sitio de captación del río San Jerónimo serán los siguientes:

**Tabla 32****Caudales aprovechables para el proyecto Hidroeléctrico San Jerónimo**

Probabilidad de excedencia (%)	Caudales diarios en captación (m <sup>3</sup> /s)	Caudales ecológicos (m <sup>3</sup> /s)	Caudales concesiones (m <sup>3</sup> /s)	Caudales aprovechables (m <sup>3</sup> /s)
5	7,801	0,334	0,0	7,47
10	6,551	0,334	0,0	6,22
15	5,804	0,334	0,0	5,47
20	5,211	0,334	0,0	4,88
25	4,763	0,334	0,0	4,43
30	4,314	0,334	0,0	3,98
35	3,881	0,334	0,0	3,55
40	3,471	0,334	0,0	3,14
45	3,112	0,334	0,0	2,78
50	2,701	0,334	0,0	2,37
55	2,321	0,334	0,0	<b>1,99</b>
60	2,027	0,334	0,0	1,69
65	1,724	0,334	0,0	1,39
70	1,455	0,334	0,0	1,12
75	1,233	0,334	0,0	0,90
80	0,995	0,334	0,0	0,66
85	0,757	0,334	0,0	0,42
90	0,586	0,334	0,0	0,25
95	0,391	0,334	0,0	0,06
<b>Qmed</b>	3,274	0,334	0,0	2,94

- El caudal de diseño de 2,0 m<sup>3</sup>/s, tendrá una probabilidad de excedencia de 55% aproximadamente.
- Utilizando la distribución probabilística Pearson Tipo III y Gumbel , se han determinado los caudales máximos para diferentes períodos de retorno en la estación H013, y a través de relación de áreas se han transpuesto los caudales máximos en el sitio de captación.

**Tabla 37****Caudales máximos en la captación río San Jerónimo**

TR (años)	Captación San Jerónimo Caudal máximo (m <sup>3</sup> /s)
5	40,0
10	53,3
25	70,2
50	82,7
100	95,0

- El caudal específico máximo para un periodo de retorno de 100 años es de 1,81 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>.
- La carga total de sólidos aportantes desde las cuencas hasta los sitios de captación se incluyen a continuación:

**Tabla 82****Resumen resultados obtenidos Carga Total de Sólidos**

Sitio	Área (km <sup>2</sup> )	Cota (msnm)	Q <sub>susp</sub> (ton/año)	Q <sub>fondo</sub> (ton/año)	Q <sub>total</sub> (ton/año)
Río San Jerónimo captación proyecto hidroeléctrico	52,34	1.340	13.610	6.805	20.415

**8.4 HIDRÁULICA**

- Para efectos de cálculos y verificaciones tenemos los valores siguientes valores, para el caudal concesionado de 2.5 m<sup>3</sup>/s y caudal aprovechable de 2 m<sup>3</sup>/s correspondiente al caudal probable de excedencia del 55% determinados en el estudio hidrológico. El caudal máximo que se quiere turbinar es igual a 2.5 m<sup>3</sup>/s que es el caudal concesionado. Por lo tanto, las obras hidráulicas han sido dimensionadas con este último valor de caudal. El azud de la obra de captación se ha determinado para su diseño un caudal de crecida de 76 m<sup>3</sup>/s (caudal correspondiente a un tiempo de retorno de 50 años).
- Los caudales ecológicos se estimaron considerando el 10% del caudal medio anual, también conocido como el método de Tennant,

se consideró este criterio tomando en consideración lo establecido en el libro VI Anexo 1B del TULAS, referente a proyectos hidroeléctricos.

- Considerando el caudal medio anual determinado, entonces el caudal ecológico considerado es 0,334 m<sup>3</sup>/s.
- A continuación se presenta un resumen de resultados

**Tabla 83**

**Resumen resultados obtenidos Obra de Toma**

CÁLCULO DE LA REJILLA OBRA DE TOMA			
DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	UNIDAD	
Caudal de captación Río	<b>Qcap</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	<b>2.50</b>
Caudal de captación +25%	<b>Qdis</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	<b>3.13</b>
Altura del paramento aguas arriba	<b>P2</b>	<b>m</b>	<b>3.57</b>
Altura del río a la rejilla	<b>hr</b>	<b>m</b>	<b>2.83</b>
Altura de la rejilla	<b>hrej</b>	<b>m</b>	<b>0.74</b>
Coeficiente de orificio	<b>C</b>	<b>---</b>	<b>0.60</b>
Coeficiente de eficiencia	<b>ef</b>	<b>---</b>	<b>0.70</b>
Ancho de la rejilla	<b>b</b>	<b>m</b>	<b>3.80</b>
Rejilla (Geometría)			
Forma del barrote			<b>Rectangular</b>
Angulo de inclinación	<b>θ</b>	<b>°</b>	<b>60</b>
Coeficiente según la sección transversal del barrote	<b>B</b>	<b>---</b>	<b>2.42</b>
Velocidad de aproximación	<b>v</b>	<b>m/s</b>	<b>0.97</b>
Pérdidas por la rejilla (Kirshmer)	<b>ΔHrejilla</b>	<b>m</b>	<b>0.06</b>
Número total de barrotes	<b>n</b>		<b>23</b>
$m = nS / (ns + (n-1) \cdot t)$			<b>0.68</b>
Pérdidas por la rejilla (Creager)	<b>ΔHrejilla</b>	<b>m</b>	<b>0.03</b>
Pérdida de energía por la rejilla	<b>ΔHrejilla</b>	<b>m</b>	<b>0.06</b>
Espesor del barrote	<b>t</b>	<b>mm</b>	<b>50</b>
Separación de barrotes	<b>s</b>	<b>mm</b>	<b>100</b>
Velocidad de aproximación	<b>v</b>	<b>m/s</b>	<b>0.24</b>
Coeficiente de pérdida por la rejilla	<b>K</b>	<b>---</b>	<b>0.69</b>
Área de la rejilla	<b>A</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>2.812</b>
Carga sobre el azud	<b>h1</b>	<b>m</b>	<b>0.22</b>
Carga total al eje de la rejilla	<b>H</b>	<b>m</b>	<b>0.59</b>
Caudal real a través de la rejilla	<b>Qrejilla</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	<b>2.77</b>
Caudal de crecida max.			<b>76</b>
Carga sobre el azud	<b>h1</b>	<b>m</b>	<b>2.16</b>
Carga total al eje de la rejilla	<b>H</b>	<b>m</b>	<b>2.53</b>
Caudal real a través de la rejilla	<b>Qrejilla</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	<b>5.72</b>

Tabla 84

## Resumen resultados obtenidos Azud

Ancho del azud en captación	Br	m	12,00
Caudal de crecida para un periodo de 50 años	Qmax	m <sup>3</sup> /s	76
Caudal de diseño	Qdis	m <sup>3</sup> /s	51(2/3 Qmax)
Caudal unitario de diseño	qdis	m <sup>3</sup> /s/m	4,22(Qdis/Br)
Altura de paramento aguas arriba	P2	m	3,57
Altura de profundización del azud	s	m	1,10
Altura total del azud (aguas abajo)	P	m	4,67
Carga de velocidad	h <sub>a</sub>	m	0,02
Caudal unitario	q(h <sub>a</sub> )	m <sup>3</sup> /s/m	4,22
Calado del flujo de aproximación	h <sub>o</sub>	m	2,16
Velocidad de flujo de aproximación	V	m/s	0,74
Relación entre carga de velocidad y carga total	h <sub>a</sub> / h <sub>o</sub>	-----	0,01
Factores para la sección con la forma de la lámina vertedora	K	-----	0,53
	n	-----	1,765
	X <sub>c</sub> / h <sub>o</sub>	-----	0,205
	Y <sub>c</sub> / h <sub>o</sub>	-----	0,055
	R <sub>1</sub> / h <sub>o</sub>	-----	0,48
	R <sub>2</sub> / h <sub>o</sub>	-----	0,33
Abscisa crítica	X <sub>c</sub>	m	0,45
Calado crítico	Y <sub>c</sub>	m	0,12
Radio mayor de la curva simple aguas arriba	R <sub>1</sub>	m	1,04
Radio menor de la curva simple aguas arriba	R <sub>2</sub>	m	0,72
Radio adoptado constructivamente	R	m	0,72

- El análisis en régimen no permanente de la tubería de presión de la Minicentral San Jerónimo indica una carga bruta de 288.63 m.c.a, y una carga neta igual a 274.85 m.c.a.
- La ecuación de Micheaud para la estimación del mínimo tiempo de cierre, da como resultado tiempos mínimos de cierre de las válvulas de control de la tubería de presión, lo recomendable en esos casos es utilizar como tiempo mínimo de cierre 10s, pero a más de este escenario se analizaron cuatro escenarios extras para el cierre del sistema de 30, 60, 180 y 240 segundos, con el fin de comparar los resultados obtenidos en este estudio con los utilizados para el diseño de la tubería de presión.
- La presión máxima para cada tiempo de cierre, cuando solo se opera la válvula del ramal izquierdo de la tubería de presión es la siguiente



**Tabla 85****Resumen resultados Presión Máxima para cada tiempo de cierre**

Dos Válvulas	Presión Máxima m.c.a	Sobrepresión Máxima mca	% Sobrepresión
Tc=10s	<b>1765,5</b>	<b>1476,88</b>	<b>11929%</b>
Tc=30s	<b>1196,51</b>	<b>925,64</b>	<b>6297%</b>
Tc=60s	<b>288,62</b>	<b>2,32</b>	<b>27%</b>
Tc=180s	<b>288,62</b>	<b>0,9</b>	<b>11%</b>
Tc=240s	<b>288,62</b>	<b>0,69</b>	<b>8%</b>

- Del cuadro anterior se puede destacar que la sobrepresión se reduce significativamente a partir de la operación con 60segundos. Considerando que la presión de diseño de flujo permanente es iguala 15%, en este escenario se recomienda un tiempo de cierre de 180 segundos.
- La carga dinámica y la onda del trasciente se estabilizan en los primeros instantes de operación como se puede ofrecer en la Figura 48.
- Comparando los resultados de presión máxima y sobrepresión de los escenarios de cierre con la operación de una válvula o con el cierre simultáneo de las válvulas del proyecto, se puede observar que son muy parecidos, es decir el efecto del cierre es equiparable en los dos escenarios.
- La presión máxima para cada tiempo de apertura, cuando solo se opera la válvula del ramal izquierdo de la tubería de presión es la siguiente

**Tabla 86****Resumen resultados Presión Máxima para cada tiempo de apertura**

Válvula Izquierda	Presión Máxima m.c.a	Sobrepresión Máxima mca	% Sobrepresión
Tc=10s	<b>472,14</b>	<b>183,5</b>	<b>506%</b>
Tc=30s	<b>353,45</b>	<b>64,83</b>	<b>192%</b>
Tc=60s	<b>323,57</b>	<b>34,95</b>	<b>100%</b>
Tc=180s	<b>298,94</b>	<b>10,34</b>	<b>46%</b>
Tc=240s	<b>296,01</b>	<b>7,39</b>	<b>41%</b>

- Del cuadro anterior se puede destacar que la sobrepresión se reduce significativamente a partir de la operación con 180segundos. Considerando que la presión de diseño de flujo permanente es iguala 15%, en este escenario se recomienda un tiempo de cierre de 240 segundos.
- La carga dinámica y la onda del trasciente se estabilizan en los primeros instantes de operación como se puede ofrecer en la Figura 48 curva de Shields.
- La presión máxima para cada tiempo de apertura, cuando solo se opera de manera simultánea las la válvula del ramal izquierdo y la válvula del ramal derecho de la tubería de presión es la siguiente

**Tabla 87****Resumen resultados Presión Máxima para tiempo de apertura simultaneo**

Válvula Izquierda	Presión Máxima m.c.a	Sobrepresión Máxima mca	% Sobrepresión
Tc=10s	<b>471,76</b>	<b>183,14</b>	<b>506%</b>
Tc=30s	<b>353,11</b>	<b>64,49</b>	<b>192%</b>
Tc=60s	<b>323,48</b>	<b>34,86</b>	<b>100%</b>
Tc=180s	<b>248,58</b>	<b>10,25</b>	<b>47%</b>
Tc=240s	<b>296,01</b>	<b>7,39</b>	<b>41%</b>

- Del cuadro anterior se puede destacar que la sobrepresión se reduce significativamente a partir de la operación con 60segundos. Considerando que la presión de diseño de flujo permanente es iguala 15%, en este escenario se recomienda un tiempo de cierre a partir de 180 segundos.
- Comparando los resultados de presión máxima y sobrepresión de los escenarios de cierre con la operación de una válvula o con el cierre simultáneo de las válvulas del proyecto, se puede observar que son muy parecidos, es decir el efecto del cierre es equiparable en los dos escenarios.
- Como escenario final se determinó analizar en caso de que existiera una rotura en la tubería de presión, como punto de roturo se escogió

un cambio de dirección donde se ubica la válvula de desagüe con un tiempo de 5s. El efecto de rotura en este punto no afecta las características de la conducción y se asemejan al tiempo de 180s recomendado para su funcionamiento.

- Del análisis de flujo no permanente de la tubería de presión de la Minicentral San Jerónimo, para cada uno de los eventos analizados se puede recomendar los siguientes tiempos de operación mínimos:

**Tabla 70**

**Tiempos de Operación Mínimos**

Evento	Cierre	Apertura
Válvula Izquierda	<b>180s</b>	<b>60s</b>
Dos Válvulas	<b>180s</b>	<b>60s</b>
VD	<b>180s</b>	<b>180s</b>

## 8.5 CASA DE MÁQUINAS

- La superestructura de la CDM tiene una dimensión en planta de 17 m de largo con 5 pórticos y 14 m de ancho y una altura libre aproximada de 6.5m, de los cuales existen canales de evacuación de aguas turbinadas.
- Se encuentra conformada principalmente por elementos resistentes de hormigón reforzado como columnas y elementos en acero como las vigas carrileras que soportan el puente grúa.
- Se utilizó Hormigón de 140 Kg/cm<sup>2</sup> para nivelación, Hormigón 210 Kg/cm<sup>2</sup> para anclaje de tubería y Hormigón de 300 Kg/cm<sup>2</sup> para cimentación, cadenas y columnas de la Casa de Máquinas.
- En todas las columnas se encuentran las ménsulas de sostenimiento de las vigas carrileras que servirán de apoyo del puente grúa.
- Las cadenas se consideran dos configuraciones según su solicitud, una cadena Tipo C1 de 0,30 x 0,30 m para la superestructura de la nave industrial, y una Tipo C2 de 0,20 x 0,30 m para el área menor de alojamiento de equipos menores y oficinas.

- Las columnas son elementos de 0.50x0.30 de sección transversal y esbelta de 6.5 m de altura, arriostrados mediante vigas al nivel de la viga carrilera que soporta el puente grúa.

## 8.6 RECOMENDACIONES

- Durante la construcción se recomienda hacer los ensayos respectivos para verificar las características del suelo, puesto que estos no son homogéneos, pudiendo variar sus características geomecánica, por lo que en la etapa de construcción el especialista encargado deberá corroborar la información adjunta o efectuar ajustes pertinentes. En el momento de apertura del talud se contará con información más exacta que la referida en esta investigación, por lo que el modelo deberá ser ajustado.
- Remarcar que va a ser conveniente la realización de ensayos de arrancamiento en bulones de prueba para confirmar los supuestos de resistencia por adherencia tomados en este informe.
- La construcción de las obras de captación deberán efectuarse durante el período julio-octubre, cuando los caudales son menores.
- Para tener un mejor análisis de las conducciones, es importante determinar la ubicación de: válvulas de aire, válvulas de desagüe, cambios de dirección, etc., con la ayuda de los perfiles topográficos, e incorporarlos en la modelación. Sin embargo, dichos puntos tienen mayor importancia para el estudio complementario del comportamiento de la tubería en el análisis de flujo no permanente.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

### Bibliografía

Indice de Calidad RMR (Clasificación del Macizo Rcoso) (1973).

*Google Earth*. (2014). Obtenido de <https://www.google.es/intl/es/earth>

Ackers, & White. (1973). Ecuaciones de Potencia del flujo de fondo.

Bishop. (1955).

Bowles. (1982).

Braja M, D. (Miercoles de Enero de 2010). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones* (Cuarta Edición ed.). (I. T. Editores, Ed., & J. d. Alonso, Trad.) California, USA.

Chow, V. (1994). *Hidrología Aplicada*. Colombia: McGraw-Hill.

CICCP. (1996). Norma Española de anclajes. España.

Construccion, C. E. (2011). (*NEC-11*). Quito: MIDUVI.

Construcción, C. E. (2011). Norma Ecuatoriana de la Construccion (NEC-11). Quito, Pichincha, Ecuador: MIDUVI.

Einstein. (1950). Consideraciones Probabilísticas.

ENERGÍA, E. V. (NOVIEMBRE de 1995). *MINIHIDRÁULICA EN EL PAÍS VASCO*. Obtenido de <http://www2.eve.es/docpubli/ERen-MPV.PDF>

(2006). MANUALES DE ENERGÍAS RENOVABLES. En I. p. Energía, *Minicentrales hidroeléctricas*. Madrid.

Engineers, U. C. (s.f.). Estados Unidos.

FAO. (1997). Food Agriculture Organization.

Fatorelli, S., & Fernandez, P. (2011). *Diseño Hidrológico* (Segunda ed.). Italia: Water Assessment and Advisory Global Network.

Flowite. (s.f.). *Tuberías PRFV*. Obtenido de [http://www.amitechspain.es/documentos/downloads/tuberia\\_prfv\\_amitech\\_spain.pdf](http://www.amitechspain.es/documentos/downloads/tuberia_prfv_amitech_spain.pdf)

Fujimoto, & Tanabashi. (1972-1974). Japon.

Gonzales de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2010). *Ingeniería Geológica*. (P. P. Hall, Ed.) España.

Graf. (1971). Ecuaciones para Cálculo de transporte de fondo.

HEC-HMS.

Hoek, & Brown. (1995). *Índice Geológico de resistencia (GSI)*.

Idelchik. (1960). *Handbook of Hydraulic Resistance*.

IGM. *Hidrología Tipo de Suelo Taxonomía*. Instituto Geográfico Militar.

INAHMI. (2000). *ANÁLISIS DEL IMPACTO DEL CAMBIO CLIMÁTICO EN LOS RECURSOS HÍDRICOS EN EL ECUADOR*. INAHMI, Quito.

INAMHI. (s.f.). Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología. Ecuador.

Krochin, S. (1980). *Diseño Hidráulico*.

L.SIMON, A. (1981). *Practical Hidraulics*.

Little, J., & Bruc. (1976). Última Resistencia en Rocas.

*Mapa Político del Ecuador*. (s.f.). Obtenido de <http://abacus.bates.edu>

Martinez Marin, E., & Batanero Akerna, P. (s.f.). *Diseño de Presas Pequeñas*. BELLISCO.

Meunier. (1989). Pendiente Longitudinal Crecidas de baja frecuencia.

Meyerhof. (1976).

Mizuyama. (1981). Ecuación de Mizuyama.

- NAVARRO, M. A. (2007).  
[http://eias.usalca.cl/Docs/pdf/Publicaciones/tesis\\_de\\_grado/aguilera\\_a.pdf](http://eias.usalca.cl/Docs/pdf/Publicaciones/tesis_de_grado/aguilera_a.pdf).
- NEC. (2015). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN*. Quito.
- Portillo. (2 de febrero de 2003). *Resistencia a Compresión Uniaxial*.
- Renovable, M. d. (2010). [www.energia.gob.ec/subsecretaria-de-energia-renovable-y-eficiencia-energetica/](http://www.energia.gob.ec/subsecretaria-de-energia-renovable-y-eficiencia-energetica/).
- Rocscience. (s.f.).
- SCS, U. (s.f.). Soil Conservation Service. Estados Unidos.
- Smart, & Jaeggi. (1983). *Tensión Crítica del Sedimento*.
- Sotelo. (1997). *Hidráulica General*.
- Sotelo. (1997).
- Sparrow. (2008). *Coeficientes para el Cálculo de desarenadores*.
- Terzaghi. (1943). *Capacidad de Carga Última*.
- TULAS. (2007). *Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria*. Quito, Quito.
- US Army. *Waterways Exper.*
- Villalta Esquiús, J., Ampudia Caballero, G., Beltrán Vidal, L., & Buigas Sans, C. (1972). *CENTRALES ELECTRICAS*. España: ENCICLOPEDIA CEAC DE ELECTRICIDAD.

# ANEXOS