

DISEÑO HIDRÁULICO PRESA “SAN PEDRITO”

Contenido

CAPÍTULO I PROPUESTA DE PROYECTO.....	19
1.1 PROBLEMÁTICA ACTUAL.....	19
1.2 IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.....	19
1.3 OBJETIVOS.....	20
1.3.1 OBJETIVO GENERAL.....	20
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	20
1.4 ALCANCE.....	20
1.5 JUSTIFICACIÓN.....	22
1.5.1 JUSTIFICACIÓN ACADÉMICA.....	23
1.5.2 JUSTIFICACIÓN TÉCNICA.....	23
1.5.3 JUSTIFICACIÓN SOCIAL.....	23
1.5.4 JUSTIFICACIÓN INSTITUCIONAL.....	23
1.6 MARCO LOGICO.....	24
CAPÍTULO II INFORMACION DE LA COMUNIDAD DE SAN PEDRO DE BUENA VISTA.....	28
2.1 UBICACIÓN.....	28
2.1.1 UBICACIÓN POLÍTICA.....	28
2.1.2 UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	29
2.1.3 ACCESOS.....	31
2.2 DIAGNÓSTICO SOCIOECONÓMICO.....	32
2.2.1 ASPECTOS DEMOGRÁFICOS.....	32
2.2.2 ASPECTOS ECONÓMICOS.....	35
2.2.3 ASPECTOS SOCIALES.....	38
2.3 DISPONIBILIDAD DE AGUA.....	47
2.3.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA.....	47
2.4 CALIDAD DEL AGUA.....	49
2.4.1 RELACIÓN DE ADSORCIÓN DE SODIO (RAS).....	49

2.4.2	DIAGNÓSTICO DE SUELOS SALINOS Y SÓDICOS	49
2.5	UTILIZACIÓN ACTUAL DE LOS SISTEMAS EXISTENTES.....	51
2.5.1	DESCRIPCIÓN DEL USO ACTUAL	51
2.6	CARACTERÍSTICAS DEL SUELO.....	52
2.6.1	VEGETACIÓN	52
2.6.2	HÁBITATS FRÁGILES	52
2.6.3	SUELOS.....	52
2.6.4	SUELOS DEL VALLE DE SAN PEDRO	53
2.6.5	SITUACIÓN AGRÍCOLA ACTUAL	54
CAPÍTULO III ASPECTOS GENERALES DE PRESAS.....		55
3.1	ASPECTOS GENERALES DEL ALMACENAMIENTO DE AGUA	55
3.1.1	CARACTERÍSTICAS DE LAS PRESAS.....	55
3.1.2	CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS	56
3.1.3	CRITERIOS TÉCNICOS PARA EL DISEÑO DE PRESAS	61
3.1.4	DISPONIBILIDAD DE MATERIAL PARA LA CONSTRUCCIÓN	65
3.1.5	VERTEDERO DE EXCEDENCIAS.....	66
3.1.6	OBRA DE TOMA.....	67
3.1.7	DESCARGA DE FONDO	69
3.1.8	FILTROS.....	70
3.1.9	DRENAJE DE PRESAS	73
3.1.10	INYECCIONES.....	77
3.1.11	AUSCULTACIÓN DE PRESAS	80
CAPÍTULO IV ESTUDIOS NECESARIOS PARA EL DISEÑO DE PRESAS		89
4.1	ESTUDIO TOPOGRAFICO	89
4.1.1	SISTEMA DE REFERENCIA	89
4.1.2	EQUIPO UTILIZADO	89
4.1.3	UBICACIÓN.....	89
4.1.4	TOPOGRAFÍA DEL EMBALSE SAN PEDRITO.....	90

4.1.5	DELIMITACIÓN SATELITAL DEL SITIO DEL PROYECTO	90
4.2	ESTUDIO HIDROLÓGICO	91
4.2.1	HIDROGRAFÍA Y FISIOGRAFÍA	91
4.2.2	COBERTURA VEGETAL	91
4.2.3	CLIMATOLOGÍA.....	92
4.2.4	PLUVIOMETRÍA	114
4.2.5	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	128
4.2.6	MODELO DE PRECIPITACIÓN – ESCORRENTÍA	131
4.2.7	ANÁLISIS DE CAUDALES	143
4.3	LAMINACION.....	162
4.3.1	INTRODUCCIÓN.....	162
4.3.2	METODOLOGÍA APLICADA	163
4.3.3	RESULTADOS OBTENIDOS	164
4.3.4	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	165
4.4	ESTUDIO SEDIMENTOLÓGICO	167
4.4.1	INTRODUCCIÓN.....	167
4.4.2	METODOLOGÍA APLICADA	171
4.4.3	RESULTADOS OBTENIDOS	176
4.4.4	CONCLUSIONES.....	182
4.5	ESTUDIO GEOLOGIA	187
4.5.1	INTRODUCCIÓN.....	187
4.5.2	SITUACIÓN GENERAL DE LA ZONA DEL PROYECTO	187
4.5.3	GEOMORFOLOGIA.....	187
4.5.4	GEOLOGÍA DE LA ZONA DEL PROYECTO.....	189
4.6	TOMOGRAFÍA DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA.....	202
4.6.1	UBICACIÓN DEL PERFIL.....	202
4.6.2	PRINCIPIOS TEÓRICOS DEL MÉTODO GEOFÍSICO....	203
4.6.3	METODOLOGÍA DE TRABAJO	204

4.6.4	REPRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS	207
4.6.5	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	212
4.6.6	DESCRIPCIÓN DE LOS RESULTADOS.....	212
4.7	OFERTA Y DEMANDA DE AGUA.....	212
4.7.1	OFERTA DE AGUA.....	212
4.7.2	DEMANDA DE AGUA	213
4.7.3	ANÁLISIS DEL BALANCE HÍDRICO	222
4.7.4	DETERMINACIÓN DEL ÁREA INCREMENTAL.....	223
CAPÍTULO V INGENIERÍA DEL PROYECTO.....		224
5.1	ESTUDIO DE ALTERNATIVAS.....	224
5.1.1	CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA UBICACIÓN DE LA PRESA.....	224
5.1.2	UBICACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS	225
5.1.3	ALTERNATIVA ESCOGIDA.....	227
5.2	DISEÑO DEL CUERPO DE LA PRESA.....	228
5.2.1	DETERMINACIÓN DE LA ALTURA ÚTIL DE LA PRESA 228	
5.2.2	DETERMINACIÓN DE LA ALTURA MÁXIMA DE LAS OLAS 235	
5.2.3	DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DE BORDE LIBRE 236	
5.2.4	DETERMINACIÓN DE LA ALTURA TOTAL DE LA PRESA 236	
5.2.5	DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE CORONAMIENTO 237	
5.2.6	ESTABILIDAD DE LA PRESA.....	237
5.3	DISEÑO DEL CANAL DE APROXIMACIÓN.....	265
5.3.1	DEFINICIÓN	265
5.3.2	EXIGENCIAS HIDRÁULICAS DEL CANAL DE APROXIMACIÓN	265
5.3.3	CARGA SOBRE EL VERTEDOR	265

5.3.4	PÉRDIDAS DE CARGA EN EL CANAL DE APROXIMACIÓN O ACCESO	267
5.3.5	RESULTADOS OBTENIDOS	268
5.4	DISEÑO DEL VERTEDERO DE EXCEDENCIAS	269
5.4.1	DEFINICIÓN Y TIPO DE SECCIONES VERTEDORAS MÁS USADAS	269
5.4.2	ECUACIÓN FUNDAMENTAL QUE CARACTERIZA LA DESCARGA SOBRE EL VERTEDOR.....	269
5.4.3	EFECTO DE PILAS Y ESTRIBOS	271
5.4.4	DISEÑO HIDRÁULICO DE VERTEDORES DE PERFIL PRÁCTICO SIN VACÍOS.....	275
5.4.5	RESULTADOS OBTENIDOS	283
5.5	DISEÑO DEL CANAL DE EXCEDENCIAS	283
5.5.1	METODOLOGÍA EMPLEADA PARA EL CÁLCULO DE LOS TIRANTES	283
5.5.2	ESTIMACIÓN DEL BORDE LIBRE DE LAS PAREDES.	287
5.5.3	RESULTADOS OBTENIDOS	288
5.6	DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA	288
5.6.1	GENERALIDADES	288
5.6.2	PÉRDIDAS DE CARGA A CONSIDERAR.....	288
5.6.3	PARÁMETROS PARA LA SELECCIÓN DEL DIÁMETRO	294
5.6.4	CURVA DE OPERACIÓN DE LA OBRA DE TOMA	295
5.6.5	METODOLOGÍA DE DISEÑO.....	296
5.6.6	RESULTADOS OBTENIDOS	297
5.7	DESVIO DEL RÍO Y DESCARGA DE FONDO.....	297
5.7.1	DESVÍO DEL RÍO	297
5.7.2	DESCARGA DE FONDO	300
CAPÍTULO VI PRESUPUESTO DEL PROYECTO		301
6.1	INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL PRESUPUESTO	301
6.1.1	ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	301

6.1.2	CANTERAS DE AGREGADOS	303
6.1.3	CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO	304
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	331
	BIBLIOGRAFÍA.....	332

INDICE DE CUADROS

CUADRO 1.1 MARCO LÓGICO.....	24
CUADRO 2. 1 PUNTOS COORDENADAS DE UBICACIÓN DE LA PRESA.	29
CUADRO 2. 2 VÍAS DE ACCESO AL ÁREA DEL PROYECTO.....	31
CUADRO 2. 3 POBLACIÓN SEGÚN SEXO, RANGO DE EDAD Y ESTADO CIVIL	32
CUADRO 2. 4 ESTRUCTURA OCUPACIONAL.....	33
CUADRO 2. 5 MIGRACIÓN TEMPORAL	33
CUADRO 2. 6 DISPONIBILIDAD DE TIERRA TOTAL E INDIVIDUAL.....	34
CUADRO 2. 7 ESTRUCTURA DE TENENCIA DE LA TIERRA.....	34
CUADRO 2. 8 PRINCIPALES CULTIVOS.....	35
CUADRO 2. 9 RENDIMIENTOS AGRÍCOLAS	35
CUADRO 2. 10 PRODUCCIÓN PARA EL MERCADO	36
CUADRO 2. 11 PRODUCCIÓN PECUARIA	36
CUADRO 2. 12 TENENCIA DE VACUNOS.....	37
CUADRO 2. 13 USO DE TECNOLOGÍAS.....	37
CUADRO 2. 14 USO DE SEMILLAS MEJORADAS	37
CUADRO 2. 15 ACTIVIDADES COMPLEMENTARIAS.....	38
CUADRO 2. 16 SAN PEDRO DE BUENA VISTA: DESARROLLO HUMANO, POBREZA Y DESIGUALDAD.....	38
CUADRO 2. 17 POBLACIÓN POR SITUACIÓN DE POBREZA.....	39
CUADRO 2. 18 POBLACIÓN CON NECESIDADES BÁSICAS INSATISFECHAS	39
CUADRO 2. 19 POBREZA SEGÚN ÁREA GEOGRÁFICA.....	39
CUADRO 2. 20 DISPONIBILIDAD DE SERVICIOS BÁSICOS EN LA VIVIENDA EN PORCENTAJE.....	40
CUADRO 2. 21 DISPONIBILIDAD DE SERVICIOS BÁSICOS EN LA VIVIENDA.....	40
CUADRO 2. 22 TASA DE ALFABETISMO Y NIVEL DE INSTRUCCIÓN, (%). 41	
CUADRO 2. 23 INDICADORES DE EDUCACIÓN POR MUNICIPIO.....	41
CUADRO 2. 24 COPARTICIPACIÓN TRIBUTARIA, 1998 - 2007	41
CUADRO 2. 25 POBLACIÓN EN EDAD DE TRABAJAR (10 O MÁS)	42
CUADRO 2. 26 POBLACIÓN OCUPADA POR ACTIVIDAD ECONÓMICA.....	43
CUADRO 2. 27 INDICADORES DE EMPLEO.....	43
CUADRO 2. 28 POBLACIÓN OCUPADA DE 10 AÑOS O MÁS, POR SITUACIÓN EN EL EMPLEO.....	44

CUADRO 2. 29 POBLACIÓN OCUPADA DE 10 AÑOS O MÁS POR GRUPO OCUPACIONAL	45
CUADRO 2. 30 ÍNDICES DE VULNERABILIDAD A LA INSEGURIDAD ALIMENTARIA.....	46
CUADRO 3. 1 RESULTADOS DE ANÁLISIS QUÍMICO DEL AGUA DE LA QUEBRADA SAN PEDRO	49
CUADRO 3. 2 CLASIFICACIÓN DE LAS PLANTAS EN BASE AL CONTENIDO DE BORO.....	50
CUADRO 4. 1 COORDENADAS EJE DE LA PRESA	90
CUADRO 4. 2 ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS Y PLUVIOMÉTRICAS	92
CUADRO 4. 3 LLUVIAS MEDIAS MENSUALES Y ANUALES	93
CUADRO 4. 4 ESTACIONES MÁS CERCANAS DENTRO DEL ÁREA DE ESTUDIO	94
CUADRO 4. 5 SERIES HISTÓRICAS DE LLUVIAS ANUALES	98
CUADRO 4. 6 GRAFICO DE SERIES DE PRECIPITACIÓN MEDIA ANUALES ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS.....	100
CUADRO 4. 7: TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES Y ANUALES.	101
CUADRO 4. 8: COEFICIENTES DE LA LEY DE VARIACIÓN DE LA TEMPERATURA MEDIA CON LA COTA	102
CUADRO 4. 9: COEFICIENTES K.....	104
CUADRO 4. 10 : EVAPOTRANSPIRACIONES POTENCIALES MEDIAS MENSUALES Y ANUALES (MM)	105
CUADRO 4. 11 DIAGRAMA OMBROTÉRMICO.....	107
CUADRO 4. 12: BALANCE HÍDRICO MEDIO MENSUAL (MM).....	108
CUADRO 4. 13: PARÁMETROS ESTADÍSTICOS DE LAS SERIES DE LLUVIAS ANUALES H.....	116
CUADRO 4. 14: PARÁMETROS DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL.....	117
CUADRO 4. 15:PUEBAS DE BONDAD-DE-AJUSTE PARA AEROPUERTO..	118
CUADRO 4. 16: RESUMEN DE ANÁLISIS DE CONSISTENCIA.....	121
CUADRO 4. 17: RESUMEN DE ANÁLISIS DE HOMOGENEIDAD.....	122
CUADRO 4. 18: IDENTIFICACIÓN DE LA ZONA PLUVIOMÉTRICA.	125
CUADRO 4. 19: FACTORES DE DESAGREGACIÓN.....	127
CUADRO 4. 20: FACTORES DE DESAGREGACIÓN UTILIZADOS ESTACIÓN AASANA TARIJA	127
CUADRO 4. 21: TIEMPO DE CONCENTRACIÓN CALCULADOS	130
CUADRO 4. 22 VELOCIDAD DE LA QUEBRADA SAN PEDRO	130

CUADRO 4. 23: CORDENADAS DEL HIDROGRAMA UNITARIO CURVILÍNEO SINTÉTICO	136
CUADRO 4. 24: CONDICIONES ANTECEDENTES DE HUMEDAD EMPLEADAS POR EL MÉTODO SCS.....	139
CUADRO 4. 25: NÚMEROS DE CURVA DE ESCORRENTÍA PARA USOS DE SUELO AGRÍCOLA URBANO CONDICIONES DE ANTECEDENTES DE HUMEDAD $IA=0.2*S$ CONDICIONES DE HUMEDAD AMC (II)	140
CUADRO 4. 26: GRUPO DE SUELO Y NÚMEROS DE CURVA DE UNIDADES DE TERRENO.....	143
CUADRO 4. 27: PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS SUB CUENCA SAN PEDRITO	145
CUADRO 4. 28: DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD APLICADAS A LA SERIE.....	145
CUADRO 4. 29: RELACIONES PRECIPITACIÓN- DURACIÓN-FRECUENCIA.	146
CUADRO 4. 30: HIETOGRAMA PARA 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000 AÑOS SAN PEDRITO	148
CUADRO 4. 31: RESUMEN DE CAUDALES MAXIMOS 5, 10, 15, 20, 50, 500, 1000 AÑOS	149
CUADRO 4. 32: FACTORES MENSUALES DE DISTRIBUCIÓN.	150
CUADRO 4. 33: CUADRO PRECIPITACIONES MEDIAS DE ÁREAS DE APORTE.....	151
CUADRO 4. 34 NÚMEROS DE CURVAS DE LA CUENCA	151
CUADRO 4. 35: CUADRO CAUDALES MEDIOS MENSUALES SAN PEDRITO.	151
CUADRO 4. 36: CUADRO CAUDALES MEDIOS MEDIDOS ESTACIÓN SELLA QUEBRADAS.	152
CUADRO 4. 37: CUADRO CORRELACIONES CAUDALES.....	152
CUADRO 4. 38: RESUMEN DE CAUDALES MÁXIMOS.....	152
CUADRO 4. 39: ESTACIONES HIDROMÉTRICAS	153
CUADRO 4. 40 CAUDALES ESPECÍFICOS MEDIOS ANUALES VS PRECIPITACIÓN MEDIA	154
CUADRO 4. 41: CAUDALES MEDIOS MENSUALES CUENCAS DE REFERENCIAS.....	154
CUADRO 4. 42 ESTACIÓN DE AFORO SELLA QUEBRADAS	155
CUADRO 4. 43: COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES MENSUALES	158
CUADRO 4. 44: TABLA DE CAUDALES MEDIOS CUENCA DE ESTUDIO..	159
CUADRO 4. 45 PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA SEGÚN WEIBULL	160

CUADRO 4. 46 VALORES DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL.....	161
CUADRO 4. 47 CAUDALES MEDIOS QUEBRADA SAN PEDRITO	162
CUADRO 4. 48 RESUMEN CAUDALES LAMINADOS.....	165
CUADRO 4. 49 RESUMEN DE TIRANTES CALCULADOS.....	166
CUADRO 4. 50: FACTOR DE ORDENACIÓN DE LOS CULTIVOS	173
CUADRO 4. 51: VALORES DE LOS COEFICIENTES DE LA ECUACIÓN DE DJOROVIC.....	174
CUADRO 4. 52: FACTOR K PARA LA CUENCA SAN PEDRITO.	177
CUADRO 4. 53: FACTOR C PARA LA CUENCA DE SAN PEDRITO.....	177
CUADRO 4. 54: FACTORES DE LA ECUACIÓN DE LAWRENCE PARA LA CUENCA SAN PEDRITO.....	182
CUADRO 4. 55: FACTORES ECUACIÓN DJOROVIC PARA LA CUENCA SAN PEDRITO.	182
CUADRO 4. 56 CUADRO RESUMEN DE LA PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS ESPECÍFICOS CUENCA SAN PEDRITO.	183
CUADRO 4. 57: RESUMEN GENERAL DE PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS MÉTODOS RECOMENDADOS.	183
CUADRO 4. 58: CUADRO RESUMEN DEL MÉTODO DE LAWRENCE PARA DEFINIR VOLÚMENES Y ALTURAS DE SEDIMENTOS.....	183
CUADRO 4. 59:CUADRO RESUMEN DEL MÉTODO DE DJOROVIC PARA DEFINIR VOLÚMENES Y ALTURAS DE SEDIMENTOS.....	184
CUADRO 4. 60: CUADRO RESUMEN DEL MÉTODO RUSLE PARA DEFINIR VOLÚMENES Y ALTURAS DE SEDIMENTOS.....	184
CUADRO 4. 61 CUADRO RESUMEN DE LOS VOLÚMENES DE SEDIMENTOS CALCULADOS.....	185
CUADRO 4. 62 RESULTADOS CALCULADOS DE EROSIÓN ESPECÍFICA ²	186
CUADRO 4. 63 PROCESOS GEOMORFOLÓGICOS.....	189
CUADRO 4. 64 COORDENADAS UTM WGS 84.....	202
CUADRO 4. 65 OFERTA DE RIEGO.....	213
CUADRO 4. 66 CÉDULA DE CULTIVOS.....	214
CUADRO 4. 67 CALENDARIO DE CULTIVOS	215
CUADRO 4. 68 CÁLCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL (MM/DÍA) (MÉTODO PENMAN MONTEITH).....	216
CUADRO 4. 69 PERÍODO VEGETATIVO Y COEFICIENTE DE CULTIVO....	216
CUADRO 4. 70 EVAPOTRANSPIRACIÓN REAL POR MES (MM/MES).....	217
CUADRO 4. 71 PRECIPITACIÓN EFECTIVA.....	218
CUADRO 4. 72 DEMANDA NETA O REQUERIMIENTO NETO (DN EN MM)	219
CUADRO 4. 73 DEMANDA NETA TOTAL Y UNITARIA (L/S) Y (L/S/HA) ...	219

CUADRO 4. 74 DEMANDA BRUTA DE RIEGO (DB) (MM). DEMANDA TOTAL DE RIEGO (DT) (L/S)	222
CUADRO 4. 75 CAUDAL UNITARIO CONTINUO (Q) (L/S/HA).....	222
CUADRO 5. 1 TIPO DE SUELO EMBALSE SAN PEDRITO.....	228
CUADRO 5. 2 COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD SEGÚN DARCY.....	229
CUADRO 5. 3 VALORES DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (K) EN CM/SEG	229
CUADRO 5. 4 COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD PONDERADO PARA EL VASO DE ALMACENAMIENTO.....	229
CUADRO 5. 5 DATOS CLIMATOLÓGICOS ESTACIÓN “SELLA QUEBRADAS”	235
CUADRO 5. 6 FACTORES DE SEGURIDAD PARA LA PRESA SAN PEDRITO	262
CUADRO 5. 7 FACTORES DE SEGURIDAD PARA LA PRESA SAN PEDRITO	262
CUADRO 5. 8 SIN SISMO	263
CUADRO 5. 9 CON SISMO	263
CUADRO 5. 10 CARACTERÍSTICAS DEL CANAL DE APROXIMACIÓN.....	266
CUADRO 5. 11 DIMENSIONES DE CANAL DE APROXIMACIÓN	268
CUADRO 5. 12 VALORES DE KE Y KP	274
CUADRO 5. 13 DIMENSIONES DEL VERTEDERO DE EXCEDENCIAS	283
CUADRO 5. 14 TABLA DE VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD N	284
CUADRO 5. 15 SECCIONES TÍPICAS DE CANALES	285
CUADRO 5. 16 TABLA DE TALUDES	285
CUADRO 5. 17 TABLA DE PENDIENTES LATERALES	286
CUADRO 5. 18 MÁXIMA VELOCIDAD PERMITIDA EN CANALES NO RECUBIERTOS DE VEGETACIÓN	286
CUADRO 5. 19 VELOCIDADES MÁXIMAS EN HORMIGÓN EN FUNCIÓN DE SU RESISTENCIA.	287
CUADRO 5. 20 DIMENSIONES DEL CANAL DE EXCEDENCIAS	288
CUADRO 5. 21 COEFICIENTE DE PÉRDIDAS EN LOS CONTROLES.....	291
CUADRO 5. 22 COEFICIENTE DE PÉRDIDAS EN EXPANSIONES.	292
CUADRO 5. 23 COEFICIENTE B QUE TOMA EN CUENTA LA FORMA DE LAS BARRAS.	294
CUADRO 5. 24 DIMENSIONES OBRA DE TOMA	297
CUADRO 5. 25 DIMENSIONES DESCARGA DE FONDO	300

CUADRO 6. 1 PORCENTAJE DE GASTOS GENERALES..... 302

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 2. 1 UBICACIÓN POLÍTICA DE LA ZONA DEL PROYECTO	28
FIGURA 2. 2 IMAGEN SATELITAL DE LA UBICACIÓN DE LA PRESA.....	29
FIGURA 2. 3 IMAGEN SATELITAL DE LA UBICACIÓN DE LA PRESA.....	30
FIGURA 3. 1 RELLENOS DE TIERRA Y ENROCADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS	57
FIGURA 3. 2 PRINCIPALES VARIANTES DE PRESAS DE RELLENO DE TIERRA Y RELLENO DE TIERRA-ENROCADO	58
FIGURA 3. 3 PRINCIPALES VARIANTES DE PRESAS DE ENROCADO.....	59
FIGURA 3. 4 PRINCIPALES VARIANTES DE PRESAS DE CONCRETO	61
FIGURA 3. 5 ENVOLVENTES DE GRANULOMETRÍA O LÍMITES DEL MATERIAL DEL FILTRO	72
FIGURA 3. 6 ESPESORES MÍNIMOS DE FILTROS EN PRESAS	73
FIGURA 3. 7 TALÓN DE ENROCAMIENTO	74
FIGURA 3. 8 ESPESORES DEL DREN Y LOS FILTROS EN DREN HORIZONTAL.....	75
FIGURA 3. 9 DRENES TIPO CHIMENEA: VERTICAL, MODERADAMENTE INCLINADO E INCLINADO.....	76
FIGURA 3. 10 ESPESORES DEL DREN Y LOS FILTROS EN UN DREN VERTICAL.....	76
FIGURA 3. 11 CONSTRUCCIÓN DEL DREN Y LOS FILTROS CON RELACIÓN A LOS LADOS FINOS.....	77
FIGURA 3. 12 CURVAS GRANULOMÉTRICAS CORRESPONDIENTES A LOS LÍMITES DE PENETRABILIDAD CON SUSPENSIONES Y SOLUCIONES COLOIDALES	79
FIGURA 3. 13 ESTACIONES BASE DE COLIMACIÓN Y DETALLE DE LA CAJA DE BRONCE SUPERIOR.....	82
FIGURA 3. 14 MIRAS FIJAS DE COLIMACIÓN.....	83
FIGURA 3. 15 REGLA LIMNIMÉTRICA INSTALADA EN EL RÍO YESERA ...	84
FIGURA 3. 16 MEDICIÓN DE FILTRACIONES: VERTEDERO TRIANGULAR EN CANAL RECOLECTOR	85
FIGURA 3. 17 MEDICIÓN DE FILTRACIONES: POZOS PIEZOMÉTRICOS. ..	86
FIGURA 3. 18 ESTACIÓN CLIMÁTICA RÍO YESERA	87
FIGURA 3. 19 MEDICIÓN DE DEFORMACIONES EN LA PANTALLA IMPERMEABLE DE AGUAS ARRIBA.	88

FIGURA 4. 1	ÁREA APROXIMADA DEL VASO DE ALMACENAMIENTO	90
FIGURA 4. 2	TRAZA DE DENSIDAD PARA AEROPUERTO	119
FIGURA 4. 3	HISTOGRAMA PARA AEROPUERTO	120
FIGURA 4. 4	SUPERPOSICIÓN DE HIDROGRAMAS	133
FIGURA 4. 5	GRÁFICO INDICATIVO HIDROGRAMA UNITARIO.....	135
FIGURA 4. 6	VARIABLES EN EL MÉTODO DE ABSTRACCIONES DEL S.C.S.	138
FIGURA 4. 7	RELACIÓN EN P Y PE PARA VARIAS CUENCAS ANALIZADAS	138
FIGURA 4. 8	CURVAS PRECIPITACIÓN- DURACIÓN - FRECUENCIA SAN PEDRITO	147
FIGURA 4. 9	EMBALSE CARACTERÍSTICO	164
FIGURA 4. 10	RESUMEN DE TIRANTES CALCULADOS PARA 500 AÑOS .	165
FIGURA 4. 11	RESUMEN DE TIRANTES CALCULADOS PARA 1000 AÑOS	166
FIGURA 4. 12	PATRÓN DE DEPOSICIÓN TÍPICO DE LOS SEDIMENTOS AL INTERIOR Y VECINDADES DE UN EMBALSE Y PROBLEMAS ASOCIADOS.....	167
FIGURA 4. 13	CURVAS DE EFICIENCIA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS SEGÚN BRUNE.....	169
FIGURA 4. 14	CURVAS DE EFICIENCIA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS SEGÚN BRUNE.....	170
FIGURA 4. 15	ESTRATIGRAFÍA DE LA ZONA DEL PROYECTO.....	195
FIGURA 4. 16	EJE DE PRESA SOBRE RÍO SAN PEDRO.....	197
FIGURA 4. 17	PLANOS DE ESTRATIFICACIÓN “PARALELOS” A LA DIRECCIÓN DEL RÍO.....	198
FIGURA 4. 18	ESTRIBO DERECHO TALUD MÁS ESTABLE	198
FIGURA 4. 19	PLANOS DE ESTRATIFICACIÓN PARALELOS A LA CORRIENTE DE AGUA- AFLORAMIENTOS DE ARENISCAS FRACTURADAS EN 3 DIRECCIONES.....	199
FIGURA 4. 20	VASO DE ALMACENAMIENTO, CON MATERIAL ALUVIAL Y TERRAZAS ALUVIALES	200
FIGURA 4. 21	IMAGEN SATELITAL DE LA UBICACIÓN DEL PERFIL.....	203
FIGURA 4. 22	ESQUEMA DEL DISPOSITIVO WENNER-SCHLUMBERGER	205
FIGURA 4. 23	PERFIL DE MODELO DE RESISTIVIDAD CALCULADO CON TOPOGRAFÍA	208
FIGURA 4. 24	PERFIL CON ZONAS DE INFILTRACIÓN DE AGUA CON POSIBLE ALTERACIÓN DE LA ROCA.....	209
FIGURA 4. 25	SECCIÓN GEOLÓGICA INTERPRETADA	210

FIGURA 4. 26 PERFIL CON MODELO DE RESISTIVIDAD CALCULADO CON RESISTIVIDADES VERDADERAS.....	211
FIGURA 5. 1 ALTERNATIVAS DE CIERRE	226
FIGURA 5. 2 SECCIÓN TÍPICA CFRD COOKE, 1995.....	238
FIGURA 5. 3 EFECTO DE LA COMPACTACIÓN EN RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.....	241
FIGURA 5. 4 EFECTO DE LA COMPACTACIÓN EN MATERIALES GRANULARES.....	242
FIGURA 5. 5 ÁNGULO DE FRICCIÓN PARA EL ENROCADO	242
FIGURA 5. 6 PARÁMETRO GEO MECÁNICOS ADOPTADOS	243
FIGURA 5. 7 SECCIÓN ADOPTADA.....	244
FIGURA 5. 8 PRESA TERMINADA – AGUAS ARRIBA (SIN SISMO)	245
FIGURA 5. 9 PRESA TERMINADA – AGUAS ABAJO (SIN SISMO)	246
FIGURA 5. 10 PRESA LLENA – AGUAS ARRIBA (SIN SISMO).....	247
FIGURA 5. 11 PRESA LLENA – AGUAS ABAJO (SIN SISMO).....	248
FIGURA 5. 12 PRESA TERMINADA – AGUAS ARRIBA (CON SISMO)	249
FIGURA 5. 13 PRESA TERMINADA – AGUAS ABAJO (CON SISMO)	250
FIGURA 5. 14 PRESA LLENA – AGUAS ARRIBA (CON SISMO).....	251
FIGURA 5. 15 PRESA LLENA – AGUAS ABAJO (CON SISMO).....	252
FIGURA 5. 16 SECCIÓN ADOPTADA.....	253
FIGURA 5. 17 PRESA TERMINADA – AGUAS ARRIBA (SIN SISMO)	254
FIGURA 5. 18 PRESA TERMINADA – AGUAS ABAJO (SIN SISMO)	255
FIGURA 5. 19 PRESA LLENA – AGUAS ARRIBA (SIN SISMO).....	256
FIGURA 5. 20 PRESA LLENA – AGUAS ABAJO (SIN SISMO).....	257
FIGURA 5. 21 PRESA TERMINADA – AGUAS ARRIBA (CON SISMO)	258
FIGURA 5. 22 PRESA TERMINADA – AGUAS ABAJO (CON SISMO)	259
FIGURA 5. 23 PRESA LLENA – AGUAS ARRIBA (CON SISMO).....	260
FIGURA 5. 24 PRESA LLENA – AGUAS ABAJO (CON SISMO).....	261
FIGURA 5. 25 CONTRACCIONES DE PILAS Y ESTRIBOS	272
FIGURA 5. 26 OBTENCIÓN DE PERFIL PRACTICO SIN VACÍOS.....	275
FIGURA 5. 27 VALORES DE M_0	276
FIGURA 5. 28 VALORES DE Σ_1	277
FIGURA 5. 29 VALORES DE Σ_2	277
FIGURA 5. 30 VALORES DE Σ_3	278
FIGURA 5. 31 VALORES DE Σ_4	278
FIGURA 5. 32 FIGURA PARA TRAZO DE UN PERFIL WEST AGUAS ARRIBA	280
FIGURA 5. 33 PÉRDIDAS DE CARGA	289

FIGURA 5. 34 ALTURA DEL TIRANTE DE AGUA PARA UN CAUDAL CON PERÍODO DE RETORNO 5 AÑOS	298
FIGURA 5. 35 DETERMINACIÓN DEL TIRANTE EN EL CANAL DE DESVÍO	299

INDICE DE MAPAS

MAPA 4. 1 MAPA DE LA CUENCA	95
MAPA 4. 2 ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS	96
MAPA 4. 3 MAPA DE ISOYETAS.....	97
MAPA 4. 4 MAPA CLIMÁTICO REGIONAL	113
MAPA 4. 5 ZONIFICACIÓN PLUVIOMÉTRICA DEL DEPARTAMENTO DE TARIJA	124
MAPA 4. 6 UNIDADES DE VEGETACIÓN CUENCA SAN PEDRITO	141
MAPA 4. 7 CLASIFICACIÓN RASTER NÚMERO DE CURVA CUENCA SAN PEDRITO.	142
MAPA 4. 8 <i>ÁREA DE ESTUDIO Y UBICACIÓN DE LAS OBRAS Y LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA</i>	157
MAPA 4. 9 PRECIPITACION MEDIA MENSUAL CUENCA SAN PEDRITO..	178
MAPA 4. 10 FACTOR DE EROSIVIDAD (R) DE LAS LLUVIAS CUENCA SAN PEDRITO	179
MAPA 4. 11 PERDIDA DE SUELO ANUAL CUENCA SAN PEDRITO	180
MAPA 4. 12 RIESGO DE EROSIÓN CUENCA SAN PEDRITO	181

CAPÍTULO I

PROPUESTA DE PROYECTO

1.1 PROBLEMÁTICA ACTUAL

El actual lugar planificado para el emplazamiento de la Presa presentó varios inconvenientes de tipo social, económico y técnico.

En lo social existen comunarios que perderían por completo sus extensiones agrarias, zonas de pastoreo y los mismos, en un principio, hicieron conocer su negación a ceder las extensiones para la construcción de la Presa, luego de una socialización del proyecto se llegó a un acuerdo, y los afectados aceptaron la construcción de la Presa.

Por la topografía de la zona de emplazamiento, se deberá construir una Presa de aproximadamente 25 metros de alto para poder almacenar el volumen esperado de agua, para poder satisfacer la demanda requerida.

Todos los aspectos mencionados anteriormente afectan directamente a la economía del proyecto y la viabilidad del proyecto que se puede ver comprometida, por eso es importante ver todas las posibles soluciones a todas las cuestiones que se presentan en el diseño de una presa.

1.2 IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

La única fuente actual de agua para riego es la Quebrada San Pedrito, que presenta caudales importantes durante la época de verano; sin embargo, los mismos disminuyen drásticamente en el período de estiaje.

La eficiencia del sistema de riego es baja, por la conducción en los canales de tierra compactada y por aplicar el agua con métodos de riego por inundación y/o surcos en parcela.

En las épocas más críticas (septiembre a noviembre y marzo a mayo), no se cuenta con un caudal apropiado para cubrir el requerimiento de los cultivos.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo fundamental del proyecto, es de mejorar la calidad de vida y la economía de los pobladores del municipio de San Pedro de Buena Vista.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Garantizar un suministro de agua de riego, apta para cultivo mediante una regulación de una Presa.

- ✓ Distribuir el agua de riego, de tal manera que se elimine la falta de agua en la época de estiaje.

- ✓ Suministrar el agua riego, en forma equitativa y permanente sin crear molestias ni disconformidad.

- ✓ Incrementar el rendimiento y la calidad de los cultivos.

- ✓ Mediante el suministro de agua aportar condiciones de desarrollo, de manera de reducir la migración de los pobladores de la zona.

1.4 ALCANCE

El presente proyecto de grado contemplará:

La obtención y recopilación de toda la información necesaria por parte del proponente, el diseño hidráulico de la Presa, desde el cuerpo de la Presa, vertedero de excedencias, cuenco disipador, descargador de fondo, obra de toma y una planificación de obra que nos proporcione el costo y tiempo necesarios para invertir en la materialización de este proyecto.

Recopilación de toda la información necesaria.- Este será el primer paso antes de entrar al diseño hidráulico, buscar una buena información que garantice buenos resultados, para ello se plantea:

Calendario de Cultivos.- Nos permitirá conocer las demandas hídricas de los mismos, lo que nos ayudara en el diseño y dimensionamiento de la Presa.

Un levantamiento topográfico.- Es necesario para el diseño hidráulico, buscando el mejor lugar en consenso de la Comunidad de manera que no se tenga ningún problema para su posterior construcción.

Análisis de la cantidad de agua.- Para asegurar un suministro constante se contrastará el caudal de diseño requerido por los cultivos con el caudal mínimo de la fuente de captación; de esta manera, asegurando su funcionalidad en épocas de estiaje.

Análisis de la calidad del agua.- Se tomará una muestra de la fuente de captación y se la llevará a un Laboratorio especializado. El mismo nos proporcionará datos confiables acerca de la calidad del agua y si requiere de algún tratamiento para su consumo.

El diseño hidráulico.- En base a toda la información, se procederá al dimensionamiento de las estructuras comprometidas al sistema:

Cuerpo de la Presa, en función de la alternativa más conveniente.

La obra de toma.

Vertedero de excedencias.

Descargador de fondo.

Cuenca disipador.

La planificación de obra.- Una vez concluida la etapa de diseño hidráulico, se procederá a la planificación de obra, la misma que comprenderá:

Un presupuesto de obra.- El mismo nos permitirá saber el costo que se requiere para la construcción de la Presa, mostrando en detalle de precios unitarios, cálculos métricos, como un resumen de materiales necesarios.

Un cronograma de actividades.- Nos mostrara el tiempo necesario para la culminación de la obra como la ruta crítica de actividades.

Documentación final.- todo el trabajo será debidamente documentado y representado gráficamente por planos del diseño hidráulico como:

Plano de afectados.

Plano geológico.

Planimetría de la Presa.

Plano de las secciones del cuerpo de la Presa.

Plano de detalles de obra de toma.

Plano de detalles de aliviadero.

Plano de detalles de descargador de fondo.

Plano de galería de desvío.

Especificaciones Técnicas.- el trabajo también incluirá las especificaciones técnicas necesarias para la materialización del mismo.

1.5 JUSTIFICACIÓN

Con la implementación del proyecto, se pretende incrementar la oferta de agua, mediante la construcción de la obra principal de almacenamiento “Presa San Pedrito”, revestimiento de canales para reducir las pérdidas por conducción y la construcción de obras de arte complementarias. Asimismo, el proyecto plantea

incrementar las áreas de riego permanente diversificando la producción agrícola y favoreciendo a las familias.

1.5.1 JUSTIFICACIÓN ACADÉMICA

Aplicar los conocimientos adquiridos en el diseño de Presa, de manera de interactuar el campo teórico con la aplicación práctica que conlleva “El diseño hidráulico de la Presa San Pedrito”. Razones que argumentan el deseo de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al objeto del perfil.

1.5.2 JUSTIFICACIÓN TÉCNICA

Realizar el “diseño hidráulico de la Presa San Pedrito”, determinando la ubicación de los componentes del sistema; como el cálculo correspondiente a su diseño de los mismos, buscando que el diseño sea económico y técnicamente aceptable.

1.5.3 JUSTIFICACIÓN SOCIAL

La disponibilidad del agua de riego en cantidades suficientes conlleva a un buen desarrollo agropecuario. Es en este sentido que “El diseño hidráulico de la Presa San Pedrito”, servirá a la Comunidad de San Pedro de Buena Vista como una propuesta técnica para buscar financiamiento.

1.5.4 JUSTIFICACIÓN INSTITUCIONAL

La Universidad Autónoma “Juan Misael Saracho”, siendo fiel a su visión de ser “Una institución pública y Autónoma reconocida por su Contribución al Desarrollo sostenible del país que interactúa con sectores socio-productivos e instituciones educativas de la región y el exterior, despliega una elevada calidad académica en la formación competente e integral de la persona para su inserción exitosa a la actividad productiva y al mercado profesional.”

Mediante la materia CIV - 501 “PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL I” Y CIV – 502 “PROYECTO DE GRADO DE INGENIERIA CIVIL II”, procura integrar exitosamente al mercado integral a los futuros profesionales.

1.6 MARCO LOGICO

La definición del objetivo general y de los objetivos específicos que se pretende alcanzar con la construcción de la Presa San Pedrito a lo largo de su vida útil, donde se muestran los objetivos, indicadores verificables con y sin proyecto, fuentes de verificación y supuestos importantes del marco lógico para el presente proyecto.

CUADRO 1.1 MARCO LÓGICO.

OBJETIVOS	INDICADORES Sin Proyecto	VERIFICABLES Con Proyecto	FUENTES DE VERIFICACION	SUPUESTOS IMPORTANTES
<p>Objetivo Superior:</p> <p>Coadyuvar en el mejoramiento de las condiciones de vida de las familias campesinas a través de la implementación de infraestructura de riego que permita una mayor oferta de agua</p>	<p>Existen 137 personas campesinas de escasos recursos que tienen limitaciones para mejorar su nivel de vida por el escaso aprovechamiento del agua para riego.</p> <p>Sus ingresos netos anuales fruto de la actividad agrícola es baja.</p>	<p>137 personas disponen de agua para riego suficientes para la producción agrícola, los cuales han aumentado su producción y cuentan con un ingreso neto anual de 45.646 Bs./fam.</p>	<p>Encuestas a los beneficiarios.</p> <p>Informes de evaluaciones expost implementación del proyecto.</p> <p>Encuesta periódicas de producción.</p> <p>Informes anuales de la Entidad Promotora</p>	<p>Los precios en los mercados y los costos de los insumos se mantienen estables.</p> <p>Los cambios climáticos son normales.</p> <p>El transporte de los productos al mercado es continuo y sus costos permanecen estables</p>

<p>Objetivos Directos:</p>	<p>La Comunidad del proyecto no cuenta con un suministro de agua en época de estiaje.</p>	<p>La Comunidad del proyecto cuenta con un suministro de agua en época de estiaje.</p>	<p>Medición del caudal a la salida de la obra de toma.</p>	<p>El régimen de lluvias no sufre variaciones importantes.</p>
<p>Mejorar las condiciones de almacenamiento, captación, conducción y distribución de agua del sistema de riego, incrementando de esta forma: La eficiencia del sistema, la producción y la productividad.</p>			<p>Informes de la evaluación periódica de la Entidad Promotora.</p>	<p>El mantenimiento y operación se lo efectúa adecuadamente.</p>
<p>Metas:</p>			<p>Monitoreo de riego parcelario.</p>	<p>El interés de los beneficiarios en el proyecto de riego es permanente.</p>
<p>Elevar el nivel de ingresos de los pobladores de la Comunidad que se beneficia con el proyecto mediante la construcción de infraestructura de almacenamiento.</p>			<p>Informes periódicos realizados por Supervisión.</p>	<p>El sistema de riego se ha construido satisfactoriamente. El sistema de riego se implementa y opera de acuerdo al diseño.</p>

<p>Actividades:</p> <p>Construcción de obras.</p>	<p>Los recursos hídricos de la zona no están siendo utilizados adecuadamente por falta de infraestructura de almacenamiento.</p>	<p>Con el proyecto será construido: la Presa de San Pedrito, una obra de toma, descargafor de fondo, vertedero de excedencias, galería, ataguaia.</p> <p>Se cuenta con los recursos necesarios para la implementación de la infraestructura de riego</p>	<p>Presencia física de las obras construidas.</p>	<p>Los beneficiarios aportan con mano de obra no calificada en forma regular y cumplen los acuerdos.</p> <p>La empresa contratista cumple a cabalidad con lo esperado.</p> <p>Se han desembolsado los recursos económicos de acuerdo al presupuesto y planificación del proyecto.</p>
--	--	--	---	---

	No se cuentan con los recursos necesarios para la implementación de infraestructura de riego.			
--	---	--	--	--

ELABORACIÓN: Propia.

CAPÍTULO II

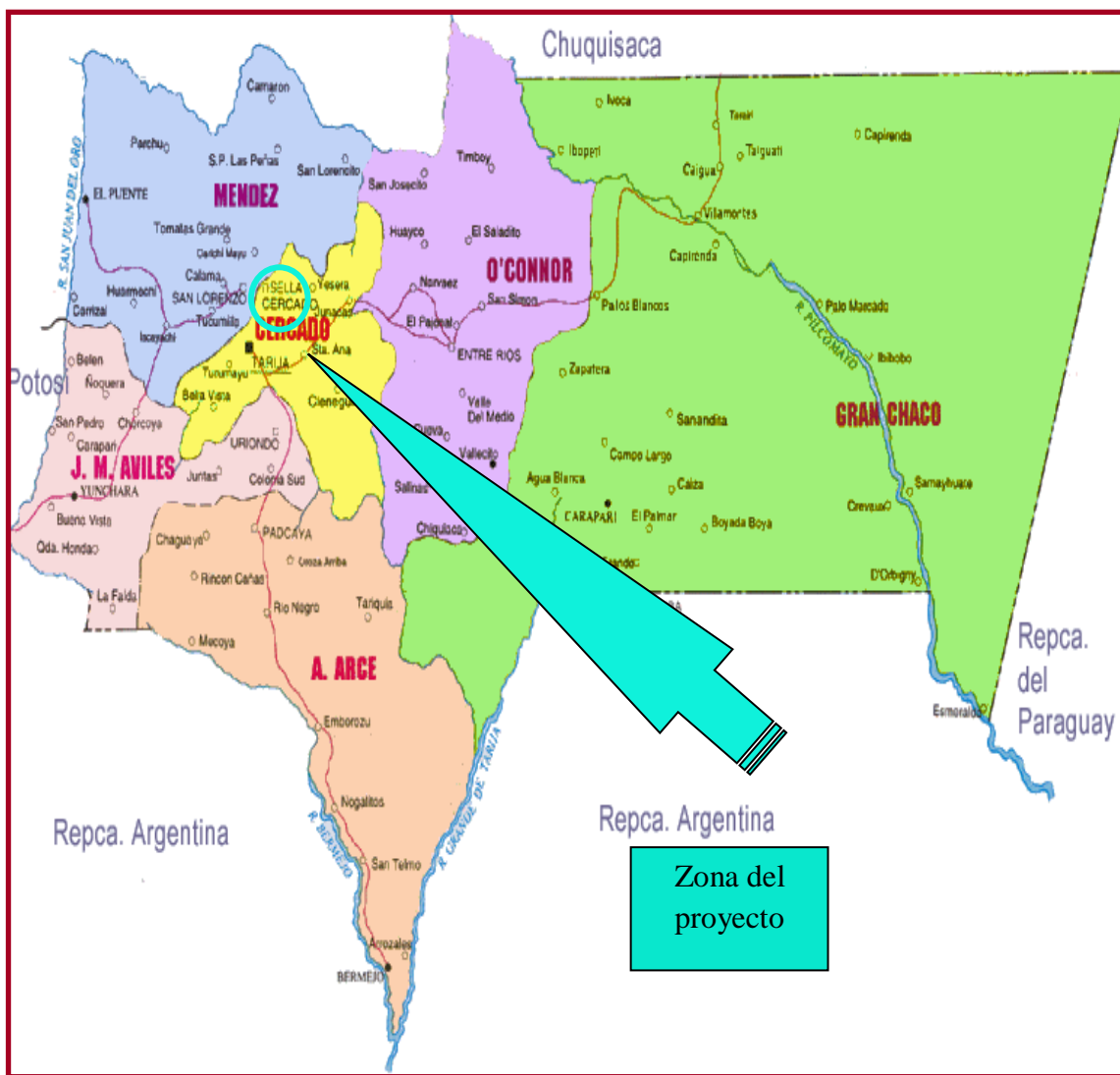
INFORMACION DE LA COMUNIDAD DE SAN PEDRO DE BUENA VISTA

2.1 UBICACIÓN

2.1.1 UBICACIÓN POLÍTICA

El área del proyecto está ubicada en el Departamento de Tarija, Provincia Cercado, en el Municipio de Tarija, en la Comunidad de San Pedro de Buena Vista.

FIGURA 2. 1 UBICACIÓN POLÍTICA DE LA ZONA DEL PROYECTO



2.1.2 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

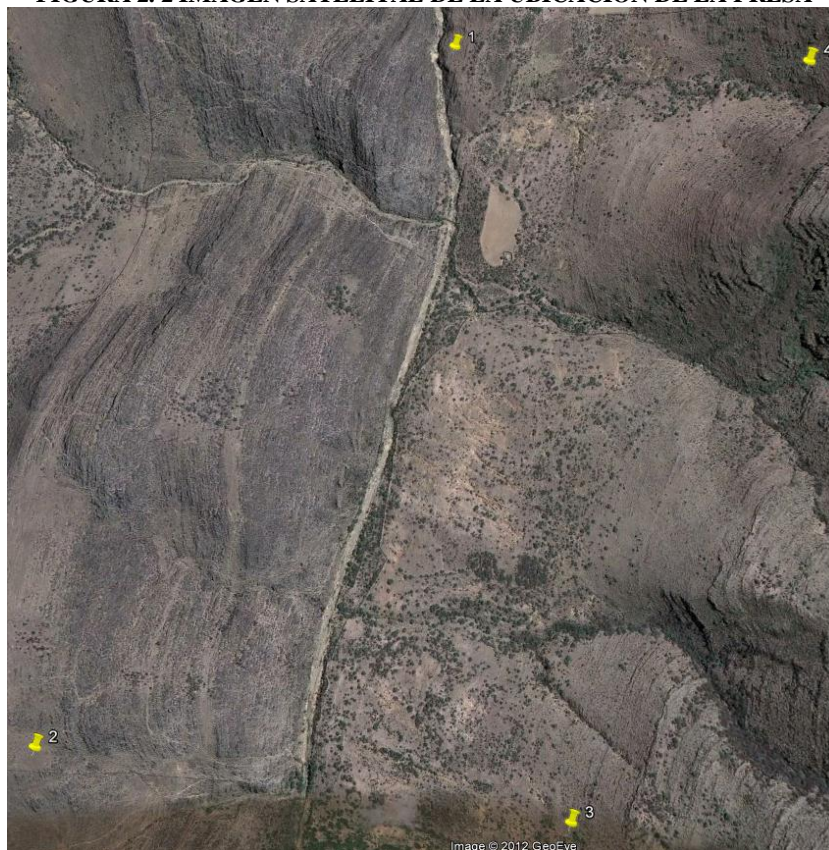
La zona donde se ubicará la Presa San Pedrito, se encuentra entre las siguientes coordenadas

CUADRO 2. 1 PUNTOS COORDENADAS DE UBICACIÓN DE LA PRESA.

Nº punto	Latitud sur	Longitud oeste	Altura aproximada
1	21°25'54.97"	64°38'33.21"	2440 m
2	21°26'27.03"	64°38'42.22"	2454 m
3	21°26'30.33"	64°38'17.22"	2454 m
4	21°25'57.88"	64°38'06.81"	2465 m

ELABORACIÓN: Propia

FIGURA 2. 2 IMAGEN SATELITAL DE LA UBICACIÓN DE LA PRESA



A continuación, mostraremos un mapa con la ubicación de dicha Presa.

FIGURA 2. 3 IMAGEN SATELITAL DE LA UBICACIÓN DE LA PRESA



La primera imagen nos muestra la ubicación de la Presa, además de mostrar la delimitación de la Cuenca, cuya Área es 9.9 km².

La segunda imagen es una imagen satelital de la ubicación de la Presa, extraída del Google Earth.

2.1.3 ACCESOS

El acceso al sitio del proyecto, se realiza utilizando la carretera asfaltada camino Tarija – Sella Cercado 15 km. de trayecto.

De Sella Cercado se continua por el camino vecinal ripiado Sella Cercado – Rumicancha que tienen un longitud de 6 Km. hasta Rumicancha.

Desde Rumicancha se toma el camino Rumicancha – San Pedro y en el límite entre ambas Comunidades se toma el desvío hacia San Pedrito, el camino finaliza antes de llegar a la Presa, por lo que es necesario ejecutar una ampliación en una longitud de 4 Km. hasta el eje de emplazamiento de la Presa.

CUADRO 2. 2 VÍAS DE ACCESO AL ÁREA DEL PROYECTO.

TRAMO	DISTANCIA (Km.)	TIEMPO Min.	ESTADO DEL CAMINO
Tarija – Sella Cercado	15	28	Camino asfaltado (buen estado)
Sella Cercado – Rumicancha	5	15	Camino vecinal
Sella Quebradas – RePresa de San Pedrito	4	10	

Fuente: S.E.D.E.C.A.

2.2 DIAGNÓSTICO SOCIOECONÓMICO

2.2.1 ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

2.2.1.1 POBLACIÓN SEGÚN SEXO, RANGO DE EDAD Y ESTADO CIVIL, SAN PEDRO

La población de **San Pedro de Buena Vista** alcanza a 180 habitantes, de los cuales el 51 % son mujeres y 49 % varones; el grupo de edad mayoritario, el 44 % corresponde a la población entre 0 y 19 años, le sigue en importancia la población mayor de 45 años con el 22 %.

Respecto al Estado Civil de la población, el 61 % corresponde a población de Estado Civil casados y el 39 % solteros.

CUADRO 2. 3 POBLACIÓN SEGÚN SEXO, RANGO DE EDAD Y ESTADO CIVIL

RANGO	TOTAL	PORCENTAJE
Mujer	92	51%
Varón	88	49%
0-5	25	14%
6--9	21	12%
10--14	12	7%
15-19	20	11%
20-24	13	7%
25-29	10	6%
30-34	17	9%
35-40	11	6%
41-44	13	7%
45-49	3	2%
50-54	8	4%
55-59	7	4%
60 y mas	20	11%
casados	110	61%
solteros	70	39%
TOTAL POBLACIONAL	180	100%

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

2.2.1.2 ESTRUCTURA OCUPACIONAL Y MIGRACIONES

2.2.1.2.1 ESTRUCTURA OCUPACIONAL

El 38 % de la población, de la Comunidad de San Pedro de Buena Vista, se dedica al estudio, esta Comunidad es diferente a las demás porque el 100 %, se dedica a diferentes oficios

como primera actividad, transportistas, comerciantes, panaderos, otras profesiones como ingenieros, topógrafos, etc., así por ejemplo: el 17 % se dedica al comercio, 10 % al transporte, 15 % otras profesiones y otro 15 % a otros oficios como carpinteros, limpieza, construcción, etc. Por otra parte, la ocupación secundaria del 100 % de esta población, es la agricultura.

CUADRO 2. 4 ESTRUCTURA OCUPACIONAL

Descripción	Ocupación principal Porcentajes	Ocupación secundaria Porcentaje
Estudiantes	38%	0%
Jornaleros u obreros	0%	0%
Labores de casa	0%	0%
Agricultor	2%	100%
Comerciante, negocio	17%	0%
Enfermera	1%	0%
Transportista	10%	0%
Otras Profesiones	15%	0%
Otros	17%	0%
TOTAL	100%	100%

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

2.2.1.2.2 MIGRACIONES.

Un estimado del 30 % de la población migra temporalmente a otros lugares con el principal objetivo de obtener ingresos adicionales, de estos emigrantes temporales, la mayoría migra hacia la Argentina, siendo un 15 % y en menor proporción, y un 11 % hacia Tarija, un 4 % migra temporalmente a otros lugares, tales como Santa Cruz y Villa Montes. La población emigrante es por lo general la población joven y adulta.

CUADRO 2. 5 MIGRACIÓN TEMPORAL

Descripción	Total	Porcentaje	Motivo de la migración
No migrantes	127	70%	
Migrantes (*)	53	30%	Obtención de ingresos adicionales
Migrantes a Argentina	27	15%	
Migrantes a Tarija	19	11%	
Otras Comunidades	6	4%	
Población total	180	100%	

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

2.2.1.2.3 Estructura de la propiedad

Los agricultores de San Pedro de Buena Vista dedican al cultivo y sus tierras cerca del 30 %, mientras que un 70 %, constituyen pastizales. Individualmente, el tamaño promedio de propiedad es de 24 Has, de las cuales, 4. Has se dedican al cultivo en promedio; sin embargo, este promedio es altamente variable ya que varía desde 1 a 20 has. Cada familia, cuenta con 20 Has dedicadas a pastizales en promedio; pero, existe alta variación que va desde 5 hasta 150 has. de tierras dedicadas a pastizales, de la misma manera en el caso del tamaño total que va desde 3 hectáreas a 200 has.

El 50 % de los propietarios cuentan con más de 6 Has. de tierra en total, el 20 % poseen tierras que van de 2,1 a 4 has. Por otra parte, el 15 % de los agricultores cultivan entre 2,1 a 4 has 15 % de 4.1 a 6 has. y un 50 % más de 6 has.

CUADRO 2. 6 DISPONIBILIDAD DE TIERRA TOTAL E INDIVIDUAL

Total	Uso de la tierra %	Individual	Disponibilidad promedio por familia Has.
Tamaño total	100%	Tamaño Promedio	24,0
Cultivable total	30%	Cultivable Promedio	4,0
Pastizal	70%	Pastizal Promedio	20,0

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

CUADRO 2. 7 ESTRUCTURA DE TENENCIA DE LA TIERRA

Tenencia de la tierra	Total %	Cultivable %
0-2 has	10	15%
2,1-4 has	45%	15%
4,1-6 has	20%	20%
Más de 6 has	25%	50%
TOTAL PROPIETARIOS	100%	100%

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

2.2.2 ASPECTOS ECONÓMICOS

Entre los principales productos de cultivos se destaca el maíz, que ocupa el 66 % de las superficies cultivadas, la papa que ocupa el 11 % de la superficie cultivada y otros cultivos con el 23 %, cultivos variados, cuya frecuencia de cultivo se repite, en todos los agricultores, aunque las superficies oscilan entre un octavo y un cuarto de hectárea lo constituyen los porotos, arveja, garbanzos principalmente que se destinan tanto al autoconsumo como al mercado.

CUADRO 2. 8 PRINCIPALES CULTIVOS

Producto	%	Producto	%
Maíz	66%	Alfalfa	0%
Trigo	6%	Maní	0%
Arveja	4%	Hortalizas	1%
Papa	11%	Poroto	0%
Garbanzo/poroto	7%	Otros	1%
Frutales	4%	Total	100%

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

Respecto a los rendimientos agrícolas en promedio se tiene que por cada arroba de maíz empleada en la siembra se obtienen en promedio 14 arrobas, si bien este dato es el promedio, se tiene una variabilidad de rendimiento entre 11, 12, y 15 por unidad, respecto a la papa se tiene un rendimiento de 5 por 1, el trigo 14 por cada unidad.

CUADRO 2. 9 RENDIMIENTOS AGRÍCOLAS

Producto	Rendimiento
Maíz	1 a 14
Papa	1 a 6
Trigo	1 a 14
Alfalfa	4 a 5 cortes año

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

2.2.2.1 COMERCIALIZACIÓN DE LA PRODUCCIÓN Y ORIENTACIÓN AL MERCADO

La producción agrícola de la Comunidad San Pedro de Buena Vista, se orienta tanto al autoconsumo, como al mercado; sin embargo, se puede advertir que está principalmente orientada al mercado interno tarijeño, el nivel de orientación al mercado depende de la cantidad cultivada, a mayor cantidad de cultivos, mayor es la orientación al mercado, en promedio la mayoría de los productos se orienta al mercado entre un 55 a 75 % de la producción.

En caso de productos como el maíz, se orienta al forraje sea para caprinos u bovinos.

CUADRO 2. 10 PRODUCCIÓN PARA EL MERCADO

Producto	% orientado al Mercado
Maíz	60
Trigo	-
Arveja	-
Papa	55
Garbanzo/poroto	75

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

2.2.2.1.1 AGROPECUARIA

La producción agropecuaria de la Comunidad, se destaca por su orientación a la crianza de vacunos y la lechería, que en algunos casos se la orienta al mercado de la capital y también se la vende a a la Planta Industrializadora de Leche (PIL Tarija), tiene también relevancia la crianza porcina, de ovina y caprina. Si bien en promedio cada familia cuenta con 25 cabezas de ganado; es decir, más del 50 % de los comunarios son grandes propietarios.

CUADRO 2. 11 PRODUCCIÓN PECUARIA

Descripción	Nº De Cabezas promedio por familia
Vacunos	25
Porcinos	9
Aves	6
Ovejas	7
Cabras	4
Burros	0

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

La mayoría de los productores, un 30 % tiene en propiedad entre 11 a 20 vacunos en promedio y un 16% entre cero a 10, mientras que el 54 % cuentan con más de 20 cabezas.

CUADRO 2. 12 TENENCIA DE VACUNOS

Vacunos	Tenencia %
0-10	16%
11 a 20	30%

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

Por tanto se pueden considerar medianos productores pecuarios.

2.2.2.2 TECNOLOGÍA EMPLEADA EN LA PRODUCCIÓN

CUADRO 2. 13 USO DE TECNOLOGÍAS

Tecnología	% Usuarios
Trabajo manual	100%
Mecánico manual	0
Tractor	0

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

Respecto al uso de tecnologías, referida a la mecanización agrícola, en todas las fincas tiene predominancia el trabajo manual, con la ayuda de bueyes, tanto en el arado de la tierra, las labores culturales, como la cosecha.

CUADRO 2. 14 USO DE SEMILLAS MEJORADAS

Uso de tecnología en semillas	% Usuarios
Solo Propia	100%
Mixto Certificada (Maíz, papa)	0

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

Para el caso de la Comunidad de San Pedro, todas las unidades agropecuarias beneficiarias del proyecto utilizan semilla propia para sus cultivos.

Por otra parte los agricultores realizan la rotación de cultivos en sus parcelas, siendo esta práctica común dentro sus sistemas de cultivo.

Por lo general la superficie anual cultivada en San Pedro es constante y no ha sufrido cambio en los últimos 3 años.

2.2.2.3 ACTIVIDADES ECONÓMICAS ADICIONALES A LA AGRICULTURA

CUADRO 2. 15 ACTIVIDADES COMPLEMENTARIAS

Actividades adicionales	Nº de productores
Ninguna	92 %
Producción de vino	4%
Transformación de cereales y venta	4%

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

Los comunarios de San Pedro, son eminentemente agricultores, realizan actividades complementarias diferentes a la agricultura en un 4%, transformación de cereales, otros 4 % producción de vinos, aunque todos los agricultores realizan el comercio de sus productos.

2.2.3 ASPECTOS SOCIALES

2.2.3.1 ÍNDICE DE DESARROLLO HUMANO

La Comunidad de San Pedro de Buena Vista, pertenece al municipio de Cercado, del Departamento de Tarija.

Respecto a los indicadores de pobreza, se advierte que en el ranking municipal nacional, Cercado ocupa el lugar 8, de un total actual de 344 municipios, esto es debido a que las Comunidades de Tarija (Cercado), se encuentran cerca de la capital.

Pese a esto la Comunidad de San Pedro de Buena Vista es una Comunidad en vías de desarrollo

CUADRO 2. 16 SAN PEDRO DE BUENA VISTA: DESARROLLO HUMANO, POBREZA Y DESIGUALDAD

Municipio	Valor del IDH 2001 c/ desigualdad	Pobreza por NBI	Porcentaje de población rural
San Pedro de Buena Vista	0,15	68.7	88.5

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

CUADRO 2. 17 POBLACIÓN POR SITUACIÓN DE POBREZA

Lugar	Población objeto de estudio	CATEGORÍAS DE POBREZA								
		Población no Pobre				Población Pobre				
		Población con Necesidades Básicas Satisfechas	Población en Umbral de Pobreza	Total No Pobres	% No Pobre	Pobreza Moderada	Indigente	Marginal	Total Pobres	% Pobres
San Pedro de Buena Vista	180	35	103	35	19.44%	20	5	10	46.598	80.56%

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

La Comunidad de San Pedro de Buena Vista, tiene un nivel de pobreza, tanto pobreza moderada, como de indigencia y marginalidad de 80.56 %, y una población no pobre de 19.44 %,

CUADRO 2. 18 POBLACIÓN CON NECESIDADES BÁSICAS INSATISFECHAS

Año	1992	2001	Diferencia
San Pedro de Buena Vista	96.58	80.66	-5.9

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

Por otra parte la evolución de la población con necesidades básicas insatisfechas muestra que el año de 1992, San Pedro de Buena Vista contaba con el 97 % de su población con sus necesidades básicas insatisfechas, habiendo logrado mejorar sensiblemente en el período de casi 10 años, la cual ha disminuido 5.9 puntos.

CUADRO 2. 19 POBREZA SEGÚN ÁREA GEOGRÁFICA

LOCALIDAD	Población pobre 1992	TOTAL 2001	
		Población pobre	Porcentaje sobre población total
San Pedro de Buena Vista	60	50	83.33%

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

Este cuadro refiere con mayor precisión las características de la pobreza, identificándola territorialmente, expresa que en la Comunidad de San Pedro de Buena Vista, la pobreza tiene un valor de 83.33 %.

2.2.3.2 ACCESO A VIVIENDA, AGUA, LUZ EDUCACIÓN Y SALUD

2.2.3.2.1 SERVICIOS BÁSICOS

Respecto a la Comunidad beneficiaria del Proyecto, ninguno de los comunarios cuenta con servicios de alcantarillado, ni con baño en la vivienda.

CUADRO 2. 20 DISPONIBILIDAD DE SERVICIOS BÁSICOS EN LA VIVIENDA EN PORCENTAJE

Localidad	DEMOGRAFIA		AGUA POTABLE			SANEAMIENTO BASICO			
	Población total	Viviendas	Con	con pileta con pileta publica	Otros medios	Tiene	No	Tiene alcantarillado	No
San Pedro de Buena Vista	180	63	0	0	63	0	63	0	63

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

CUADRO 2. 21 DISPONIBILIDAD DE SERVICIOS BÁSICOS EN LA VIVIENDA

Comunidad	Sin agua por cañería %	Sin energía eléctrica %	Sin servicio sanitario %
San Pedro de Buena Vista	88.1	95.2	95.3

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

La Comunidad de San Pedro de Buena Vista, tiene aún una falta de cobertura de agua por cañería cercana al 88.1 %, Respecto a la energía eléctrica, se tiene una población no cubierta de 95.2 %, para el caso de servicios sanitarios, esta Comunidad aún cuenta con una población no cubierta del 95.3 %.

2.2.3.2.2 EDUCACIÓN

Uno de los indicadores más importantes del estado de la educación en general lo constituye el nivel de alfabetismo y el nivel de instrucción alcanzado por la población.

El nivel de alfabetismo de la Comunidad alcanza el 10 % de su población y es superior para el caso de los varones, género en el cual alcanza 95.35 %, para el caso de las mujeres, género en el cual alcanza 85.4 %, respecto al nivel de instrucción alcanzado, su mayor población, un 35 % alcanza un nivel de instrucción primaria. Solamente el 25 % de su población tuvo una educación superior.

CUADRO 2. 22 TASA DE ALFABETISMO Y NIVEL DE INSTRUCCIÓN, (%)

Comunidad	Tasa de alfabetismo			Nivel de instrucción (%)				
	Total	Hombres	Mujeres	Ninguno	Primaria	Secundaria	Superior	Otros
San Pedro de Buena Vista	10	95,35	85,4	11	35	26	25	5

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

El nivel de instrucción toma en cuenta a la población de 19 años y más, mientras la tasa de alfabetismo a la población mayor a 15 años

El siguiente cuadro muestra indicadores educativos donde la Comunidad de San Pedro de Buena Vista tiene el más bajo nivel de años promedio de estudio, que es de 3.76 %, lo cual muestra el bajo nivel de escolarización de su población la Tasa de asistencia escolar, alcanza a 22.1 %.

CUADRO 2. 23 INDICADORES DE EDUCACIÓN POR MUNICIPIO

Comunidad	Tasas de asistencia escolar	Años promedio de estudio
San Pedro de Buena Vista	22.1	3,76

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

2.2.3.3 ECONOMÍA Y EMPLEO

En los últimos 10 años los recursos de coparticipación tributaria para la Comunidad de San Pedro han sido poco crecientes, casi se han mantenido constantes de 19 millones a casi 21.3 millones el año 2007.

Cuadro 2. 24 Coparticipación tributaria, 1998 - 2007

SECCIÓN MUNICIPAL	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004 ^(p)	2005 ^(p)	2006 ^(p)	2007 ^(p)
San Pedro de Buena Vista	19,08	17,21	19,79	18,64	21,65	18,4	19,06	19,7	20,36	21,3

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

2.2.3.3.1 CONDICIÓN DE ACTIVIDAD DE LA POBLACIÓN

CUADRO 2. 25 POBLACIÓN EN EDAD DE TRABAJAR (10 O MÁS)

Municipio				Población económicamente activa (PEA)						Económicamente inactiva	%
	Pobl. Total	En edad de no trabajar	En edad de no trabajar %	Total	%	Ocupada	%	Desocupada	%		
San Pedro de Buena Vista	180	50	27.77	40	22.22	70	38.8	20	4	50	27.77

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

El indicador de población en edad de no trabajar, muestra que el 27.77% de la población no está disponible para la actividad física. Y en consecuencia, la disponibilidad de mano de obra no tiene restricciones en este sentido.

Se puede expresar que la mayor proporción de su población, el 22 % se dedica al comercio, como: la construcción y otros servicios, en total un 61 % se dedica a diferentes tipos de servicios, comercio educación, construcción y otros, mientras un 11 % se dedica a la manufactura y un 12 % a la agricultura.

CUADRO 2. 26 POBLACIÓN OCUPADA POR ACTIVIDAD ECONÓMICA

DESCRIPCION	San Pedro de Buena Vista	%
POB. OCUPADA	57.533	1,00
AGRICULTURA	6.618	0,12
PESCA	17	0,00
MINERIA	71	0,00
MANUFACTURA	6.259	0,11
GAS AGUA	334	0,01
CONSTRUCCION	6.11	0,11
COMERCIO	12.488	0,22
HOTELERIA	2.814	0,05
TRANSPORTE, ALM. COMUNIC.	4.021	0,07
INTERM. FINANCIERA	402	0,01
SERV. INMOBILIARIOS	2.135	0,04
ADM. PUBLICA	2.185	0,04
SERV. EDUCACION	3.22	0,06
SERV. SALUD	1.771	0,03
OTROS SERVICIOS	6.066	0,11
SIN ESPECIFICAR	3.022	0,05

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

CUADRO 2. 27 INDICADORES DE EMPLEO

COMUNIDAD	TASA BRUTA DE PARTICIPACIÓN %	TASA GLOBAL PARTICIPACIÓN %	TASA DE OFERTA POTENCIAL %	INDICE DE DEPENDENCIA	INDICE DE CARGA ECONÓMICA
San Pedro de Buena Vista	39,56	51,26	77,17	1,64	0,95

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

El cuadro precedente, nos muestra la importancia de la oferta potencial de población para el empleo, en la Comunidad de San Pedro, existe un 77 % de oferta potencial, que constituye el porcentaje de población potencialmente disponible para el empleo. El índice de dependencia económica es de 1,64; es decir, cada persona que trabaja, debe mantener a 1,6 personas que no trabajan. Sin embargo, es necesario advertir que tratándose de una economía predominantemente familiar y que trabaja por cuenta propia, estas categorizaciones son relativas, ya que en las faenas agrícolas trabaja toda la familia, principalmente cuando se trata de la siembra y la cosecha.

Respecto a la situación del empleo se advierte que una gran mayoría de la población de San Pedro de Buena Vista, 46 %, se dedica a ser obrero o empleado. *Fuente: INE.*

La categoría de trabajador por cuenta propia es importante, 39 %, luego en menor proporción se encuentra la categoría trabajador familiar, y mucho menor aún la categoría patrón o empleador.

CUADRO 2. 28 POBLACIÓN OCUPADA DE 10 AÑOS O MÁS, POR SITUACIÓN EN EL EMPLEO

DESCRIPCION	San Pedro de Buena Vista	%
POBLACIÓN OCUPADA	57.553	100%
OBrero O EMPLEADO	26.736	46%
TRABAJADOR POR CUENTA PROPIA	22.441	39%
PATRÓN SOCIO O EMPLEADOR	2.1	4%
COOPERATIVISTA DE PRODUCCIÓN	68	0%
TRABAJADOR FAMILIAR O APRENDIZ SIN REMUNERACIÓN	2.447	4%
SIN ESPECIFICAR	3.761	7%

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

Lo cual nos muestra que la agricultura tarijeña es principalmente una agricultura familiar de trabajadores por cuenta propia, no es una agricultura con fuertes relaciones obrero-patronales.

CUADRO 2. 29 POBLACIÓN OCUPADA DE 10 AÑOS O MÁS POR GRUPO OCUPACIONAL

DESCRIPCIÓN	San Pedro de Buena Vista	%
POBLACIÓN OCUPADA	57.553	100%
FUERZAS ARMADAS	113	0%
DIRECTIVOS DE LA ADMINISTRACIÓN PÚBLICA O EMPRESAS	1219	2%
PROFESIONALES CIENTÍFICOS E INTELECTUALES	4427	8%
TÉCNICOS Y PROFESIONALES DE APOYO	4189	7%
EMPLEADOS DE OFICINA	2496	4%
TRABAJADORES DE LOS SERVICIOS Y VENDEDORES DEL COMERCIO	12462	22%
TRABAJADORES EN LA AGRICULTURA PECUARIA Y PESCA	6473	11%
TRABAJADORES INDUSTRIA EXTRACTIVA, CONSTRUCCIÓN E IND. MANUFACTURERA	13018	23%
OPERADORES DE INSTALACIONES Y MAQUINARIAS	4159	7%
TRABAJADORES NO CALIFICADOS	7027	12%
SIN ESPECIFICAR	1970	3%

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

El cuadro anterior nos muestra que San Pedro de Buena Vista es una Comunidad con grupos ocupacionales orientados a la industria, construcción y actividades extractivas, así como a actividades terciarizadas.

2.2.3.3.2 SEGURIDAD ALIMENTARIA

En el siguiente cuadro, se advierte, que el Índice de Vulnerabilidad a la Inseguridad Alimentaria (VAM), así la Comunidad de San Pedro de Buena Vista tiene un grado relativamente bajo, lo cual expresa, que aún se debe generar proyectos de apoyo para la generación de alimentos, con proyectos de mejora del desarrollo agropecuario y el riego.

CUADRO 2. 30 ÍNDICES DE VULNERABILIDAD A LA INSEGURIDAD ALIMENTARIA

Municipio	Comunidad	VAM
Cercado	San Pedro de Buena Vista	3

Fuente.- E.I Presa Sella-Rumicancha (IC-RIMAC)

Nota.- Grado de Vulnerabilidad a la Inseguridad

Alimentaria: 1=Más bajo 5=Más alto

2.2.3.4 ROLES DE LOS MIEMBROS DE LA FAMILIA

La Comunidad de San Pedro de Buena Vista, no constituye un municipio muy tradicional en los que respecta a los roles familiares, gran parte de las Comunidades de Cercado, están influenciadas por hábitos urbanos, existiendo dentro de la familia, roles profesionales para las mujeres.

Si bien el rol de la mujer constituye el de apoyar con las labores de casa, dentro la economía familiar agrícola, alrededor del 5 % de las mujeres comparten el rol de ama de casa con roles profesionales, mayormente profesoras, tanto el hombre como la mujer, comparten tareas en lo que respecta a la comercialización de los productos agropecuarios.

Sin embargo, tratándose de economías agrícolas, todos los miembros de la familia comparten actividades agrícolas, como: la siembra, la cosecha y la comercialización de productos.

2.2.3.5 RELIGIÓN Y FIESTAS RELIGIOSAS

El total de la población de este municipio es católica y cumplen con todas las fiestas patronales católicas, sin embargo, destacan las festividades de San Isidro, relacionada con actividades agrícolas, los Carnavales y la Pascua principalmente.

2.2.3.6 VESTIMENTA

La Comunidad de San Pedro de Buena Vista, es de origen español, su vestimenta, está altamente influenciada por el tipo de vestimenta urbano; sin embargo, aún se puede apreciar

para el caso de la vestimenta femenina, la típica pollera tarijeña y la manta, con diseños florales vistosos, las flores para ornamentar la cabeza. Para el caso de los hombres se asemeja más a la vestimenta urbana; sin embargo, se destaca el sombrero típico, la camisa blanca y el pantalón negro. En días de fiesta es cuando más se puede apreciar la vestimenta típica, aunque también esta costumbre se está perdiendo con el paso del tiempo, sin embargo, actualmente por la vestimenta es notorio la diversidad de culturas.

2.2.3.7 INSTITUCIONES QUE TRABAJAN EN LA ZONA

No existe organizaciones para el riego y tampoco existe ninguna otra organización que apoye la producción.

2.2.3.8 ORGANIZACIONES COMUNALES

Existe un Sindicato Agrario con 124 afiliados, sin embargo, no existe organizaciones para el riego y adicionalmente no existe ninguna otra organización que apoye la producción.

2.2.3.9 VINCULACIÓN VIAL, INFRAESTRUCTURAS EDUCATIVAS POR COMUNIDAD E INFRAESTRUCTURAS DE APOYO A LA PRODUCCIÓN Y COMERCIALIZACIÓN

Respecto a la infraestructura educativa, cuenta con una escuela donde asisten alumnos del 1° al 6° grado y cuenta con una cancha multifuncional, pero no cuentan con mercado ni centro de salud.

Está vinculada por el siguiente sistema vial:

San Pedro-Cruce Sella Cercado-Sucre que los vincula durante todo el año.

2.3 DISPONIBILIDAD DE AGUA

2.3.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA

2.3.1.1 FUENTES DE AGUAS SUPERFICIALES

La única fuente de agua superficial disponible es la Quebrada San Pedro, el cual se seca en época de estiaje, dejando de esta manera una insuficiencia de agua para el riego.

2.3.1.2 FUENTES DE AGUAS SUB-TERRÁNEAS Y SUB-ALVEA

No se cuenta con estudios de aguas subterráneas. En la zona del proyecto, el lecho del Río, San Pedro, presenta una conformación rocosa a 7 m de profundidad que emerge en ambos márgenes, y a la altura de la Presa de regulación proyectada.

El agua sub-alvea correría por este espesor de material granular en dirección al Río Guadalquivir; se estima un caudal de subálveo de 5 a 8 l/s, calculado sobre la base de la permeabilidad del estrato granular que está compuesto por material grueso, gravas con gran cantidad de arena medias a finas.

2.3.1.3 EMBALSES

No existen embalses en la zona.

2.3.1.4 USO ACTUAL DEL AGUA

El uso del agua de la Quebrada “San Pedro”, solamente es usado en época estacionaria. En la parte alta de la Cuenca se limita en su mayoría a la agricultura, el uso actual del agua está destinado a dos fines, el primero la dotación de agua para riego a las Comunidades aguas abajo; pero, los caudales mayores se obtienen con el aporte de los afluentes que desembocan en el trayecto del Río Sella para formar el flujo del Río Sella, y segundo como parte del caudal base del Río Guadalquivir que no es embalsado ni aprovechado para ninguna de las Comunidades en la época de lluvias.

Las aguas de los Ríos son también utilizadas para usos domésticos de la población como el consumo humano en aquellas familias que no tienen agua potable, lavado de ropa y aseo personal y finalmente otro uso importante es el consumo por el ganado mayor y menor de las familias de las Comunidades del área.

2.3.1.5 DERECHOS DE TERCEROS

La dotación de riego es principalmente para la Comunidad de San Pedro de Buena Vista, ubicada aguas abajo de la Presa, con algún componente de bombeo para las partes altas ubicada aguas arriba de la Presa, por lo que, por disposiciones legales vigentes el uso de las aguas del Río no debe afectar al caudal mínimo ecológico, por esta razón, la Presa de

regulación debe permitir un caudal mínimo en época de estiaje que corra en forma continua por el cauce conforme lo previsto.

2.4 CALIDAD DEL AGUA

Para la caracterización de la calidad del agua de la fuente principal, se ha recurrido a los datos obtenidos de las muestras enviadas al Laboratorio del Centro de Análisis, Investigación y Desarrollo “CEANID”, dependiente de la Universidad “Juan Misael Saracho” de la ciudad de Tarija. Las muestras fueron tomadas de la fuente donde se prevé la implementación de la Presa.

CUADRO 3.1 RESULTADOS DE ANÁLISIS QUÍMICO DEL AGUA DE LA QUEBRADA SAN PEDRO

Identificación	pH	CE micromhos/cm	Cationes solubles (meq/l)			Anion soluble (cl) (meq/l)	Boro (ppm)
			Ca + 2	Mg +2	Na+1		
Quebrada San Pedro	6,88	230.84	16.8	13.2	6.6	0.028	0.1

Fuente.- CEANID

2.4.1 RELACIÓN DE ADSORCIÓN DE SODIO (RAS)

Basándose en los cationes intercambiables Ca+2, Mg+2 y Na+1, se calcula el valor de la Relación de Adsorción de Sodio (RAS). La inter-relación de la CE y RAS se interpreta mediante el uso del diagrama para la clasificación de las aguas para riego.

$$RAS = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{+2} + Mg^{+2}}{2}}} = \frac{10.50}{\sqrt{\frac{18.42 + 10.43}{2}}} = 2.76$$

2.4.2 DIAGNÓSTICO DE SUELOS SALINOS Y SÓDICOS

De acuerdo al Centro Regional de Ayuda Técnica AID, el resultado de esta inter-relación corresponde a la Clasificación C1-S1; (Tabla L.V. Wilcox), que corresponden al de aguas de excelente calidad. La interpretación de esta clase de agua es como sigue:

2.4.2.1 CLASIFICACIÓN SALINA:

C1: Corresponde a las aguas de baja salinidad, que se usa sin peligro para el riego de todos los cultivos y en todos los tipos texturales de suelo sin ninguna restricción, existe muy poca probabilidad de procesos de salinización. Para esta categoría del rango de la CE varía de 250 a 750 micromhos/cm. La Conductividad Eléctrica de las aguas de la zona del proyecto está en el orden de los 133 y 181 micromhos/cm. Lo que corrobora que las aguas de las fuentes estudiadas son de alta calidad.

2.4.2.2 CLASIFICACIÓN SÓDICA:

S1: Corresponde a las aguas de bajo contenido en sodio, pueden ser usadas en todos los suelos y en todos los cultivos, sin ningún peligro. En suelos de textura fina, el sodio representa un peligro considerable, más aún, si dichos suelos poseen una alta capacidad de intercambio de cationes, especialmente bajo condiciones de lavado deficiente, salvo que el suelo, contenga yeso. El valor del RAS de los análisis de aguas del área del proyecto tiene un valor de 2.76, valor que sitúa a las aguas de las fuentes estudiadas como aguas con muy poca posibilidad de salinización.

2.4.2.3 CLASIFICACIÓN EN BASE A LAS SUSTANCIAS FITOTÓXICAS:

El elemento más importante para esta clasificación está representado por el boro. Los cultivos y frutales del área del proyecto varían en su tolerancia al boro, por lo que basándose en el contenido de este elemento se clasifican como sigue:

CUADRO 3. 2 CLASIFICACIÓN DE LAS PLANTAS EN BASE AL CONTENIDO DE BORO

Susceptibles: 0.3 a 1 ppm de Boro	Tolerantes: 2 ppm de Boro	Tolerantes: 3 a 4 ppm de Boro
Manzanos	Maíz	Remolacha
Duraznero	Papa	Cebolla
Otros frutales	Tomate	Tabaco
	Leguminosas	

FUENTE: Las necesidades de agua de los cultivos. Estudio FAO. Riego y Drenaje. (FAO.1977).

El valor de 0.10 ppm de B, que normalmente tiene estas aguas, tanto para las plantas tolerantes como para las susceptibles, no presentan riesgos tóxicos al contenido de Boro presente en el agua.

2.4.2.4 CONCLUSIONES

De todos los parámetros evaluados, se pudo concluir indicando que las aguas de la Quebrada San Pedro, según la clasificación de aguas para riego de la Universidad de California y el Departamento de Aguas de Israel, pertenecen a la Clase I, que se los denomina aguas aptas para la irrigación sin restricciones. Por todo lo anterior, se puede juzgar que la calidad del agua, es apta para el riego sin ningún tipo de riesgo perjudicial, en lo referente al suelo y las plantas.

2.5 UTILIZACIÓN ACTUAL DE LOS SISTEMAS EXISTENTES

2.5.1 DESCRIPCIÓN DEL USO ACTUAL

El área del proyecto se caracteriza por que la producción agrícola se desarrolla en diversos sistemas, que son condicionadas por diferentes factores interrelacionados como el clima, microclimas, suelos, disponibilidad de riego, insumos y recursos económicos, tamaño de la propiedad, vinculación con los centros de consumo, comportamiento del mercado y otros factores de orden socioeconómico que determinan la importancia y la variabilidad de los cultivos entre los sistemas de producción.

La tecnología varía de acuerdo a los sistemas de producción y los cultivos, los factores de mayor influencia en la utilización y adopción de la tecnología son: La tradicionalidad, condiciones de disponibilidad de los factores de producción y el mercado. En general se ha identificado que la tecnología más empleada es la tradicional con algunas mejoras en cuanto a las semillas, riego y fertilización.

De manera general la producción agrícola comprende con predominancia del cultivo de maíz, papa, arveja en verde, trigo, cebolla, zanahoria, y en menor grado el cultivo de hortalizas, frutales de pepita, carozo y forrajes; en ambos casos se practican el abonamiento orgánico y químico, las podas, el control fitosanitario, etc., cabe mencionar, que en algunas labores se desconoce la técnica adecuada como la poda y la disposición adecuada en los frutales.

En la preparación de suelos todavía predomina la utilización de la tracción animal, asimismo, la cosecha y manejo pos cosecha continua siendo efectuado en forma manual.

Otros factores como las plagas, enfermedades así como las eventuales presencia de patógenos no identificados producen grandes pérdidas a los agricultores.

La proporción y la importancia de los cultivos en cada zona varían en respuesta a las condiciones climáticas, disponibilidad de tierras y riego, distancia a los mercados y las condiciones del mercado así como del transporte para trasladar la producción.

El calendario agrícola en la zona del proyecto se caracteriza por tener épocas definidas de siembra, que es regulada por las condiciones climáticas, la disponibilidad de riego y la adaptación de los diferentes cultivos.

2.6 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

2.6.1 VEGETACIÓN

El paisaje vegetal del área de estudio, se encuentra fuertemente determinado por la actividad antrópica que se desarrolla en éste, la cual a su vez está limitada por la disponibilidad de terrenos para la agricultura, ganadería o las pocas plantaciones forestales.

La vegetación natural se encuentra, más o menos modificada por las actividades agrícolas, ganaderas, extracción de leña y otras intervenciones, es necesario indicar que la agricultura ocupa aproximadamente el 15% de la superficie total de la zona de riego.

2.6.2 HÁBITATS FRÁGILES

De la lista de áreas protegidas en Bolivia, en sus diversas categorías, se establece que en la región en la que se implantará el proyecto, no se tiene registrado ni propuesto ninguno de estos tipos de hábitats frágiles.

2.6.3 SUELOS

La zona se caracteriza por presentar un paisaje típico del Valle Central de Tarija con manchas aisladas de cultivos circundado de terrenos semiáridos en proceso de degradación por la erosión, de acuerdo a la fisiografía del área, se observa una llanura aluvial reciente y una terraza fluvio lacustre.

De acuerdo a los estudios realizados por el ZONISIG (escala 1:250000) el área de estudio corresponde a un abanico aluvial de la llanura de pie de monte depositado sobre la llanura fluvio lacustre.

Corresponde a la unidad de terreno de la llanura fluvio lacustre (576), componente terraza, con alturas que oscilan entre 1775 a 2180 m.s.n.m. con 50% sin cobertura, 40% con graminoideas bajas menores a 50 cm. y el 10% de matorral enano semi decidido; el 45% de los terrenos están dedicados a la ganadería extensiva de caprinos, ovinos y bovinos, el 30% a la agricultura anual sin riego, y el 25% a tierras erosionadas; La pendiente general es inclinada (5 a 10%), de forma cóncava, la longitud general de la pendiente es de 50 a 100 m.

El origen de los suelos es de sedimentos fluviales y coluviales, no se observa la profundidad hasta la roca, con mucha pedregosidad en la superficie (15 a 40%).

El drenaje superficial es rápido, sin riesgo de inundación, la clase de erosión es hídrica en surcos, el área de erosionado es de 5 a 10%, el grado de erosión es ligera, sin posibilidad de encostramiento en la superficie.

2.6.4 SUELOS DEL VALLE DE SAN PEDRO

El suelo en el valle de San Pedrito está conformado por laderas altas y medias, por sus características son suelos bien drenados de buena productividad, moderadamente profundos, de textura franco arcillosas en la superficie a arcillo limosos en los horizontes inferiores.

Tierras aunque con buena aptitud para la agricultura bajo riego, poseen algunas limitaciones por topografía, susceptibilidad a la erosión y lavado, capacidad de retención de humedad y pendientes inclinadas.

Se caracterizan por ser suelos bien formados, están dispuestas en laderas onduladas y pendientes ubicados en las laderas y en ambas márgenes de la Quebrada San Pedro.

Estos suelos, se extienden gradualmente hasta los inicios de las Terrazas, con pendientes entre 6 al 15% con dirección hacia el lecho del Río, presentan texturas francas a franco arenosas que facilita un poco el laboreo, al mismo tiempo las condiciones de drenaje interno son buenas.

Son suelos productivos profundos, de estructura angular en bloques con presencia de poros de irregular tamaño y distribuida de manera caótica, no se observan superficialmente horizontes límites definidos ni cambios considerables en los perfiles y de acuerdo a su pH por encima a 7 son suelos ligeramente alcalinos.

El color según la tabla de Bunsen, en la parte superficial hasta 30 cm presenta color pardo oscuro en húmedo y prácticamente el mismo color en seco aunque aclarándose un poco a pardo amarillento. En profundidades mayores el color en húmedo, continúa siendo pardo oscuro con tendencia a gris. En húmedo son friables y no presentan tenacidad en seco.

De acuerdo a la clasificación con fines de riego, se encuentran en las clases I, II, III y IV, subclases I, IIs, IIIt, IIIe y IVt, moderadamente apropiados para riego con limitaciones por topografía, si bien la fertilidad es buena, en estos suelos, es necesario un manejo racional combinando practicas mecánicas y vegetativas de conservación de suelos ya que se evidencia grados de erosión hídrica laminar, en cuanto a la capacidad de retención de humedad, permeabilidad y drenaje interno son normalmente buenas.

Estos suelos son recomendables para la implantación de cultivos de alta rentabilidad en pequeñas superficies y exigentes en nutrientes tales como la papa, tomate, pimentón, arveja,

sandía y maní, por la condición de topografía ondulada es ideal para la plantación de frutales (Durazneros, manzanos y nogales) en curvas de nivel, en terrazas y franjas de contorno.

2.6.5 SITUACIÓN AGRÍCOLA ACTUAL

2.6.5.1 USO DE LA TIERRA

Entre los principales cultivos destacan el maíz, que ocupa el 66 % de las superficies cultivadas. La papa que ocupa el 11 % de la superficie cultivada y otros cultivos con el 23 %, cultivos variados, cuya frecuencia de cultivo se repite, en todos los agricultores, aunque las superficies oscilan entre un octavo y un cuarto de hectárea lo constituyen los porotos, arveja, garbanzos principalmente, que se destinan tanto al autoconsumo como al mercado.

Respecto a los rendimientos agrícolas en promedio se tiene que por cada arroba de maíz empleada en la siembra se obtienen en promedio 14 arrobas, si bien este dato es el promedio, se tiene una variabilidad de rendimiento entre 11, 12, y 15 por unidad, respecto a la papa se tiene un rendimiento de 5 por 1, el trigo 14 por cada unidad.

2.6.5.2 TENENCIA DE LA TIERRA

Los agricultores de San Pedro de Buena Vista dedican al cultivo cerca del 30 % de sus tierras, mientras que un 70 % constituyen pastizales. Individualmente, el tamaño promedio de propiedad es de 24 Has. De las cuales, 4. Has, se dedican al cultivo en promedio, sin embargo este promedio es altamente variable ya que varía desde 1 a 20 has; cada familia, cuenta con 20 Has dedicadas a pastizales en promedio; pero, existe alta variación que va desde 5 hasta 150 has. De tierras dedicadas a pastizales, de la misma manera en el caso del tamaño total que va desde 3 hectáreas a 200 has.

El 50 % de los propietarios cuentan con más de 6 Has. de tierra en total, el 20 % poseen tierras que van de 2,1 a 4 has. Por otra parte, el 15 % de los agricultores cultivan entre 2,1 a 4 has 15 % de 4.1 a 6 has. un 50 % más de 6 has.

2.6.5.3 DESTINO DE LA PRODUCCIÓN

Aproximadamente el 22,92% de la producción agrícola en promedio es para el autoconsumo (consumo, semilla y alimentación del ganado) y 77,08% es para el mercado. Los productos que más se destinan al mercado son: las hortalizas, zanahoria, cebolla y el maíz choclo,

seguido de la papa (en sus diferentes épocas) y arveja, los productos que menos se venden son: arveja año, alfalfa, frijol y maíz grano.

CAPÍTULO III

ASPECTOS GENERALES DE PRESAS

3.1 ASPECTOS GENERALES DEL ALMACENAMIENTO DE AGUA

Una Presa es una obra hidráulica que permite, generalmente a través de la creación de una capacidad de almacenamiento, un manejo controlado de agua para satisfacer diferentes requerimientos como:

- ✓ Dotación de agua en épocas determinadas (riego, agua potable).
- ✓ Generación de energía eléctrica.
- ✓ Protección contra crecidas.
- ✓ Retención de sedimentos.
- ✓ Recarga de fuentes subterráneas.
- ✓ Navegación.
- ✓ Recreación.

Entre las principales razones para construir Presas en nuestro medio, se encuentran:

- Las características de la “oferta natural del agua” limitan las posibilidades de su aprovechamiento.
- La población crece y con ella sus demandas de agua.
- La creciente demanda de productos agrícolas regados precisa un suministro de agua más seguro y mejor distribuido.

3.1.1 CARACTERÍSTICAS DE LAS PRESAS

Las Presas responden no sólo a una de las finalidades antes enumeradas, más bien, se proyectan para funciones múltiples coordinando los servicios de riego, electrificación y regulación de avenidas, con miras al desarrollo integral de una región.

Para el diseño de las Presas es necesario establecer la importancia económica relativa que el proyecto tiene para la economía del país, tanto por el costo de la obra en sí, como por el beneficio económico que aportarán las aguas del embalse.

También es necesario valorar las pérdidas que implicaría la destrucción de la obra, tanto materiales, como en vidas humanas.

Una Presa es el resultado de un estudio general, en el que intervienen las características del Río, la geología de la región, la existencia de sitios apropiados para crear el embalse y cimentar la obra, de tierras de labor o necesidades de energía en la región, o bien de poblaciones que proteger o dotar de agua.

En lo que se refiere a la Presa propiamente dicha, los estudios generales comprenden:

- La selección del tipo de estructura.
- La disposición preliminar de las partes integrantes (cortina, obra de toma, vertedor, desvío, etc.).
- Una estimación global de su costo.

Finalizada la fase de planeación y anteproyecto se procede al estudio detallado de la obra, cuya finalidad es elaborar los planos de construcción. Tanto esta etapa como la primera se apoyan en trabajos de diversa índole: topográficos, geológicos, hidráulicos, estructurales y de resistencia de materiales, incluyendo los de mecánica de suelos y de rocas. La seguridad de la inversión depende de la acuciosidad con que se realicen estas investigaciones. No son pocos los casos en que se ha tenido que abandonar una obra parcialmente ejecutada por falla fundamental en alguno de los aspectos antes citados, y es frecuente el incremento de las inversiones por cambios importantes en el proyecto durante la construcción.

3.1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS

Las Presas se pueden clasificar en un número de categorías diferentes, que depende del objeto de clasificación.

3.1.2.1 CLASIFICACIÓN SEGÚN LOS MATERIALES

La clasificación más común que se usa se basa en los materiales que forman la estructura.

1. Presas de Relleno que se construyen con terraplenes de suelos o enrocados; es decir, de materiales sueltos. Las pendientes de los paramentos aguas arriba y aguas abajo son similares, y un ángulo moderado generalmente mayor que el ángulo de reposo del material utilizado lo que produce una sección ancha y un volumen de construcción grande con respecto a su altura.

2. Presas de concreto que se construyen con concreto. Los taludes de los paramentos son diferentes, en general muy fuertes aguas abajo y casi verticales aguas arriba. Estas Presas tienen perfiles relativamente esbeltos según el tipo.

3.1.2.1.1 PRESAS DE RELLENO

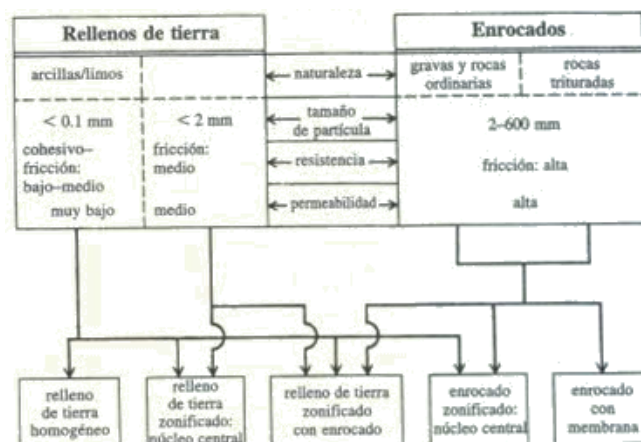
Las Presas de relleno pueden definirse como una Presa construida a partir de materiales naturales excavados u obtenidos en los alrededores. Los materiales disponibles se utilizan para sacar el mejor provecho de sus características como volumen de relleno de ingeniería en las diversas zonas dentro de la sección de la Presa. Los materiales naturales de relleno se colocan y se compactan sin la adición de ningún agente ligador. En consecuencia, la construcción de los terraplenes es un proceso casi continuo y bastante mecanizado, que utiliza intensivamente equipos; pero, no mano de obra.

Las Presas de relleno pueden clasificarse en términos generales, como:

- ✓ Presas de relleno de tierra
- ✓ Presas de relleno de enrocado.

La división entre estas dos variantes no es absoluta, muchas Presas utilizan materiales de relleno de ambos tipos dentro de zonas internas apropiadamente designadas. La relación conceptual entre materiales de relleno de tierra y de enrocado,. Las Presas de relleno secundarias y una pequeña minoría de las más grandes pueden emplear una sección homogénea, pero en la mayoría de los casos se emplea una zona o un núcleo impermeable, combinado con espaldones de soporte que pueden ser de un material de relativa permeabilidad. El propósito de estos últimos es totalmente estructural, para proporcionar estabilidad al material impermeable y a la sección como un todo.

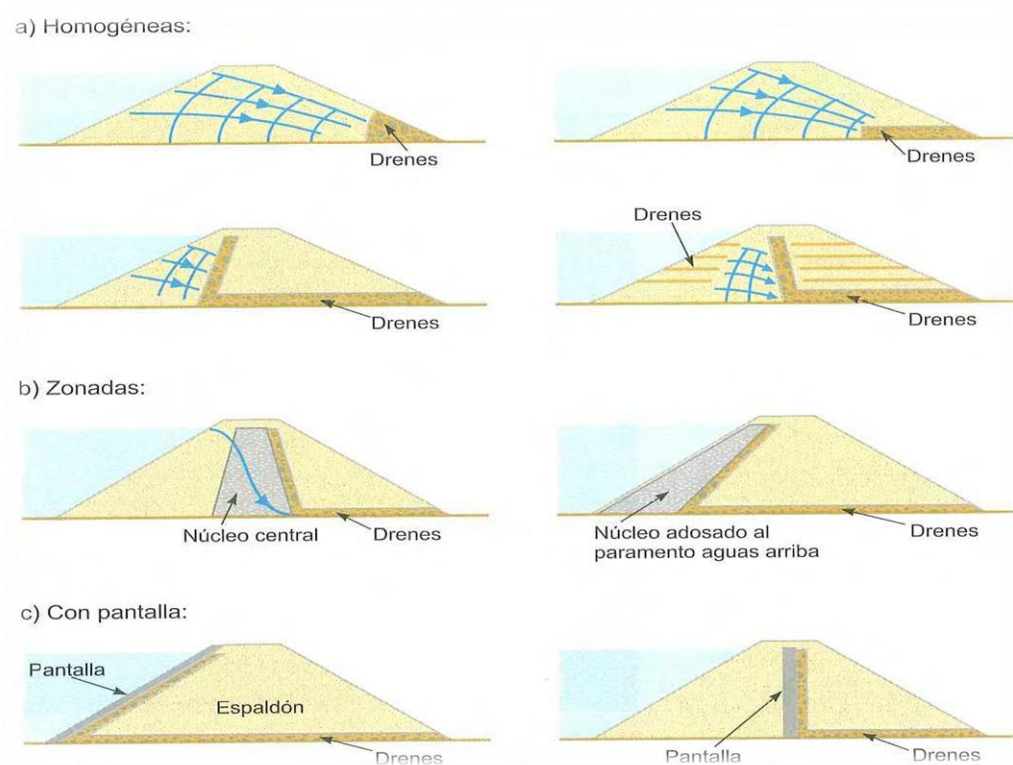
FIGURA 3. 1 RELLENOS DE TIERRA Y ENROCADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS



Las Presas de relleno pueden ser de muchos tipos, según cómo se utilicen los materiales disponibles. La clasificación inicial de relleno de tierra o enrocado suministra una base conveniente para considerar las principales variantes empleadas.

1. **Presas de relleno de tierra.** Una Presa puede denominarse de relleno de tierra si los suelos compactados representan más de 50% del volumen colocado de material. Una Presa de relleno de tierra se construye principalmente con suelos seleccionados cuidadosamente, de compactación uniforme e intensiva en capas más o menos delgadas y con un contenido de humedad controlada. Secciones esquemáticas de algunas de las variantes más comunes de este tipo de Presas se presentan a continuación:

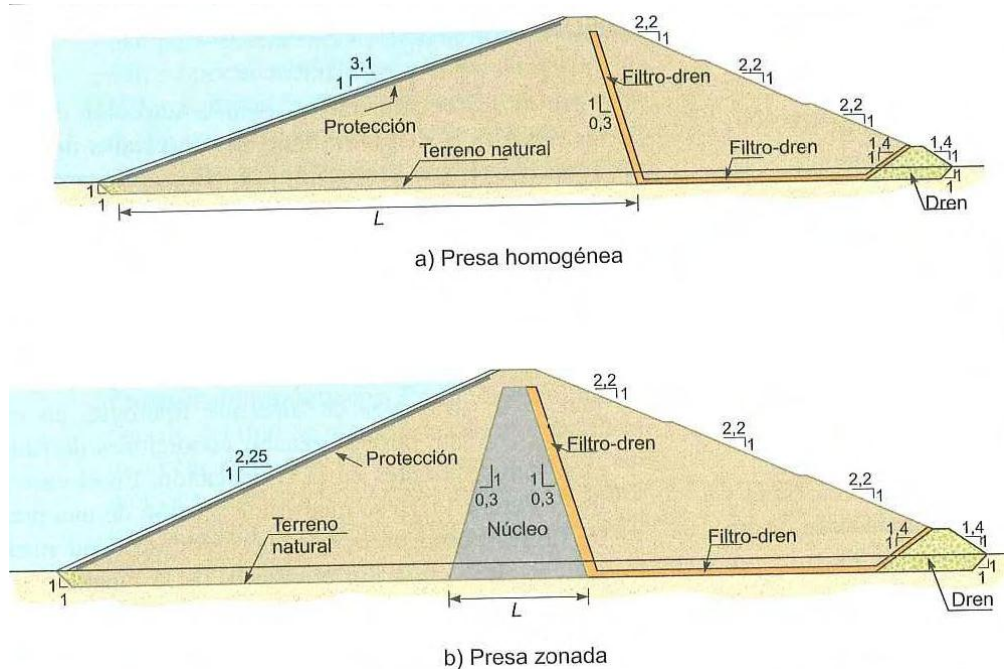
FIGURA 3. 2 PRINCIPALES VARIANTES DE PRESAS DE RELLENO DE TIERRA Y RELLENO DE TIERRA-ENROCADO



2. **Presas de enrocado.** La sección de las Presas de enrocado, incluye un elemento impermeable discreto de relleno de tierra compactada, concreto esbelto o una membrana bituminosa. La designación como "Presa de enrocado", es apropiada cuando más de 50% del material de relleno se puede clasificar como roca; es decir, material friccional de granulometría gruesa. En esencia, el método de construcción es; por tanto, similar al de una Presa de relleno de tierra.

Los términos Presa de "enrocado zonificado" o Presa de "relleno de tierra-enrocado", se utilizan para describir Presas de enrocado que incorporan zonas relativamente anchas de material impermeable de relleno de tierra compactado. Las Presas de enrocado que emplean una membrana delgada aguas arriba, concreto reforzado u otros materiales no naturales se denominan "Presas con pantalla impermeable".

FIGURA 3. 3 PRINCIPALES VARIANTES DE PRESAS DE ENROCADO



3.1.2.1.2 PRESAS DE CONCRETO

En muchas de las primeras Presas se empleó con éxito la mampostería ordinaria. En la segunda parte del siglo XIX, la mampostería se utilizó en la construcción de Presas altas de acuerdo con los primeros criterios racionales de diseño.

La mampostería ciclópea (es decir de piedras hasta de 10 ton de masa individual mezcladas en un mortero) se utilizó generalmente con mampostería ordinaria en las caras por su durabilidad y apariencia (Binnie, 1987).

Como se muestra en la figura el concreto macizo, en un principio sin la construcción de juntas transversales de contracción, empezó a desplazar el uso de la mampostería en la construcción de grandes Presas que no fueran de relleno, alrededor de 1900, por razones económicas y también por las facilidades en la construcción de perfiles más complejos como el arco. Los primeros concretos utilizados empleaban grandes piedras como "áridos gruesos" (mampostería ciclópea). Desde 1950, el concreto utilizado incorporó cada vez más aditivos

minerales como cenizas pulverizadas o escoria para intentar reducir problemas térmicos y disminuir los crecientes costos.

Las principales variantes de Presas modernas de concreto se definen a continuación.

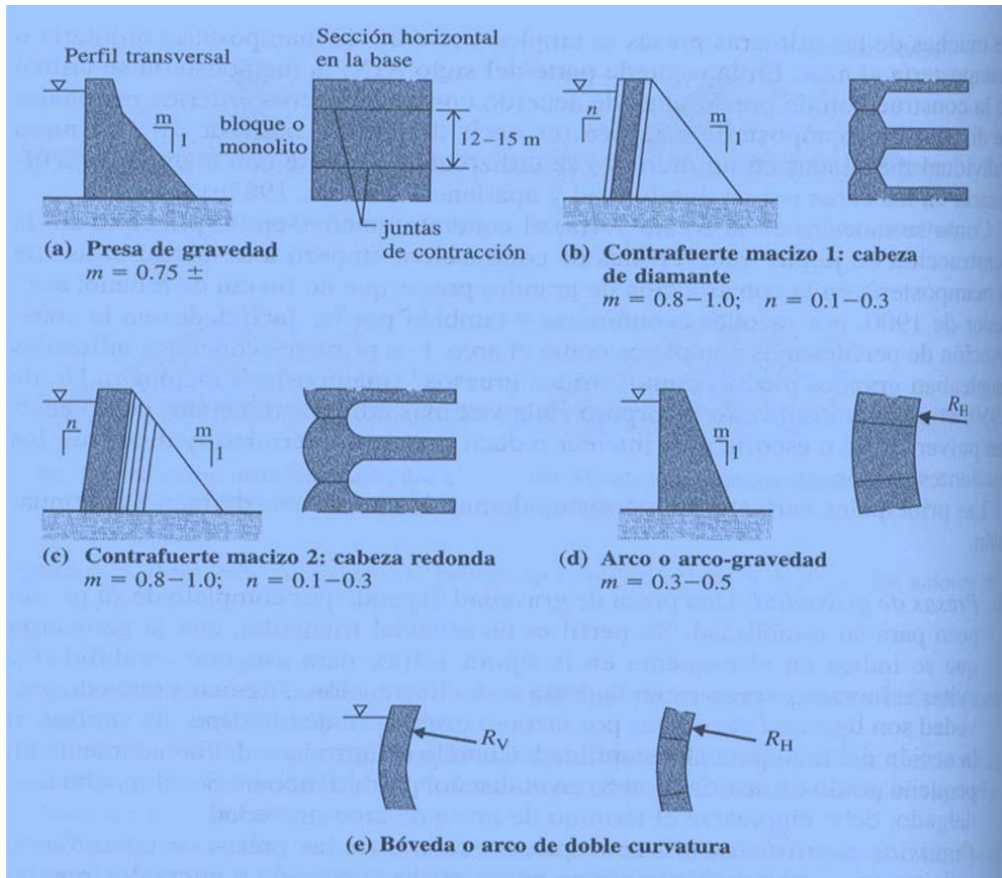
1. Presas de Gravedad. Una Presa de gravedad depende por completo de su propio peso para su estabilidad. Su perfil es en esencial triangular, con la geometría que se indica en el esquema en la figura, para asegurar estabilidad y evitar esfuerzos excesivos en la Presa o su cimentación. Cuando se introduce deliberadamente un pequeño grado de acción de arco en el diseño, permitiendo un perfil mucho más delgado, debe emplearse el término de Presa de arco-gravedad.

2. Presas de Contrafuerte. El concepto estructural de las Presas de contrafuerte, consiste en un paramento continuo aguas arriba soportado a intervalos regulares por un contrafuerte aguas abajo. Las Presas de contrafuerte macizo o de cabeza sólida, como se ilustra en las figuras, son las variantes modernas más notables de este tipo y, para propósitos conceptuales, pueden considerarse como una versión aligerada de la Presa de gravedad.

3. Presas de Arco. Las Presas de arco tienen una considerable curvatura aguas arriba. Estructuralmente trabajan como un arco horizontal, transmitiendo la mayor parte de la carga de agua a los estribos o laderas del valle y no al lecho del valle. Un arco relativamente simple, es decir, sólo con curvatura horizontal y un radio constante aguas arriba. En términos estructurales es más eficiente que las Presas de gravedad o las de contrafuerte, al reducir de manera considerable el volumen de concreto requerido. Una derivación particular de la Presa de arco simple es la Presa de bóveda o arco de doble curvatura. La Presa de bóveda emplea curvaturas complejas tanto en los planos verticales como en los horizontales. Es la más sofisticada de las Presas de concreto y su estructura es en esencia un domo o concha, sumamente económica en concreto. La estabilidad de los estribos es importante para la integridad estructural y la seguridad, tanto para la bóveda como para el arco simple.

4. Otras Presas de Concreto. Un gran número de variantes menos comunes de los tipos mayores de Presas de concreto. Se incluyen la Presa de gravedad aligerada, contrafuerte con cubierta, arco múltiple y bóvedas múltiples. Los nombres son auto explicativos, y su parentesco estructural como derivaciones de alguno de los otros tipos principales es evidente a partir de las figuras.

FIGURA 3. 4 PRINCIPALES VARIANTES DE PRESAS DE CONCRETO



3.1.3 CRITERIOS TÉCNICOS PARA EL DISEÑO DE PRESAS

3.1.3.1 TOPOGRAFÍA

Los estudios topográficos que deberán llevarse a cabo y que estarán destinados a la planeación y desarrollo del proyecto, son los siguientes:

- De Cuencas de captación.
- De vasos de almacenamiento.
- De boquillas o cierres.
- De zonas de riego.

3.1.3.1.1 LEVANTAMIENTOS DE CUENCAS DE CAPTACIÓN

Generalmente no se realiza el levantamiento topográfico de una Cuenca de captación sino se utiliza cartas geográficas del Instituto Geográfico Militar en escalas 1:50000 o 1:25000 para

determinar su área y la forma de concentración de los escurrimientos, a fin de utilizar estos datos en la solución de problemas hidrológicos.

Los datos que se obtienen de las cartas son:

- Área y forma de la Cuenca
- Forma de concentración de los escurrimientos (cauces principales y pendientes de los mismos)

3.1.3.1.2 LEVANTAMIENTO DE VASOS DE ALMACENAMIENTO

El levantamiento de un vaso de almacenamiento tiene por objeto determinar su plano topográfico el cual servirá:

- ✓ Para conocer su capacidad a diferentes elevaciones.
- ✓ Para conocer las áreas de embalse a diferentes elevaciones, para poder estimar pérdidas por evaporación y la capacidad de efectos regularizadores.
- ✓ De apoyo a los estudios geológicos que se realicen posteriormente.
- ✓ Para determinar las áreas y distribuciones de las propiedades que pueden ser inundadas y poder evaluar las indemnizaciones correspondiente.

3.1.3.1.3 LEVANTAMIENTO DE BOQUILLAS

El levantamiento topográfico de las boquillas se hace con los siguientes propósitos:

- Disponer de un plano topográfico detallado para el diseño de la cortina y obras auxiliares.
- Contar con un apoyo para las exploraciones geológicas.
- Establecer puntos de apoyo que serán utilizados para control de líneas y niveles durante la construcción.

3.1.3.1.4 LEVANTAMIENTO DE LA ZONA DE RIEGO

El levantamiento topográfico de los terrenos regables tiene por objeto formar un plano topográfico a una escala adecuada, para proyectar sobre él los sistemas de conducción y distribución de agua, drenaje y caminos que constituirán la zona de riego.

3.1.3.2 ESTUDIOS GEOLÓGICOS

Los estudios geológicos para este tipo de aprovechamientos revisten capital importancia, en virtud de que su omisión puede originar el fracaso de la obra.

Es obvio que estos estudios deben ser orientados para obtener con la menor erogación posible el máximo de conocimientos; pero, por ninguna circunstancia se deben escatimar erogaciones para su ejecución.

Los estudios que se deben realizar previamente a los trabajos de exploración son los siguientes:

- Se levantará un plano de la geología superficial de la zona de la Presa en proyecto, abarcando boquilla y vaso, en el que deban aparecer las condiciones generales de estructura geológica y secuencia estratigráfica.
- Como complemento al plano indicado y siempre que sea posible, se deben hacer las mediciones de sistemas de fracturamiento en los afloramientos de las rocas que constituyan la boquilla, con el fin de correlacionar su geometría y su densidad con la estabilidad de los cortes y obras de excavación que puedan requerir los diseños de la obra.

Estos levantamientos de geología superficial servirán de base para determinar en forma general, cuáles son las características significativas de las estructuras geológicas y las de resistencia, estabilidad y permeabilidad de las formaciones de la zona y para cuando se requiera un programa de exploraciones subsecuentes por medio de sondeos y perforaciones, que sea formulado buscando definir condiciones geológicas que no se descubrieron claramente en los levantamientos con pozos a cielo abierto. Este programa de exploraciones en detalle debe incluir una descripción de los objetivos que se persiguen con las perforaciones, túneles, pozos a cielo abierto, adicionales, etc., de acuerdo con las características de geología que se determinaron en los levantamientos previos.

3.1.3.2.1 GEOLOGÍA DE LA BOQUILLA

Se hará el levantamiento detallado, para relacionar la geología local con las diferentes partes estructurales de la obra hidráulica: cortina, vertedor y obra de toma. Se pondrá especial atención a la zona de la cimentación de la cortina, en lo que se refiere a la permeabilidad y la resistencia de la roca o suelo que en ella existan.

Para llevar a cabo lo anterior, se excavarán pozos a cielo abierto a lo largo del eje topográfico propuesto a cada 20.0 ó 40.0 m, incluyendo uno como mínimo aguas arriba y otro aguas abajo, sobre el cauce. El número de pozos debe ser el necesario para que se defina el perfil geológico.

La localización de los pozos, se hará de acuerdo con las características topográficas y geológicas, y se llevarán hasta una profundidad máxima de 8.0 m tratando de llegar al material aceptable para el desplante de la obra propuesta. Donde la roca sana aflore pueden omitirse las excavaciones, excepto si se localizan sobre accidentes geológicos, tales como: fallas, fracturas, cuerpos permeables o formaciones muy fracturadas.

Cuando los espesores de los materiales sean inapropiados para la cimentación como escombros, roca intemperizada o fracturada sea considerable, conviene que las exploraciones sean complementadas con sondeos a máquina.

3.1.3.2.2 GEOLOGÍA DEL VASO

Deben levantarse con detalle todas las estructuras geológicas como oquedades en rocas solubles, fracturas y fallas abiertas, cuerpos permeables, etc., así como la capa superficial impermeable que cubre a las rocas, para relacionarlas con la cota de embalse a fin de predecir sus posibles efectos sobre el almacenamiento.

3.1.3.2.3 PRUEBAS DE PERMEABILIDAD

Con objeto de verificar la permeabilidad o impermeabilidad de los materiales que constituyen el vaso y la boquilla, para estimarla cualitativamente, es deseable efectuar pruebas de permeabilidad, para lo cual se pueden aprovechar las exploraciones a cielo abierto a máquina realizadas.

La prueba en los pozos a cielo abierto, consiste en llenarlos con agua hasta un nivel establecido, que puede ser la boca del pozo y una vez saturado el material, medir los abatimientos en relación al tiempo. Con los datos obtenidos se elabora una gráfica de “tiempo – abatimiento” para cada pozo donde será fácil determinar si el tramo investigado es o no permeable.

En términos relativos se considera que un material es prácticamente impermeable si el agua tarda más de 30 horas en ser absorbida completamente.

En las perforaciones hechas con máquina, se podrán efectuar pruebas de permeabilidad tipo Lugeon, Lefranc o cualquier otro tipo de prueba relativa.

Con los resultados obtenidos el ingeniero geólogo formulará un informe que contenga su opinión en relación con las características del sitio estudiado, el grado estimado de intensidad de los problemas y las recomendaciones que crea conveniente, ilustrándolo con planos geológicos del vaso y boquilla, y las gráficas obtenidas de las pruebas de permeabilidad.

3.1.4 DISPONIBILIDAD DE MATERIAL PARA LA CONSTRUCCIÓN

Al mismo tiempo que se ejecutan los levantamientos topográfico y geológico, es necesario iniciar la búsqueda de los materiales de construcción en las inmediaciones del sitio. Las obras hidráulicas requieren tierra, arena y roca para formar la cortina así como agregados y agua para los concretos. Estos estudios deben ser realizados por una brigada integrada con personas entrenadas en técnicas de campo para identificar materiales y provista de un equipo mínimo que les permita determinar sus características principales, los volúmenes disponibles, y además, obtener muestras representativas para ensayarlas en un Laboratorio especializado.

Por razones de economía, cuanto más próximas del sitio estén las fuentes de abastecimiento, tanto mejor. Pero ello no ocurre con frecuencia.

En líneas generales puede indicarse:

En Presas de tierra, la disponibilidad de materiales tiene la importancia no solo en cuanto a su factibilidad respecto a otros tipos de Presas, sino, también en cuanto a la selección de la sección conveniente (proporciones de material grueso y fino). Los suelos deben tener adecuadas características mecánicas (granulometría, límites de Atterberg)

En Presas de enrocado, la factibilidad de disponer de rocas en cantidad y calidad suficiente es requisito indispensable.

En Presas de concreto, la disponibilidad de agregados finos y gruesos en cantidad y calidad suficientes es requisito indispensable. Esta importancia relativa es menor que en el caso de Presas de tierra y enrocado.

3.1.5 VERTEDERO DE EXCEDENCIAS

3.1.5.1 OBJETIVO DEL VERTEDERO DE EXCEDENCIAS

El objetivo del vertedero de excedencias es evacuar del embalse, en condiciones controladas y seguras, las aguas excedentes no-regulables que entran al embalse una vez que éste se haya llenado.

El vertedero debe cumplir con los siguientes aspectos:

- Garantizar la integridad física de la Presa y de las obras complementarias.
- Garantizar la seguridad del sector aguas abajo; evitar daños inaceptables.

Estas obras son con frecuencia estructuras independientes de las otras obras (Presa, toma y desagüe de fondo), pero en algunas ocasiones están integradas con ellas. En todo caso, su diseño está muy ligado al diseño de las otras obras.

3.1.5.2 TIPOS DE VERTEDERO DE EXCEDENCIAS

Existen una serie de tipos de vertederos de excedencias, de los cuales se selecciona el adecuado para las condiciones particulares de cada caso, considerando todos los aspectos y parámetros necesarios como: crecida máxima, tipo de Presa, condiciones topográficas y seguridad. Entre los más considerados tipos de vertedero se tiene:

- ✓ Vertedero frontal con alineamiento recto.
- ✓ Vertedero frontal con alineamiento curvo.
- ✓ Vertedero lateral.
- ✓ Vertedero tipo embudo.

En cada caso se puede considerar la presencia de pilas intermedias (por ejemplo para soportar la cabina de mandos o la corona de la Presa si está integrada a algún camino), cuyo efecto hidráulico es la reducción de la longitud efectiva de vertido.

En cuanto a la selección del tipo de perfil del vertedero se debe considerar aspectos netamente hidráulicos. Uno de los más conocidos es el perfil Creager que simula la napa natural de vertido del agua evitando condiciones no deseadas en el escurrimiento, como son por ejemplo las subpresiones que ofrecen riesgo de cavitación.

Dimensionamiento

Las dimensiones del vertedero de excedencias se determinan en función de la interrelación de los siguientes factores:

- Caudal máximo de avenida asumido para un determinado período de retorno.
- Características topográficas del vaso.
- Proceso previsto para la evacuación de aguas (respuesta rápida o lenta).
- Consecuencias de falla y riesgo de daño aguas abajo del embalse (seguridad).
- Costo del vertedero.

El caudal de crecida está en función de los siguientes parámetros:

- Cuenca de aporte (Cuenca propia o trasvase de Cuencas).
- Características de la Cuenca de aporte (tamaño, forma, tipo de respuesta).
- Características de precipitación de la Cuenca de aporte.

En todo caso, la capacidad del vertedero debe ser mayor o igual al del caudal de diseño que es el caudal máximo de salida correspondiente a la máxima avenida prevista (tiempo de retorno, probabilidad, riesgo). El diseño se realiza con la evaluación del proceso conocido como “tránsito de avenidas”.

3.1.6 OBRA DE TOMA

Su función es permitir la salida regulada de agua con el propósito de satisfacer las demandas correspondientes. Las tomas deben proyectarse de forma tal que permitan un apropiado acople entre disponibilidades y demandas, sujetas a los usos que debe cubrir el embalse (riego, agua potable, electricidad).

En casos de emergencia, las tomas pueden servir eventualmente como desagüe de fondo.

3.1.6.1 CAPACIDAD DE LA TOMA

Una toma debe tener la capacidad suficiente para satisfacer la demanda máxima en las condiciones más desfavorables de operación del sistema.

La variación cronológica de la demanda depende del tipo de uso. Para abastecimiento urbano la salida de agua tiende a ser relativamente constante, mientras que en un embalse para riego la demanda es variable. En este último caso la toma debe ser capaz de cubrir el valor pico de la demanda.

Por otra parte, el caudal de agua que saldrá por la obra de toma dependerá de la carga disponible (la altura de agua en el embalse).

3.1.6.2 TIPOS DE TOMAS

Las obras de toma pueden clasificarse de acuerdo con su objeto, con su distribución física y estructural o con su operación hidráulica.

Desde el punto de vista hidráulico las tomas se clasifican en:

Tomas a presión: son aquellas donde el flujo ocurre en su totalidad bajo presión. Su mecanismo de control normalmente se encuentra aguas abajo de la Presa. En esta toma existe menor pérdida de carga que en las de flujo a superficie libre. Por esta razón, este tipo de toma es indispensable para plantas hidroeléctricas. Hay mayor exigencia en cuanto a la calidad de la conducción por el cuerpo de la Presa en vista de las fuertes presiones a las que puede estar sometida.

Tomas a superficie libre: son aquellas donde el flujo ocurre en su totalidad a superficie libre. Su mecanismo de control normalmente se encuentra aguas arriba de la Presa. En esta toma existe mayor pérdida de carga que en las de presión. Estas tomas son viables en Presas bajas, donde la capacidad de operación puede ser creada por compuertas reguladoras.

Tomas mixtas: son aquellas donde el flujo ocurre parcialmente a presión y a superficie libre. Su mecanismo de control se encuentra en la parte intermedia de la conducción. Estas tomas son excepcionalmente elegidas, cuando las condiciones particulares del proyecto así lo exijan. Debe tomarse en cuenta la accesibilidad al punto de control y el costo que esto representa, además de las exigencias para el tramo de conducción bajo presión.

Dependiendo de la forma de captación de las aguas del embalse, las tomas se clasifican en:

Tomas por gravedad: donde todo el flujo ocurre por gravedad. Normalmente se usa este tipo de captación.

Tomas por bombeo: donde se requiere el suministro de energía para extraer las aguas del embalse. Su elección está en función de la exigencia natural; por ejemplo, de la relación altimétrica entre el embalse y la ubicación del grupo beneficiario. Representa un fuerte costo de operación.

De acuerdo al tipo de descarga y a las condiciones (forma) de conducción puede identificarse:

- Toma con descarga a Río.
- Toma con descarga a canal.
- Toma con descarga a tubería forzada.
- Tomas con cauce formado por canal abierto.

- Tomas con cauce formado por conducto cerrado.

3.1.6.3 COMPONENTES DE UNA OBRA DE TOMA

Por lo general las obras de toma tienen los siguientes componentes:

- Canal de aproximación y conducto de toma.
- Controles de regulación (compuertas, válvulas).
- Controles de contingencias.
- Obras de descarga y disipación.
- Obras complementarias (cámara de operación, acceso a la cámara).

3.1.6.4 LOCALIZACIÓN DE LAS TOMAS

Las localizaciones usuales de las obras de toma son:

- Dentro del cuerpo de la Presa.
- En los estribos de la Presa.
- En cualquier otro lugar del embalse.

Los factores que influyen para la selección de la localización son:

- Tipo de Presa.
- Condiciones geotécnicas.
- Condiciones topográficas.
- Capacidad de la toma.
- Uso conjunto con otras obras hidráulicas.
- Obras de acceso (cuando la toma está lejos de la Presa).
- Ubicación altimétrica de la toma.

El criterio final de selección de la ubicación de la obra de toma es el económico, dentro de un marco razonable de seguridad de operación. Casi siempre la ubicación de la toma afecta el emplazamiento de las otras obras hidráulicas y viceversa. Se impone un análisis conjunto.

3.1.7 DESCARGA DE FONDO

La descarga de fondo es una obra de evacuación en el fondo del embalse y tiene similar comportamiento hidráulico que una toma.

Las descargas de fondo se implementan en las Presas con dos propósitos generales:

- Vaciar total o parcialmente el embalse en situaciones de emergencia.

– Evacuar el mayor volumen posible de sedimento depositado, evitando la pérdida de capacidad de almacenamiento del embalse y prolongando su vida útil.

El diseño de esta obra está ligado con el diseño del resto de las obras complementarias. Para fines de ahorro de costos de obra, en algunas situaciones, pueden integrarse con otras obras en una obra combinada.

La curva de descarga de un desagüe de fondo responde a la relación:

$$Q = C \times A \sqrt{2 \times g \times H}$$

Dónde:

Q = caudal de salida (m³/s)

H = carga de agua sobre el CG de la abertura (m)

A = apertura del desagüe (m²)

C = coeficiente de descarga (0.55-0.85)

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

El uso de la descarga de fondo para la eliminación de los sedimentos es un tema discutible por la baja eficacia en su funcionamiento y por la necesidad de utilizarse el agua de las primeras crecidas que en ocasiones de alta necesidad pueden representar importantes “pérdidas de agua”. Su efectividad es mayor en vasos estrechos y con caudales grandes de crecida.

Una solución alternativa para la entrada de sedimentos es asegurar un volumen muerto suficiente para absorber el sedimento previsto. Sin embargo, en Cuencas con gran aporte de sedimentos o embalses relativamente pequeños, la vida útil del embalse puede acortarse tanto que puede hacerlo improductivo. En tales situaciones las descargas de fondo pueden dar una solución.

3.1.8 FILTROS

El diseño de filtros y las capas de transición se realiza para prevenir la migración de finos inducida por la filtración. Los filtros de transición se requieren entre las zonas impermeables (suelos finos) y las zonas permeables (material grueso), como drenes, para prevenir la migración de partículas de los finos hacia los gruesos.

Los filtros deben colocarse en cada cambio de material dentro de la Presa. Como la dirección de la infiltración es hacia la cara de aguas arriba durante el vaciamiento rápido, los filtros son necesarios en ambos taludes de la zona impermeable.

Si se dispone de suficientes cantidades de materiales de material de filtro a costo razonable, se encontrará, generalmente más económico construir filtros más gruesos que los descritos, que tratar el material para satisfacer exactamente los requisitos para los filtros delgados, como se describe enseguida. Cuanto más grueso el filtro, mayores son las desviaciones permitidas de las condiciones que se dan para los filtros, especialmente en el paralelismo exigido en las curvas de granulometría entre el filtro y la base.

Los filtros tienen que satisfacer 2 criterios para estar bien diseñados:

- ✓ Criterio de canalización.- Los vacíos del filtro no deben permitir la migración de partículas desde la zona protegida, por lo que requieren ser suficientemente finos.
- ✓ Criterio de permeabilidad.- El material del filtro debe ser suficientemente más permeable que el material de la zona protegida para inducir una reducción brusca en el gradiente hidráulico y permitir la descarga libre de infiltración.

El primer requerimiento da lugar a un límite en el segundo. Es decir, que en general el cumplimiento del primer requerimiento hace que cumplamos el segundo.

El principio esencial de diseño plantea que cualquier cambio de material fino a grueso debe efectuarse de manera gradual con un filtro en etapas o zonas de transición; es decir, de arcilla → arena → arena gruesa → grava fina → espaldón grueso, etc.

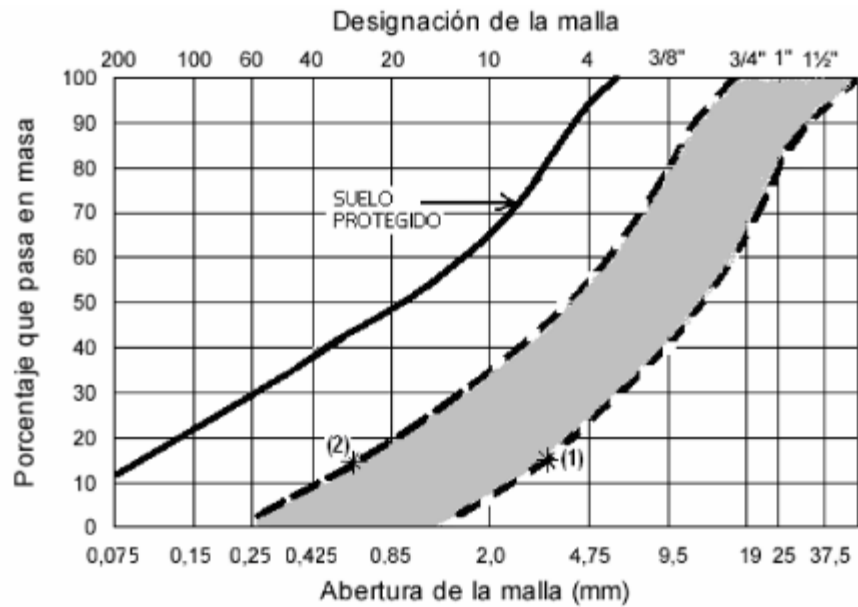
Un enfoque empírico de amplio uso para definir las envolventes de granulometría o relaciones límites del material de filtro apropiado, paralelas a la curva granulométrica del material protegido está dado por las expresiones:

$$\text{Terzagui} \quad \frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{85} \text{ del suelo protegido}} < 5 \quad \text{Límite superior (1)}$$

$$\text{U.S.B.R.} \quad \frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{15} \text{ del suelo protegido}} > 5 \quad \text{Límite superior (2)}$$

Donde: D_{15} se refiere al tamaño a partir del cual 15% de las partículas son menores, etc., determinado por un análisis granulométrico. Las expresiones indican los criterios de canalización y permeabilidad, respectivamente.

FIGURA 3. 5 ENVOLVENTES DE GRANULOMETRÍA O LÍMITES DEL MATERIAL DEL FILTRO



Este criterio asegura una permeabilidad del filtro 25 veces que la del suelo protegido; es decir,

$$\frac{D_{50} \text{ del filtro}}{D_{50} \text{ del suelo protegido}} \leq 5$$

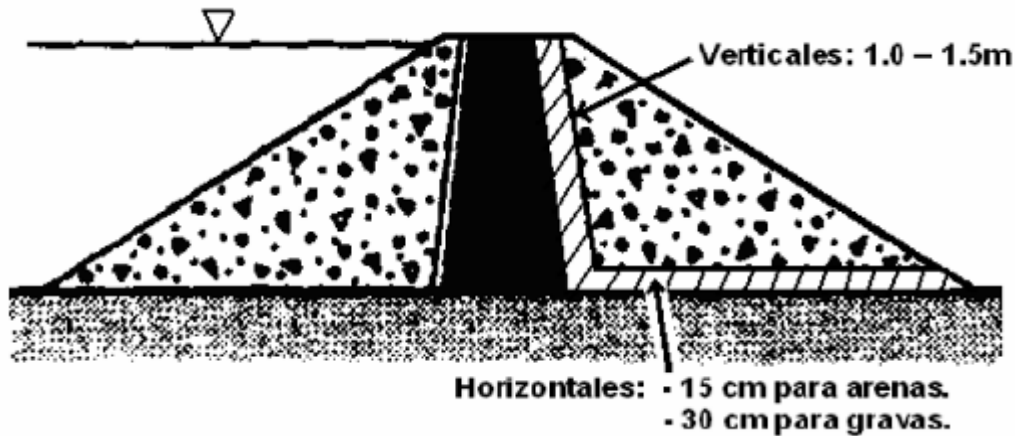
Además, la curva granulométrica del filtro debe ser aproximadamente paralela a la del material base.

3.1.8.1 ESPESORES MÍNIMOS DE FILTROS

Los espesores mínimos que se recomiendan en filtros para Presas son los siguientes:

- Filtros verticales: 1.0 – 1.5 m
- Filtros horizontales: 15 cm para arenas, 30 cm para gravas

FIGURA 3. 6 ESPESORES MÍNIMOS DE FILTROS EN PRESAS



3.1.9 DRENAJE DE PRESAS

El drenaje de las Presas es una acción que se efectúa para el control de la infiltración en la Presa. La superficie freática del régimen de infiltración; es decir, la superficie libre, debe mantenerse alejada del paramento aguas abajo para evitar altas presiones del agua en los poros que puedan promover la inestabilidad del talud. En el caso extremo en que la línea de infiltración emerja en el paramento, ocurrirá ablandamiento local y erosión y se iniciarán desprendimientos. Las presiones y velocidades de infiltración también deben controlarse para prevenir la erosión interna y la migración de partículas.

El control de infiltración se efectúa mediante la incorporación de sistemas de drenaje, protegidos por filtros y capas apropiadas de transición.

El drenaje es necesario para reducir o cortar la cantidad de infiltración a través de la Presa y la fundación. Se dispone de los siguientes métodos:

- La zona o cara aguas abajo si está compuesto por material permeable se comporta como un drenaje libre o natural.
- Rock toe (pie de enrocamiento)
- Drenaje de manto horizontal, o sistemas de conductos longitudinales y transversales
- Drenes tipo chimenea, pueden ser verticales o inclinados, penetrando hacia adentro y arriba de la sección de la Presa.

El diseño de una resistencia de drenaje de aguas abajo es gobernado por la altura de la Presa, costo y disponibilidad de material y de la naturaleza de la fundación.

3.1.9.1 TALUD DE DRENAJE LIBRE

La eficacia del talud aguas abajo para servir como dren en una sección zonada, depende del radio de la permeabilidad de la zona permeable con relación a la zona impermeable, y del grado de anisotropía.

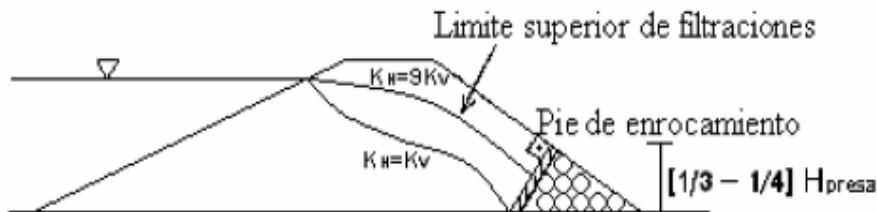
Por lo tanto otro tipo de drenaje nos es requerido si cumple con las condiciones. Para ayudar en el drenaje a veces es necesario un pequeño “Rock toe”

3.1.9.2 ROCK TOE (PIE DE ENROCAMIENTO)

Para Presas de baja o moderada altura, el pie de drenaje o pie de enrocamiento proporciona una solución satisfactoria al problema de infiltración.

Este tipo de drenaje ayuda a la estabilidad del talud aguas abajo y a la resistencia de toda la Presa. Si la cantidad de material que compone el pie de enrocamiento es mayor al 10% del total de la Presa, puede ser cara su implementación.

Figura 3. 7 Talón de enrocamiento



Si $K_H = K_V$ y $K_H = 9 K_V$ los niveles de infiltración serán como los mostrados en la figura 3.7. La altura del pie de enrocamiento debe ser $1/3$ a $1/4$ de la altura de la Presa.

3.1.9.3 DRENAJE HORIZONTAL

El objeto de un colchón horizontal de drenaje, es permitir la descarga de las filtraciones y disminuir la posibilidad de fallas por tubificación, tanto del tipo de reventones como del tipo de erosión subterránea. Se logra este objetivo aplicando peso sobre la porción de la cimentación, aguas debajo de la zona impermeable de la Presa, donde existen fuerzas de filtración hacia arriba elevadas. El colchón debe ser permeable para que pueda efectuarse drenaje, y debe proyectarse en forma que se evite el movimiento de las partículas de la

cimentación o del terraplén por la descarga de las filtraciones; es decir, se deben realizar los filtros de transición adecuados.

Deberán incluirse colchones horizontales de drenaje en los proyectos de todas las Presas pequeñas sobre cimentaciones permeables relativamente homogéneas cuando no lleven dentellones efectivos.

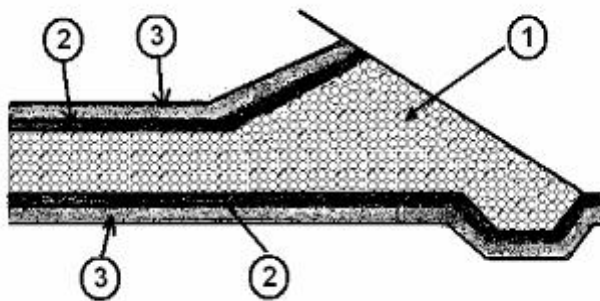
El sistema de drenaje tiene que tener suficiente sección para evacuar la mayor cantidad de infiltración, con un factor de seguridad adecuado. Los drenes horizontales pueden disponerse a diferentes alturas.

La longitud necesaria del colchón de drenaje horizontal puede determinarse teóricamente por medio de la red de flujo. Como base para el proyecto de Presas pequeñas, se recomienda que la longitud del colchón se haga igual a tres veces la altura de la Presa.

Lo recomendable para los espesores del dren y los filtros de transición en drenes horizontales son los siguientes:

FIGURA 3. 8 ESPESORES DEL DREN Y LOS FILTROS EN DREN HORIZONTAL

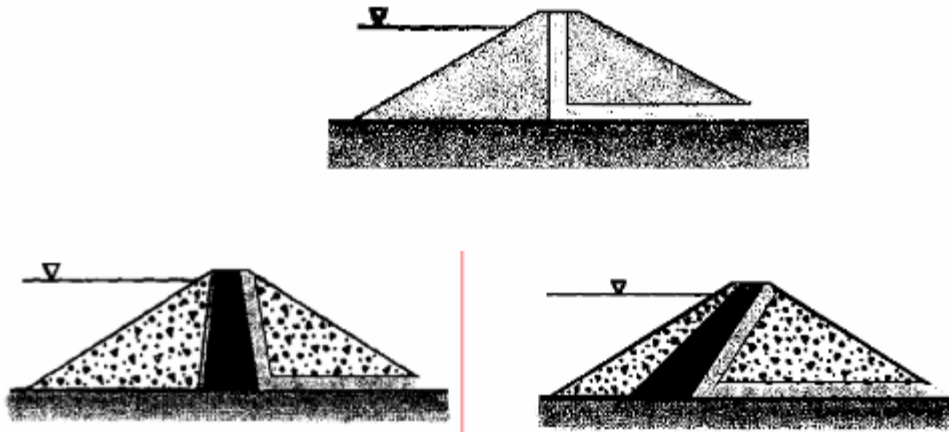
- | | | |
|----|------------------------|--|
| 1. | Dren | $e=1.0 - 1.5 \text{ m}$, $\phi=10\text{mm} - 75 \text{ mm}$ |
| 2. | Filtro grueso (grava), | $e=0.3 - 0.5 \text{ m}$, $\phi =2\text{mm} - 20\text{mm}$ |
| 3. | Filtro fino (arena) | $e=0.3 - 0.5\text{m}$, $\phi =0.25\text{mm} - 5\text{mm}$ |



3.1.9.4 DRENES TIPO CHIMENEA

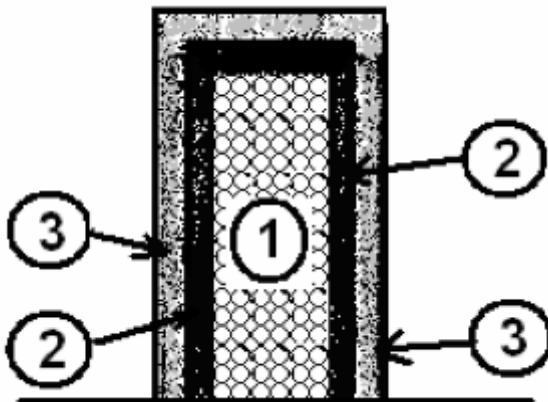
Este tipo de drenes intercepta todas las capas de la Presa y previenen la infiltración en el talud aguas abajo, reducen considerablemente la presión de poros. Siempre están combinados con drenes horizontales.

FIGURA 3. 9 DRENES TIPO CHIMENEA: VERTICAL, MODERADAMENTE INCLINADO E INCLINADO



Los drenes siempre deben estar protegidos en todas sus caras por filtros. Lo recomendable para los espesores del dren y los filtros son los siguientes:

FIGURA 3. 10 ESPESORES DEL DREN Y LOS FILTROS EN UN DREN VERTICAL



- | | |
|--------------------------|---------------------------|
| 1. Dren | $e = 2 - 3 \text{ m}$ |
| 2. Filtro grueso (grava) | $e = 1.5 - 2.0 \text{ m}$ |
| 3. Filtro fino (arena) | $e = 1.0 - 1.5 \text{ m}$ |

FIGURA 3. 11 CONSTRUCCIÓN DEL DREN Y LOS FILTROS CON RELACIÓN A LOS LADOS FINOS



3.1.10 INYECCIONES

En los macizos rocosos en los suelos aluviales las inyecciones de mezclas o lechadas se utiliza para reducir la permeabilidad (inyecciones de impermeabilización) y/o aumentar la resistencia y el módulo elástico (inyecciones de consolidación)

Las Presas de tierra y enrocamiento requieren un tratamiento a base de inyecciones de sellado; las deformaciones de la roca, aun cuando se presente muy fisurada, no son significativas para el comportamiento de esas estructuras. En cambio, para las cortinas de concreto es conveniente aumentar el módulo de deformación de la cimentación y empotramientos, por medio de inyecciones de consolidación, usadas también para mejorar las condiciones de la roca alrededor de tuberías de presión.

Para alcanzar los objetivos de la inyección deben rellenarse los huecos del medio en tratamiento con un líquido (mezcla o lechada) que se solidifica con el tiempo, el cual puede ser una suspensión o (lechada de cemento) o una solución (productos químicos).

3.1.10.1 ESTUDIO DEL TERRENO POR INYECTAR

Con el fin de seleccionar el método de inyección y la naturaleza de la lechada por inyectar es necesario determinar la porosidad y/o el estado de fisuración del medio así como su permeabilidad.

Un macizo rocoso con una permeabilidad inferior a tres unidades Lugeon (absorción de tres litros por minuto y por metro lineal de perforación sometida a una presión de inyección de 10 kg/cm²) no requiere tratamiento de inyección. Para Presas de más de 30 metros de altura se debe establecer como límite de permeabilidad para tratamiento una unidad Lugeon.

Los terrenos aluviales por su importante relación de vacíos y su heterogeneidad requieren de un reconocimiento especial y casi siempre deben ser inyectados para su impermeabilización.

El estudio de la porosidad, el estado de fisuración y la permeabilidad de los macizos rocosos se lleva a cabo mediante pozos, galerías y zanjas.

Como este procedimiento es costoso y su ejecución lenta es frecuente recurrir a perforaciones con obtención de núcleos para sustituir o completar la información requerida.

Para determinar la permeabilidad del terreno que va a ser tratado se efectúa la prueba Lugeon en macizos rocosos fisurados y la prueba tipo Lefranc en suelos aluviales.

3.1.10.2 SELECCIÓN Y PREPARACIÓN DE LAS MEZCLAS DE INYECCIÓN

Se recomienda reproducir en el Laboratorio la granulometría y relación de vacíos del terreno natural, especialmente en los suelos aluviales. A pesar de que las condiciones de campo no pueden ser reproducidas con fidelidad en los ensayos de Laboratorio, estos son adecuados como un procedimiento de bajo costo que permite determinar la lechada que es más conveniente inyectar en aluviones de acuerdo a la granulometría y a la permeabilidad de los mismos.

La gráfica de las curvas granulométricas, permite seleccionar la lechada de inyección de acuerdo a la granulometría del terreno inyectado.

Es conveniente verificar si la mezcla determinada por medio de las tablas es adecuada para ello, se emplea la ecuación:

$$d \leq C\sqrt{k}$$

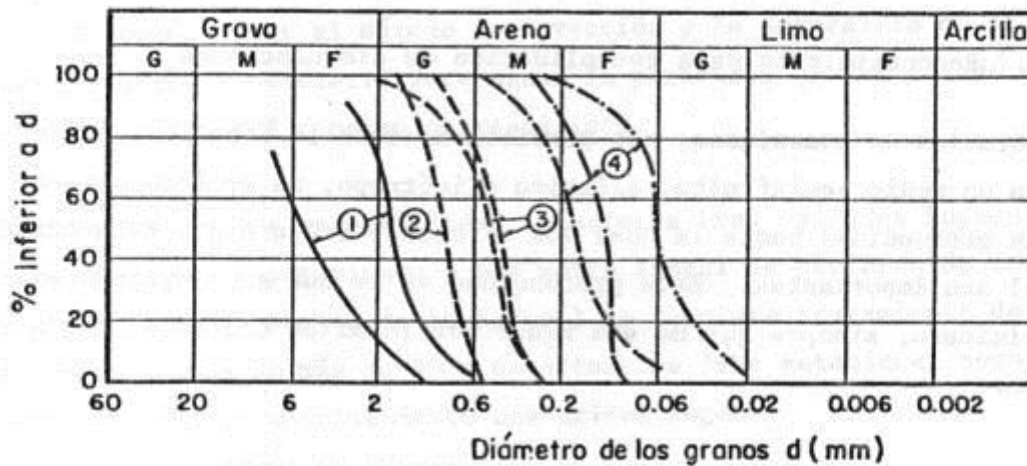
Dónde:

D = diámetro medio de los granos de la lechada en micras

K = coeficiente de permeabilidad en m/seg.

C = constante que varía entre 600 y 800

FIGURA 3. 12 CURVAS GRANULOMÉTRICAS CORRESPONDIENTES A LOS LÍMITES DE PENETRABILIDAD CON SUSPENSIONES Y SOLUCIONES COLOIDALES



Tipos de mezclas

- 1 suspensiones de cemento
- 2 suspensiones de cemento arcilla
- 3 suspensiones de arcilla
- 4 soluciones de silicato

3.1.10.3 PRESIONES DE INYECCIÓN

La presión durante el inyectado juega un papel muy importante. En principio, es necesario operar con las presiones más altas que resulten admisibles, para abrir las fisuras y penetrar a mayor profundidad. Sin embargo, hay limitaciones sobre este particular; la principal, es que no provoque el levantamiento de las formaciones, con pérdida de lechada o daño a la roca.

Cambefort ofrece cálculos estimativos de presiones que son tolerables en masas de rocas y concluye que puede operarse con presiones de 16 kg/cm^2 a 10 m de profundidad y más de 70 kg/cm^2 a partir de 20 m bajo el nivel del terreno.

La técnica norteamericana toma como base el peso propio de la roca y prescribe incrementos de la presión en función de la profundidad, resultando valores de 2 y 4 kg/cm^2 para los casos antes considerados.

Los partidarios de la aplicación de altas presiones en rocas fisuradas consideran que:

- a) Se abren las grietas finas por deformación de la roca, facilitando la penetración de la mezcla.
- b) Al abatirse la presión, la roca se descomprime estableciendo un buen contacto con el producto inyectado.

3.1.11 AUSCULTACIÓN DE PRESAS

3.1.11.1 DEFINICIÓN Y OBJETIVOS

La actividad de “auscultación” de las Presas comprenderá el conjunto de tareas con equipo y personal específicos necesarios para conocer y evaluar su comportamiento y la de todas sus obras accesorias, tanto durante su construcción, como a lo largo de su vida útil.

El objetivo principal de la auscultación de las Presas es controlar su seguridad. Auscultar corresponde a tomar todo el conocimiento para tomar decisiones que permitan evitar cualquier tipo de fallas o accidentes.

3.1.11.2 INTRODUCCIÓN Y MAGNITUDES DE CONTROL

Las Presas de “materiales sueltos” están formadas exclusiva o preferentemente por materiales naturales como son las piedras, gravas, arenas, limos, arcillas y suelos en general. Se prevé que el material con adecuada granulometría será la piedra gruesa (entre 1 cm y 1 m). La impermeabilidad estará determinada por un paramento de H°A° aguas arriba debidamente fundado sobre un plinto perimetral.

Las magnitudes que se deberán controlar serán las siguientes:

- Seguridad de la Presa, medida a través del control de sus movimientos horizontales y verticales.
- Volúmenes de embalse, medidos mediante el conocimiento de los niveles hídricos en el embalse.
- Filtraciones, medidas con una canaleta de control y medición y control de la napa aguas abajo de la Presa mediante tres piezómetros en línea.
- Parámetros climáticos, registrados en una estación climatológica principal (SENAMHI).
- Deformaciones, dilataciones y contracciones térmicas de las losas de H° A° del paramento de aguas arriba.

3.1.11.3 PROCEDIMIENTO PARA EL CONTROL DE MOVIMIENTOS VERTICALES Y HORIZONTALES

La confiabilidad general sobre la estabilidad de la Presa, se podrá obtener al controlar sus movimientos en el espacio por medio de un procedimiento geodésico- topográfico, que se describe a continuación.

Se controlarán los desplazamientos mediante la colimación de puntos de referencia desde aquellos de observación, todos ubicados en la pantalla de aguas debajo de la Presa y en sus obras complementarias.

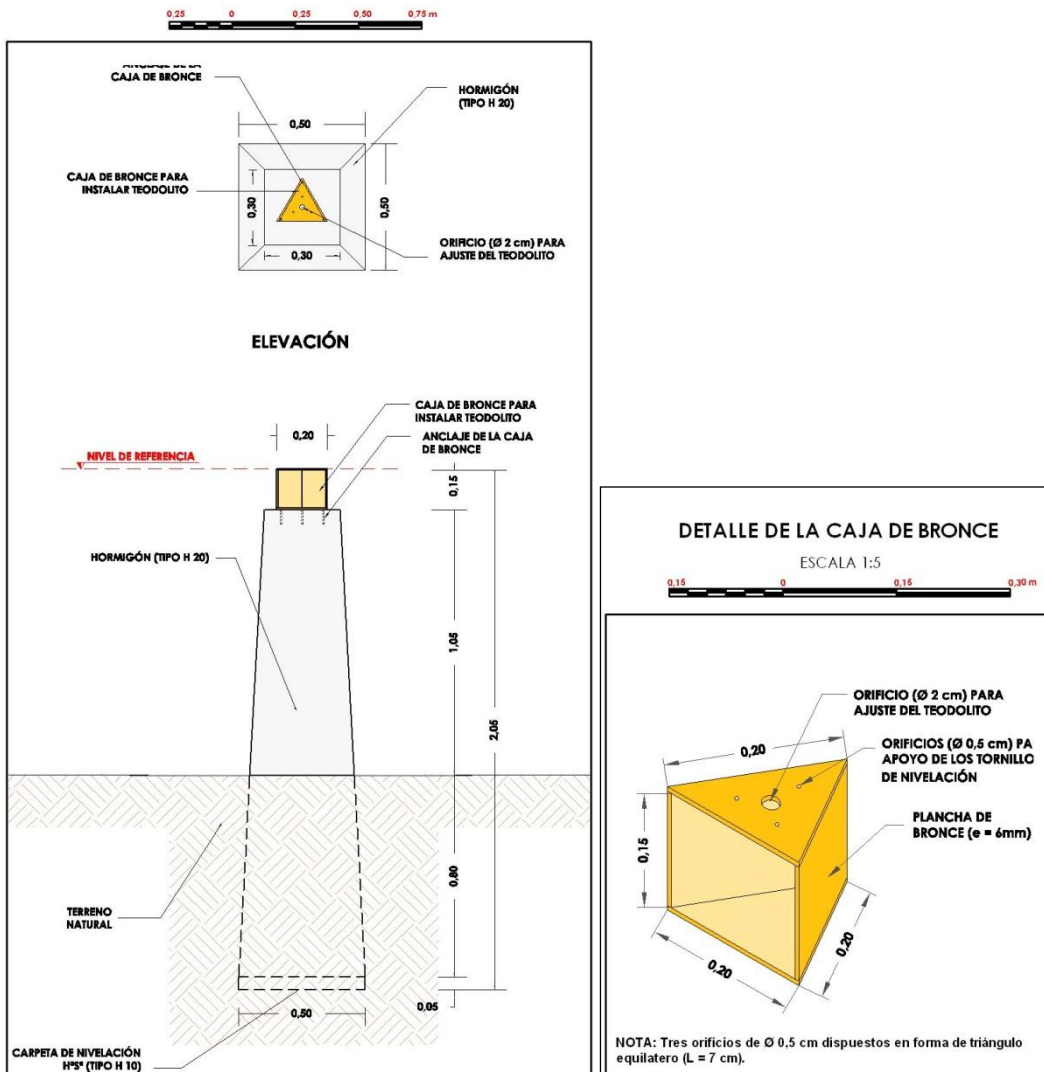
Para cada punto se dispondrá de las coordenadas (x, y, z). Las diferencias de coordenadas (Δx , Δy , Δz) que podrán ocurrir en el tiempo podrán determinarse fácilmente. Obviamente, es importante determinar las coordenadas iniciales de los puntos de medida con gran precisión, para que sirvan de referencia y para poder comparar con las mismas las futuras coordenadas de posteriores mediciones.

Utilizando una planimetría de referencia y un cuadro de las coordenadas UTM de todos los puntos de medición y de emplazamiento de equipo o de referencia, junto a particulares constructivos. Se considerarán los siguientes elementos:

3.1.11.3.1 ESTACIONES BASE FIJAS

Cada estación base estará realizada por un pilar de hormigón armado que sobre sale 1,05 m sobre el terreno. Penetra 0,80 m para su estabilidad. Sobre el pilar se colocará una caja de bronce de base triangular, especialmente realizada para poder instalar en su cara superior un instrumento de colimación (estación total o teodolito). Los lugares elegidos están suficientemente alejados de la Presa para que no estén afectados eventualmente por deformaciones próximas que puedan producirse en la Presa o el mismo embalse.

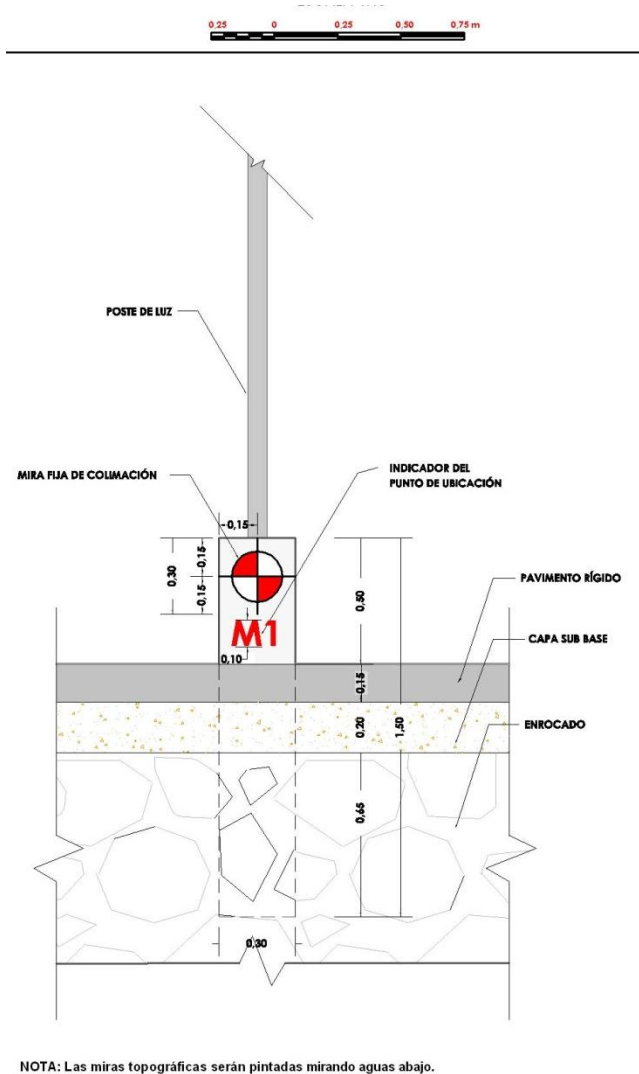
FIGURA 3. 13 ESTACIONES BASE DE COLIMACIÓN Y DETALLE DE LA CAJA DE BRONCE SUPERIOR



3.1.11.3.2 MIRAS FIJAS DE COLIMACIÓN

El sistema de colimación se basará en la implementación de miras fijas pintadas. Estarán diseñadas en cinco bases de concreto de los postes de la iluminación de la corona de la Presa. Otras miras estarán diseñadas en las obras complementarias de salida de las tomas de margen izquierda y margen derecha y en el desagüe de fondo.

FIGURA 3. 14 MIRAS FIJAS DE COLIMACIÓN



3.1.11.4 PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LOS VOLÚMENES DEL EMBALSE.

Para lograr la funcionalidad prevista para el riego, que deberá obedecer a un preciso y prefijado calendario de entregas de agua desde la Presa, será necesario disponer del conocimiento de los volúmenes útiles disponibles. Esta operación será realizada por el Vigilante de la Presa que deberá medir el nivel de agua en el embalse todos los días a las 8,00 y a las 18,00. El volumen disponible corresponderá a la relación que tienen con las alturas en la curva característica del embalse.

Para la medición óptica directa, en la ladera derecha del embalse, cerca del paramento de aguas arriba, se instalarán en cascada progresiva reglas limnimétricas. La lectura de la escala

3.1.11.5 PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR FILTRACIONES.

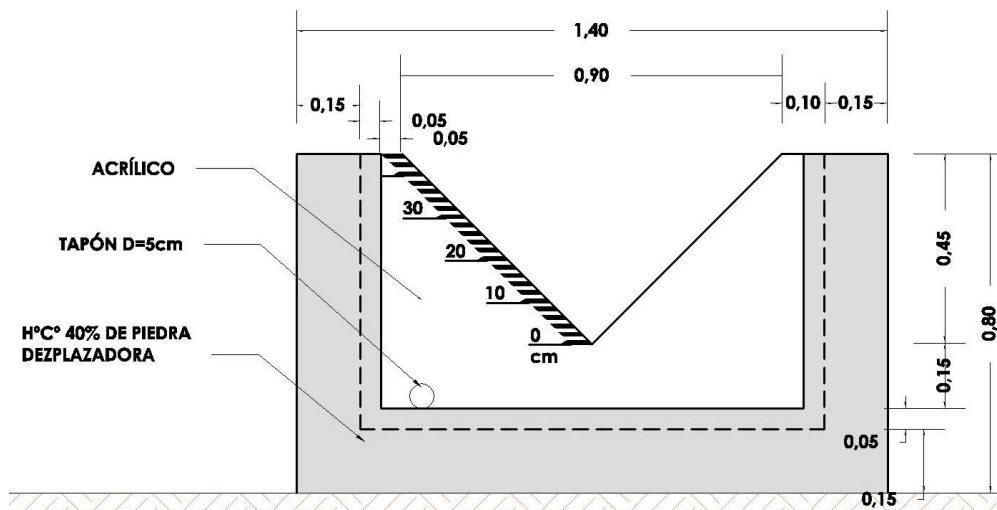
Las filtraciones, mayores o menores, se producen por el contacto de agua con la Presa y en el vaso de aguas arriba. En la Presa de enrocado, debido al material rocoso permeable que constituye la mayor parte del cuerpo de la Presa se impone una atenta vigilancia. Un aforo de filtraciones durante la estación seca (al inicio de las operaciones de riego y con el embalse lleno) es, sin duda, el mejor indicador del comportamiento general de la Presa. Su importancia reside en el hecho de que la filtración es una magnitud integral y que, por lo tanto, puede reflejar el comportamiento de toda la Presa más que las situaciones puntuales.

El caudal de eventuales filtraciones se deberá medir con intervalos de una semana, observando y registrando también si habrá coloración o turbiedad o si se registrará un aumento anormal del agua de filtración entre las visitas de inspección.

El dispositivo de aforo de filtraciones consistirá en un vertedero en forma de V con pantalla calibrada instalada al final de un canal de H° C° de 25 m de longitud. El canal de control, que tendrá una sección rectangular de 0,60 x 1,00 m, será construido directamente en el fondo del cauce, apenas aguas abajo de la Presa. Un aforo preciso y continuo del caudal de filtración será realizado y registrado en las inspecciones visuales del vigilante. Esto será un medio rápido y eficaz para detectar cualquier anomalía en la Presa.

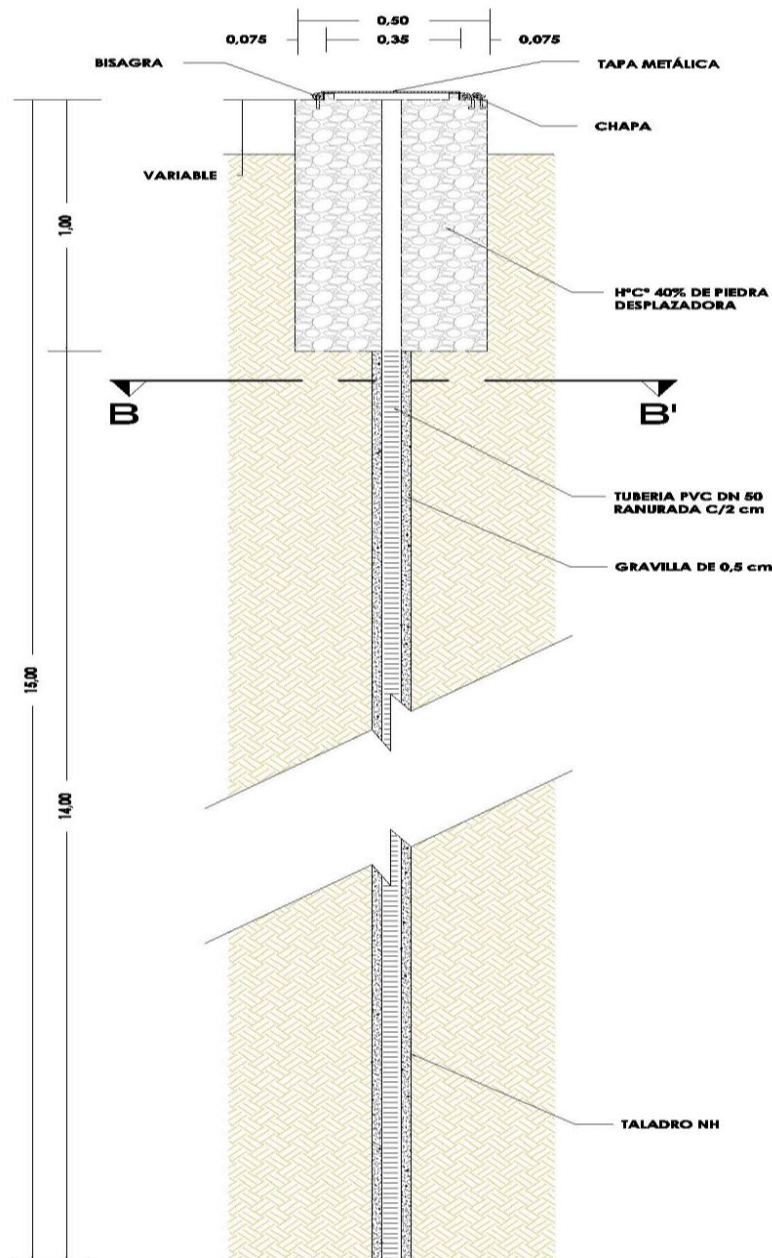
El vertedero triangular será realizado con una plancha de acrílico transparente con escala 1,10 x 0,65 m, con un corte superior en forma de V con ángulo de 90°, tendrá un ancho $b = 0,90$ y un alto $h = 0,45$ cm, que permitirá medir los caudales (hasta 200 l/seg) con la siguiente fórmula tradicional, en función de la altura h : $Q = 1,5 h^{2,5}$ (en m³/seg)

FIGURA 3. 16 MEDICIÓN DE FILTRACIONES: VERTEDERO TRIANGULAR EN CANAL RECOLECTOR



También se realizarán tres piezómetros que se instalarán con boca de pozo en la cota correspondiente, y a una distancia de 50, 100 y 200 m de la base de la Presa. Los piezómetros serán de PVC (DN 50 ranurados) serán colocados dentro de una perforación D= 100 hasta una profundidad de 15,00 m. Entre la perforación y el tubo se colocará un filtro constituido por gravilla Φ 0,5 cm. La boca del pozo estará alojada en un bloque de cemento ciclópeo con el 40 % de piedra desplazada. En la parte superior se protegerá la boca del pozo con una tapa metálica con cierre hermético, con bisagras y una chapa con candado.

FIGURA 3. 17 MEDICIÓN DE FILTRACIONES: POZOS PIEZOMÉTRICOS.



3.1.11.6 MEDICIÓN DE PARÁMETROS CLIMÁTICOS.

En las cercanías de la casa de la Vigilancia, cumpliendo con todas las normas del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología de Bolivia (SENAMHI) el Contratista deberá instalar una moderna Estación Climatológica principal, que deberá ser enlazada al sistema del SENAMHI en Tarija.

Así, se podrán disponer de valores de precipitación, temperatura, humedad, radiación solar, evaporación, dirección y fuerza de los vientos.

En la imagen a continuación, se presenta la estación climática instalada en el Río Yesera por la OTN, enlazada con la red nacional del SENAMHI.

FIGURA 3. 18 ESTACIÓN CLIMÁTICA RÍO YESERA



3.1.11.7 MEDICIÓN DE DEFORMACIONES EN LA PANTALLA IMPERMEABLE DE H°A° DE AGUAS ARRIBA.

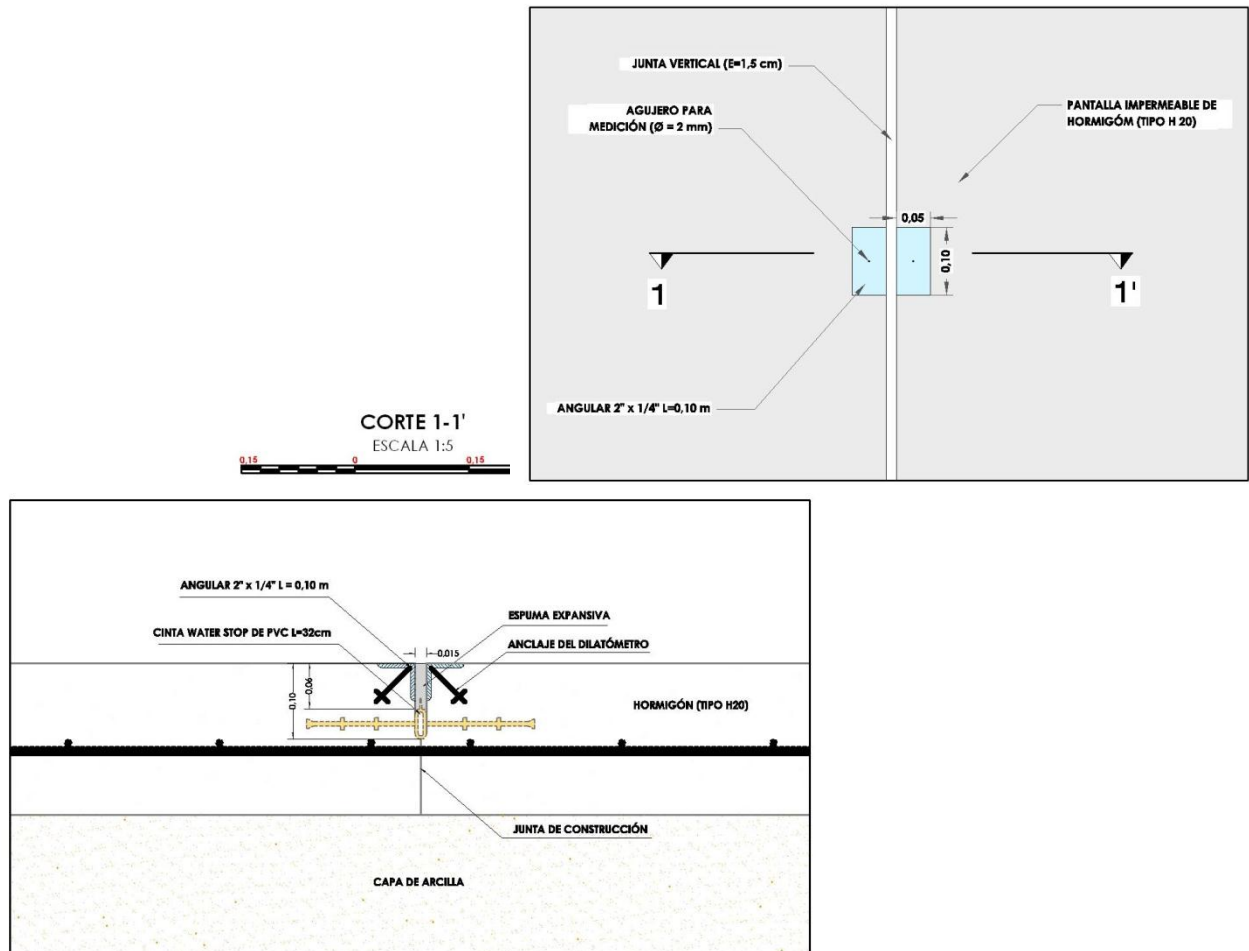
Los movimientos relativos de una estructura de hormigón respecto a otra parte de las mismas como son las losas de la pantalla impermeable de H°A° de aguas arriba de la Presa, se pueden medir con varios tipos de instrumentos para medir deformaciones. Se tienen así medidores de juntas, extensómetros y otras clases de aparatos de control de fisuras.

El método que será utilizado será práctico de medición directa con seis dilatómetros. Para ello, en la pantalla de H° A° se han elegido 6 puntos de medición (D01 a D06) que serán realizados en las juntas de dilatación entre dos losas contiguas. Se dispondrán en dos alineaciones

horizontales de a tres. La primera en la cota fuera del agua, y la otra en la cota, generalmente sumergida pero sobre la cota del embalse muerto.

En cada punto de medición, el dilatómetro estará compuesto por dos perfiles de hierro galvanizado a L (que serán emplazados en paralelo y en la superficie de dos losas contiguas). Cada elemento angular a L tendrá las dimensiones de 2" x 2" x 1/4" y una longitud de 10 cm. En la cara superior se perforarán dos agujeros cónicos de 3 mm de diámetro. La medición de la distancia entre los dos agujeros será realizada directamente con un Nonio o Vernier. Cada perfil deberá quedar bien emplazado en el momento del vaciado de la losa correspondiente y deberá quedar anclado a la misma con una barreta soldada internamente al angular a forma de T.

FIGURA 3. 19 MEDICIÓN DE DEFORMACIONES EN LA PANTALLA IMPERMEABLE DE AGUAS ARRIBA.



CAPÍTULO IV

ESTUDIOS NECESARIOS PARA EL DISEÑO DE PRESAS

4.1 ESTUDIO TOPOGRAFICO

4.1.1 SISTEMA DE REFERENCIA

El Sistema de Coordenadas Universal Transversal de Mercator (En inglés Universal Transverse Mercator UTM), es un sistema de coordenadas basado en la proyección cartográfica transversa de Mercator, que se construye como la proyección de Mercator normal, se utilizó para el levantamiento topográfico del embalse.

4.1.2 EQUIPO UTILIZADO

El equipo que se utilizó para el levantamiento topográfico del embalse de San Pedrito, fue estación total.

4.1.3 UBICACIÓN.

El área del proyecto se encuentra en la Comunidad de San Pedro de Buena Vista del Municipio de Tarija, de la Provincia Cercado del Departamento de Tarija, del Estado Plurinacional de Bolivia.

La zona donde se ubicará la Presa San Pedrito se encuentra entre las siguientes coordenadas 21°26' de latitud sur y 64°38'30" de longitud oeste, a una altitud aproximada promedio de 2000 m.s.n.m.

El área de influencia del Proyecto se encuentra al Norte de la ciudad de Tarija, aproximadamente a 15 Km. sobre el camino vecinal Tarija – Sella Cercado, que cuenta con camino asfaltado y el tramo hasta San Pedrito caminos vecinales transitables todo el año.

Las zonas agrícolas del proyecto se encuentran cercanas a la Ciudad de Tarija lo que les garantiza mercado para sus productos.

4.1.4 TOPOGRAFÍA DEL EMBALSE SAN PEDRITO.

La topografía fue levantada con el método de la poligonal abierta, a continuación, se mostraran dos puntos que corresponden a los del eje de la Presa, dicho eje fue seleccionado después de haber sido comparado con otras alternativas, las mismas que se mostraran en el estudio de alternativas.

CUADRO 4. 1 COORDENADAS EJE DE LA PRESA

Coordenada	Este	Norte	Cota
1	330351	7629523	2394
2	330160	7629503	2394

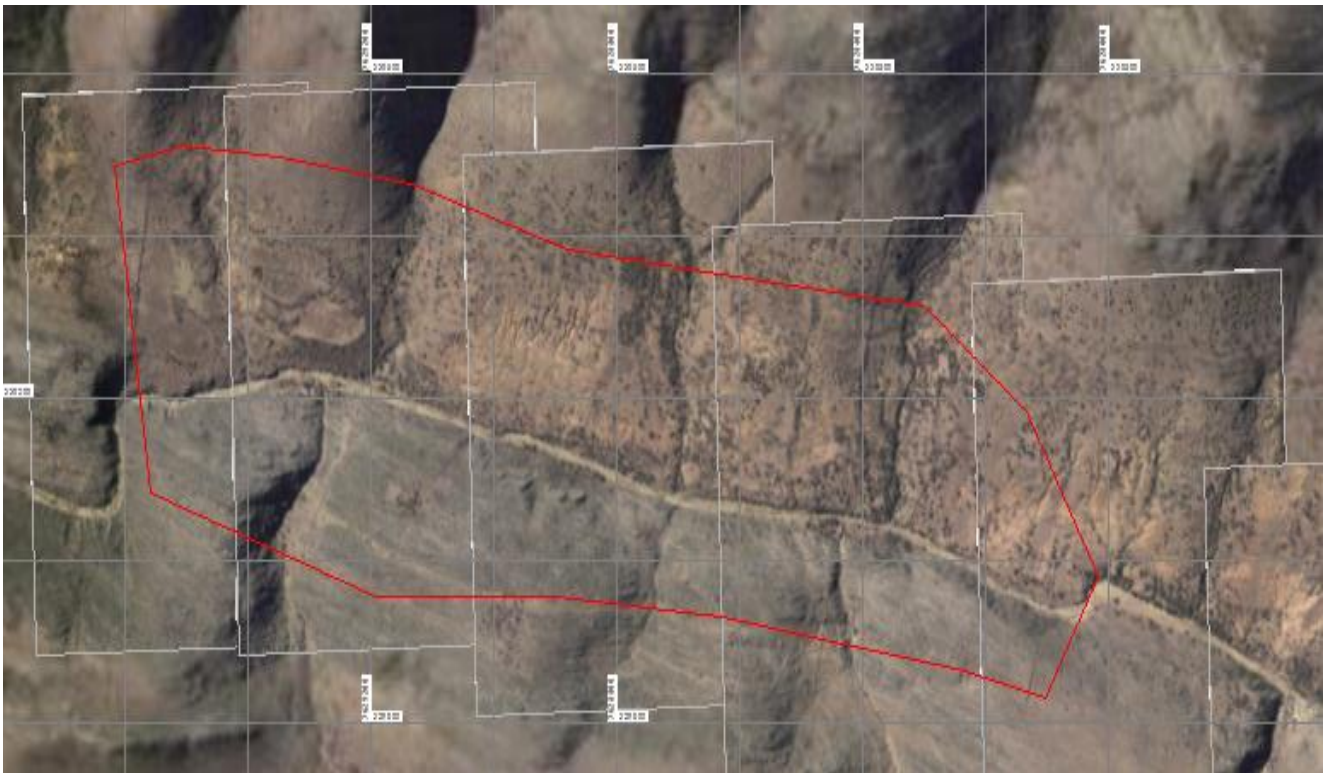
Coordenadas en el sistema WGS 84 zona 20S.

Los puntos topográficos levantados se presentan en el **Anexo 1**.

4.1.5 DELIMITACIÓN SATELITAL DEL SITIO DEL PROYECTO

Para una mejor apreciación de la zona del proyecto, a continuación mostraremos una imagen satelital donde se marca con rojo el área aproximada del embalse.

FIGURA 4. 1 ÁREA APROXIMADA DEL VASO DE ALMACENAMIENTO



4.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO

4.2.1 HIDROGRAFÍA Y FISIOGRAFÍA

Las laderas, se han formado por deposiciones coluvio-aluviales de sedimentos provenientes de las colinas y serranías adyacentes, cuyo material originario es de tipo sedimentario con predominancia de fracciones de arena media a fina y limo.

Las pendientes presentes en cada una de las formas fisiográficas particulares del área de riego, varían de casi planas en las terrazas aluviales, ligeramente inclinadas en las áreas onduladas e inclinadas en las laderas.

Las laderas medias y altas son formaciones fisiográficas producto de transformaciones geomorfológicas de la Cuenca cuyos procesos de desgaste originaron formas fisiográficas intermedias entre los valles y serranías, estas formas constituyen espacios productivos altamente favorables, aunque reducidos, por lo que son áreas de importancia para los fines del proyecto. Las laderas medias o intermedias por el período de formación y su antigüedad se hallan plenamente consolidadas y se encuentra en la parte este y noreste de la zona de riego, correspondiente a la Comunidad de San Pedro de Buena Vista y su símbolo de identificación será (LMA).

4.2.2 COBERTURA VEGETAL

El área del proyecto se caracteriza por presentar bosques ralos y densos de diversas especies entre los más importantes se puede citar a más de dos especies del género *Prosopis*, acacias, entremezclados con pequeñas y pobres bosques compuestos de molles, chacateas y quebracho blanco de valles, se observan también especies aisladas de chañares y tuscas.

En algunas áreas existen asociaciones de chañares y tuscas combinados con arbustos de distintas especies, en las riberas de los Ríos y linderos de las propiedades las especies más comunes implantadas son los sauces, álamos y eucaliptos.

Las especies de estrato medio se caracterizan por la presencia de palán palán, tuscas, chillcas y otras especies no muy importantes, el tapiz vegetal por las condiciones de clima semiárido y escasa humedad se caracteriza por la presencia de vegetación típica del Valle Central de Tarija consistentes en pajas de diferentes géneros en la cobertura superficial.

4.2.3 CLIMATOLOGÍA

4.2.3.1 INFORMACIÓN DISPONIBLE

Los estudios de Climatología e Hidrología que siguen, se han realizado recurriendo a criterios de análisis hidrológico regional. Para ello, se han considerado y analizado las series históricas registradas en las estaciones de medidas ubicadas en una amplia zona alrededor del área del Proyecto (ver el cuadro que sigue). Se dispone de las series históricas de precipitación mensual y anual registrada en 19 estaciones pluviométricas, cuyas coordenadas geográficas y período de registro se presentan a continuación, las estaciones presentadas en el cuadro de estaciones climatológicas y pluviométricas forman parte del modelo general de hidrología espacial aplicando el programa Arc Gis 9.3, el cual a partir de las coordenadas geográficas de cada estación y valores medios anuales de precipitación, temperaturas y evapotranspiración se generan raster de interpolación.

CUADRO 4. 2 ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS Y PLUVIOMÉTRICAS

Nº	ESTACION	PERÍODO DE REGISTRO	TIPO	LOCALIZACION		
				ESTE	NORTE	ALTITUD
1	COIMATA	1980-2005	CLI	314283	7622278	2027
2	AERO PUERTO	1955-2005	SN	323223	7616700	1849
3	CANASMORO	1974-2001*	TP-HDM	318392	7638813	2080
4	YESERA NORTE	1977-2004*	TP	339605	7636443	2277
5	TRANCAS	1985-2005*	TP	309843	7643362	2198
6	SELLA QUEBRADAS	1985-2005*	CLI-LNM	327874	7634703	2145
7	SAN JACINTO SUD	1976-2005*	PL	321959.53	7609324.4	1820
8	EL TEJAR	1976-2005*	CLI	321333	7617480	1859
9	CAMPANARIO	1989-2005*	CLI	296310	7623001	3400
10	EL MOLINO	1982-2005*	PL-HDM	298173	7633888	3200
11	LEON CANCHA	1977-2002*	PL	322173	7657438	2600
12	ERQUIZ NORTE	1981-1984	PL	329038.72	7625302.62	2062
13	MONTE SUD	1980-1992	PL	323973	7628852	2005
14	RINCON DE LA VICTORIA	1978-1987	PL	313578.18	7617749.98	2200
15	SAMA CUMBRE	1981-1998	PL	294670.8	7622135.24	3820
16	SAMA ISCAYACHI	1980-1992	PL	297812.31	7624174.3	3440
17	SAN LORENZO	1976-1992	PL	318613.29	7630725.88	1900
18	TOLOMOSA	1968-1992	PL	317135.9	7608562.86	1900
19	TOMATAS GRANDE	1977-1985	PL	313281.73	7643584.31	2150

Fuente: SENAMHI ,*estaciones con períodos discontinuos.

Para clasificar climáticamente el área del Proyecto, se requiere disponer de los mejores estimadores de los valores medios de:

- Lluvias mensuales y anuales.
- Temperaturas mensuales y anuales.
- Evapotranspiraciones potenciales mensuales y anuales.

Los valores más confiables que se obtienen en las estaciones climatológicas permiten aplicar criterios de similitud hidrológica y climática, y así poder extender los resultados puntuales a superficies cada vez mayores y también llegar a la regionalización de los resultados.

4.2.3.2 LLUVIAS MENSUALES Y ANUALES

En el siguiente cuadro, se presentan los valores medios mensuales y anuales de las precipitaciones en las estaciones mencionadas en el cuadro anterior. Los valores corresponden a las series históricas disponibles.

CUADRO 4.3 LLUVIAS MEDIAS MENSUALES Y ANUALES

ESTACIONES	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
COIMATA	151.5	134.5	118.8	27.24	3.17	0.242	0.93	3.16	11.54	42.3	78.72	152.28	724.39
AEROPUERTO	133.3	113.9	83.58	21.52	2.4	0.785	0.62	2.17	6.798	36.15	69.91	130.92	602.00
CAMPANARÍO	94.58	82.82	53.46	12.85	0.33	0.029	0.58	1.14	6.487	17.87	23.44	67.52	361.10
CANASMORO	133	110.7	96.96	21.76	4.96	0.863	1.78	3.55	7.317	30.44	60.8	116.6	588.73
EL TEJAR	133	107.1	95.53	18.64	3.14	0.879	0.98	2.80	7.291	39.39	80.89	131.95	621.65
ERKIZ NORTE	136	132.8	78.18	29.34	7.25	0.72	0	6.25	5.275	48.8	84.65	159.8	689.08
LEON CANCHA	113	104.8	95.6	17.58	3.52	1.944	0.51	0.62	5.729	26.93	50.68	98.75	519.71
MOLINO	131.1	97.82	80.14	16.45	1.37	0.5	0.71	3.38	3.705	19.1	43.76	73.33	471.42
MONTE SUD	124.7	95.96	86.59	24.2	1.55	0.077	0.38	3.42	2.857	26.79	55.21	109.87	531.59
RINCON VICTORIA	257.7	226	168.6	55.97	5	1.23	2.88	8.55	6.22	50.83	105	226.60	1114.52
SAMA CUMBRE	179	155.2	139.3	24.72	1.46	0.38	0.80	3.36	6.342	25.19	76.07	137.76	749.51
SAMA ISCAYACHI	104.7	81.96	61.78	14.11	0.8	0	0.38	3.05	2.938	14.87	38.11	88.83	411.53
SAN JACINTO SUD	111.9	109.3	99.75	19.7	2.70	0.286	0.93	3.29	8.273	44.83	78.88	115	594.76
SAN LORENZO	115.2	90.25	84.64	22.96	2.01	1.678	2.44	4.55	8.378	26.44	64.44	98.28	521.32
SELLA QUEBRADAS	131.8	115	99.38	19.57	4.83	0.883	1.011	1.76	13.09	27.97	60.39	119.78	595.40
TOLOMOSA	148.7	134.1	105.2	41.87	5.23	1.72	1.82	7.14	16	63.81	101.5	155.00	782.15
TOMATAS GRANDE	148.8	152.9	125.6	31.98	3.22	1.78	2.89	6.3	8.1	33	88.55	139.88	743.06
TRANCAS	171	141.9	134.2	22.96	5.45	1.589	0.62	3.12	12.74	47.05	97.69	143.48	781.85
YESERA NORTE	142.2	124.6	104.6	26.73	5.08	1.423	1.47	5.35	9.415	39.36	70	123.5	653.73

5 Fuente: SENAMHI. Elaboración Propia.

Las estaciones más cercanas al área del proyecto se encuentran detalladas en el cuadro:

CUADRO 4. 4 ESTACIONES MÁS CERCANAS DENTRO DEL ÁREA DE ESTUDIO

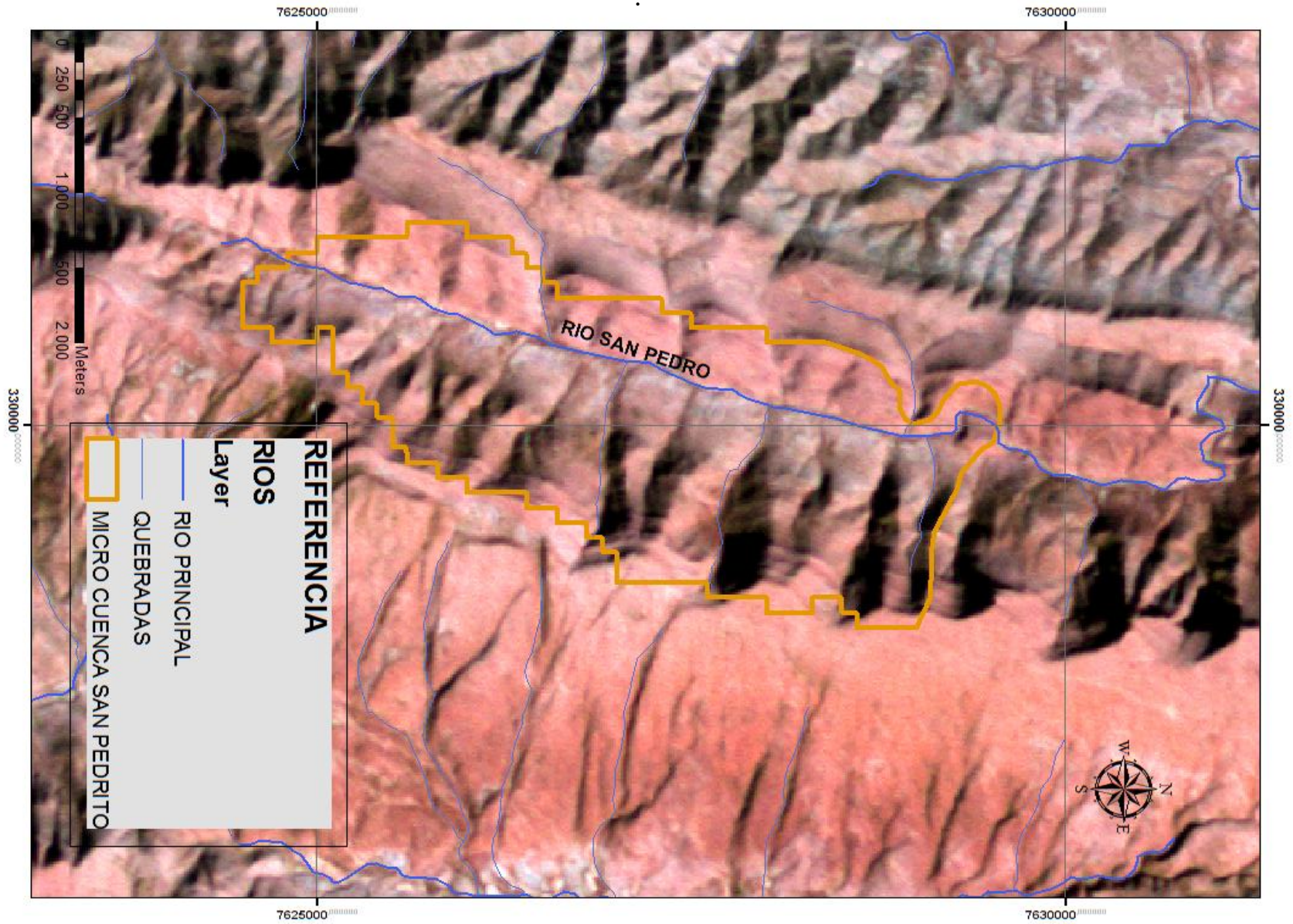
PLUVIÓMETROS	COORDENADAS		H	P	PERÍODO
	LATITUD S	LONGITUD O	m.s.n.m.	mm	OBSERVADO
Sella Quebradas	21° 23' 11'	64° 40' 52''	2,145	605.4	1985 – 2011
Yesera Norte	21° 22' 20''	64° 33' 03''	2,277	666.2	1976 – 2011
Gamoneda	21° 29''	64° 38'	2,150	500.7	1979 – 2003
Monte Sud	21° 25'	64° 42'	2,005	531.6	1979 – 1993
Erquiz Norte	21° 28'	64° 39'	2,062	689.1	1981 – 1985

El cuadro anterior nos muestra los valores de las precipitaciones pluviales anuales medidas en las estaciones consideradas para el período de registro de cada una de ellas.

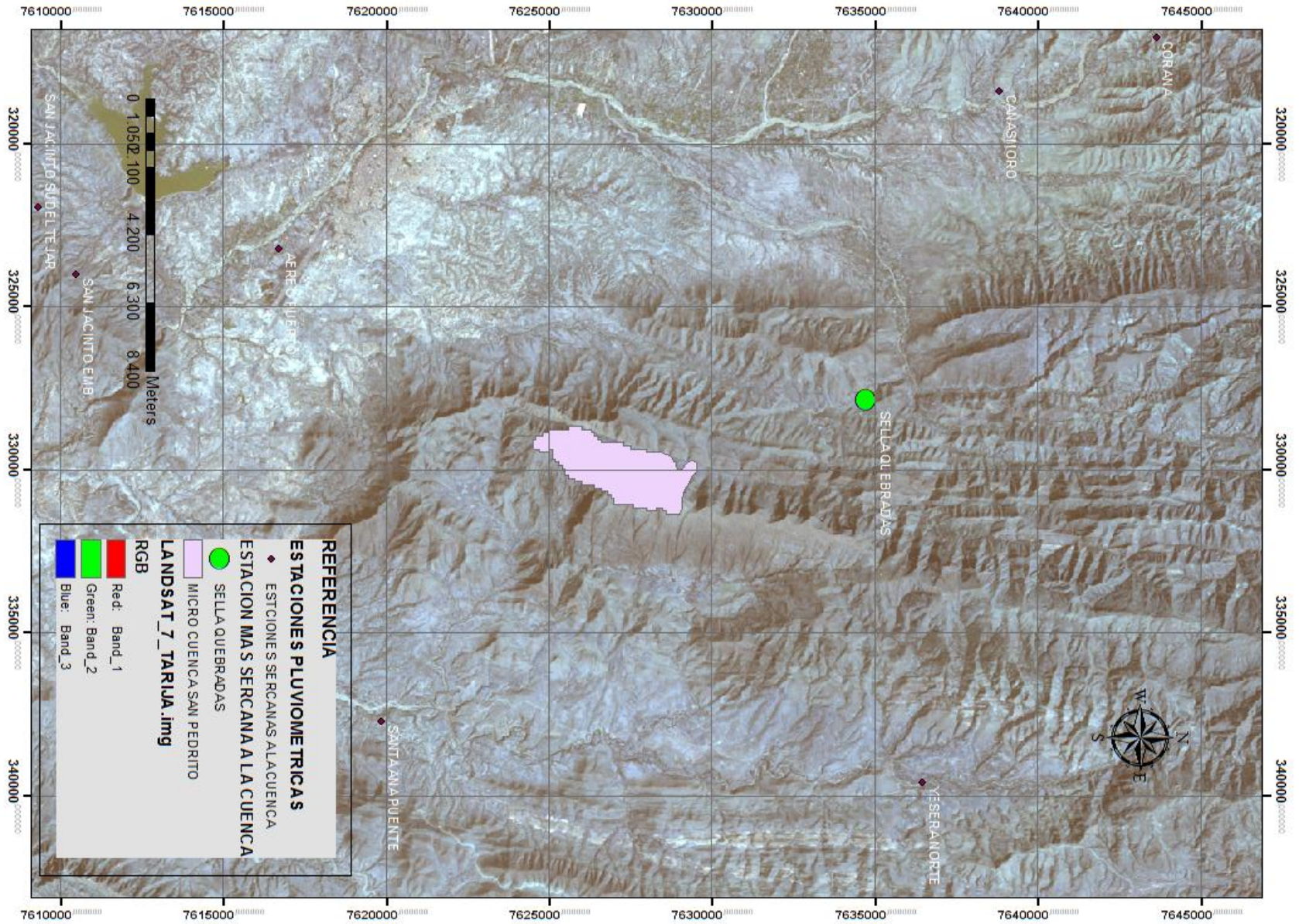
El fenómeno de la precipitación en Bolivia sigue de cerca el movimiento y desplazamiento anual del Área de Convergencia Inter Tropical (ITC), que con su influencia sub continental determina que las lluvias se presenten periódicamente más o menos intensas sobre grandes áreas. Por tanto, es improbable que se determinen períodos secos o períodos húmedos en áreas limitadas.

En el registro de la sucesión histórica de las estaciones del modelo general, se aprecia en la figura de series de precipitación media anuales de estaciones pluviométricas que algunos años se separan de la sucesión de los otros datos de las otras estaciones, siendo muy difícil asumir que estos valores se deban a factores locales (se observaría el mismo fenómeno todos los años, al ser una diferenciación sistemática, siendo muy improbable que existan dos microclimas en un pequeño territorio).

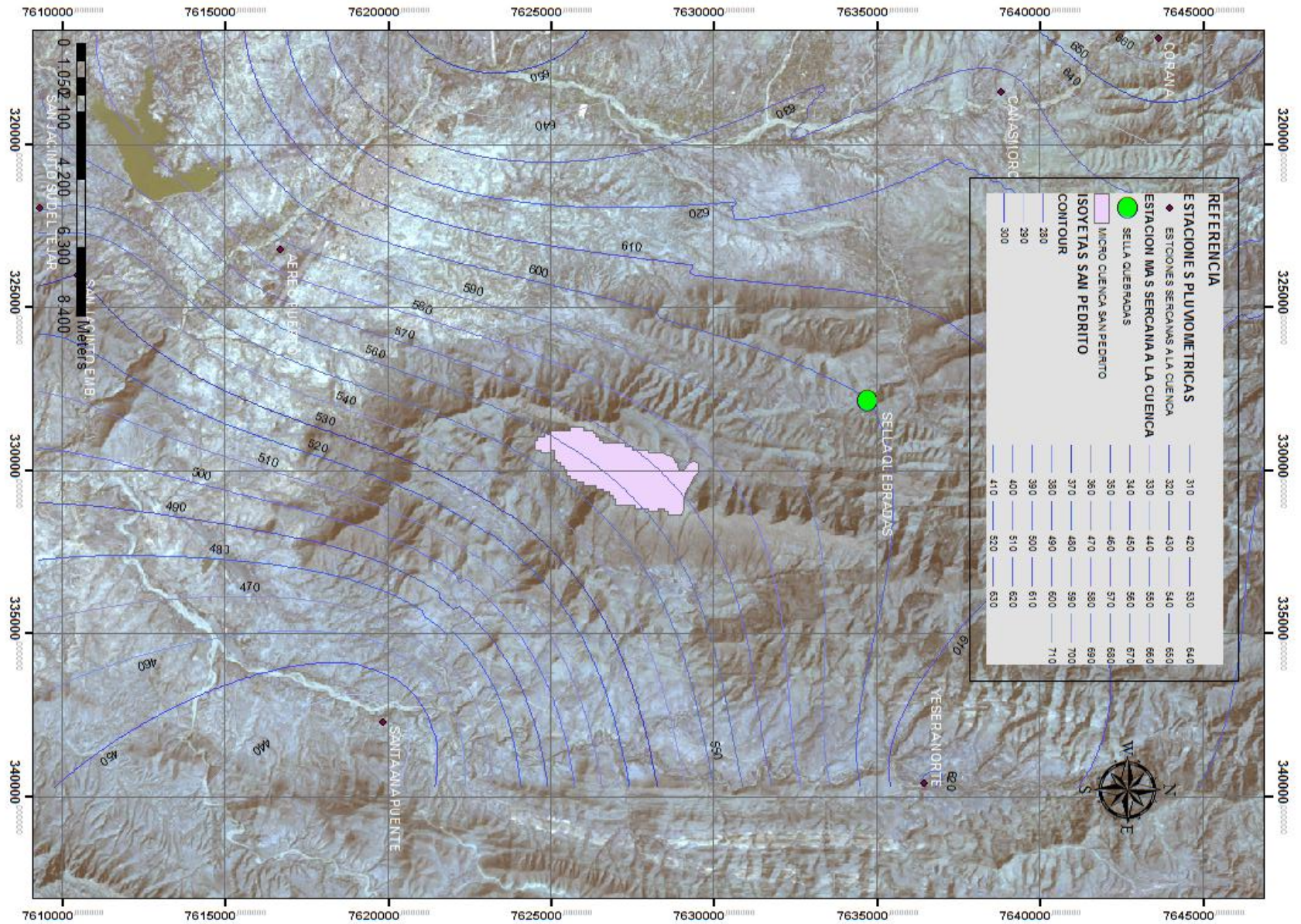
MAPA 4.1 MAPA DE LA CUENCA



MAPA 4.2 ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS



MAPA 4. 3 MAPA DE ISOYETAS



CUADRO 4. 5 SERIES HISTÓRICAS DE LLUVIAS ANUALES

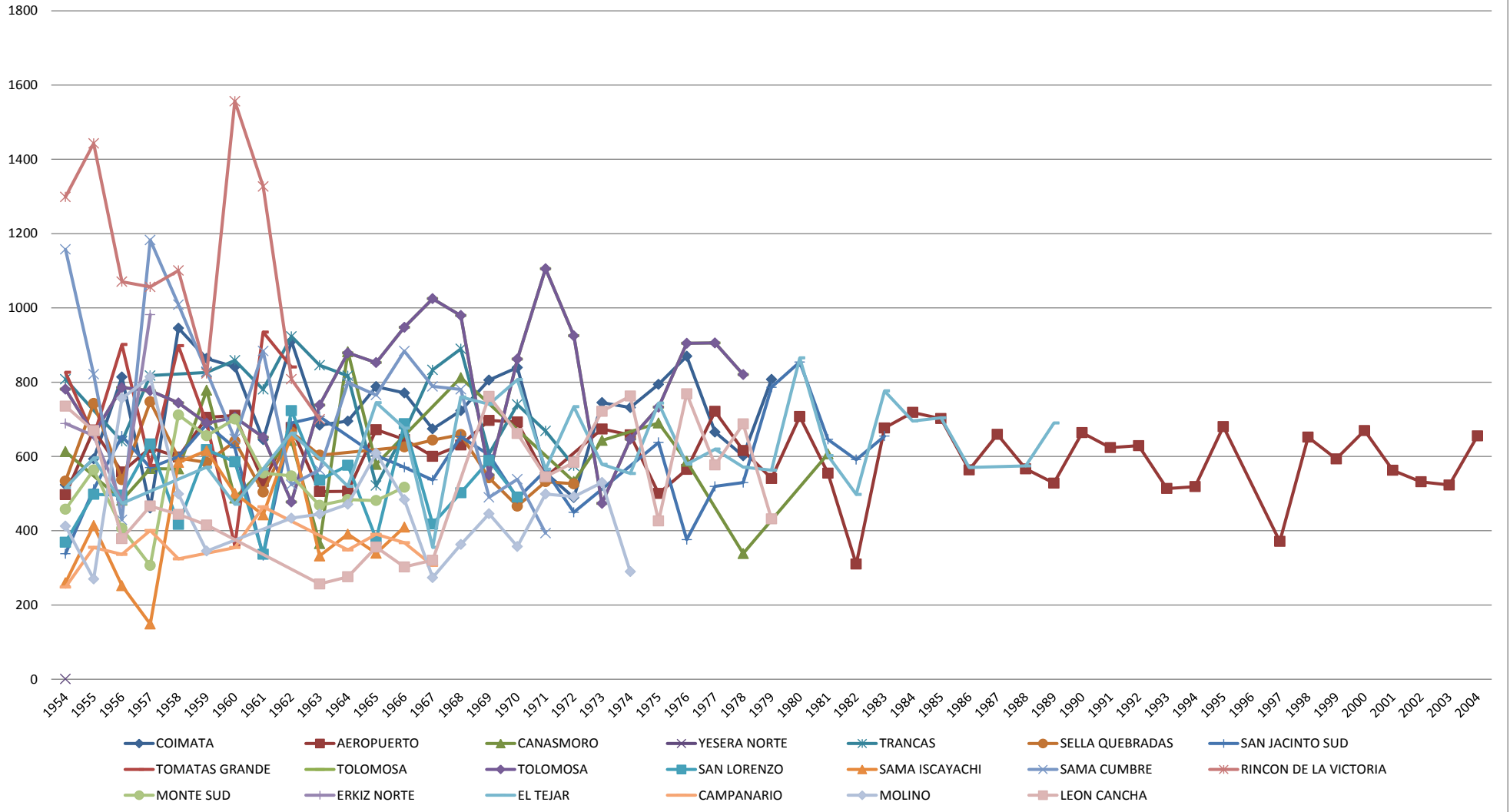
PERÍODO	COIMATA	AEROPUERTO	CANASMORO	YESERA NORTE	TRANCAS	SELLA QUEBRADAS	SAN JACINTO SUD	TOMATAS GRANDE	TOLOMOSA	SAN LORENZO	SAMA ISCA YACHI	SAMA CUMBRE	RINCON DE LA VICTORIA	MONTE SUD	ERKIZ NORTE	EL TEJAR	CAMPANARÍO	MOLINO	LEON CANCHA
1960		705.1																	
1961		710.7																	
1962		532.6																	
1963		677.9																	
1964		505.2																	
1965		506.3																	
1966		672																	
1967		645.6																	
1968		600.3						781											
1969		630.7						659.6											
1970		697.1						785.4								515.5			
1971		692.7						777								596			
1972		544						744.2								473.5			
1973								689.4											
1974		674	613					705.6											
1975		657.9						651.8								571.2			
1976		500.1	482.1				338	477.3	369.1							471.4			
1977		564.9	567.3	728.7			511.4	826.2	738.1	498						566.2			735.3
1978		721.3	566.4	755.2			654.7	653.7	878.9	495.8			1298.8			662.9			669.5
1979		616.1	778.3	752.8			569.9	901.2	852.6	633.7			1442.8			594.4			378.5
1980	524	540.6	487.7	566.9			598.9	575.9	947.7	417	259.8		1070.6	457.6		519.3			466.5

1981	593.2	707.4		875.2			686.8	898	1024.8	618.1	413.9	1157.5	1056.3	563.8	688.7	744.7			443.9
1982	813.8	554.9	642.8	707.8			623.21	689.1	979.3	585.5	252.1	821.2	1100.6	406.2	656	676.2		412.6	415.4
1983	460.8	310	365.4	403.1			332.8	359.6	550	336.5	148.6	429.2	823.1	306.5	475.5	355.1		269.8	
1984	945.5	676.6	881.7	986.9			690	934.8	861.9	723.3	584	1182.8	1556.5	711.9	981.9	759.9		756.5	
1985	863.8	718.6	578.6	716.7			707.4	840.9	1105.4	536.5	615.5	1008.7	1327	655.7		740.4		814.6	
1986	841.2	701.9		820.3					925	576.1	500.5	828.6	807.7	700.8		806.8		498.8	256.6
1987	644.9	563.9		599.1	807.8	533.8	602.7		473.5	377.4	442.5	647	700.2	555.2		565.5		345.3	275.9
1988	910.2	659.3	811.9			742.8	570.8		646.7	688.3	657.9	883.7		547.7		733.7			355.8
1989	684.1	566.6			640.5	537.3	536.7		732.5	418.2	332	524.1		468.3		578.5	248		302.4
1990	695.1	528.3		620.5	817.7	747.2	653.3		904.7	502	390.7	563.8		483.9		554.2	355	433.8	320.5
1991	787.8	664		597		595.7	604.2		905.7	589.1	339.2	798.9		481.2		743.4	336.3	444.7	
1992	771	623.7	532.5	669	826.4	584	487		820.5	490.5	409.7	765.3		517.1		579	400.6	471.3	761.8
1993	674.2	629	643.1	469.5	858.6	640.8	562.2					883.7				619.6	324.1	608.9	661.6
1994	723.1	513.5		597	780.4	504.2	449.6					788.7				571.1		483.8	545.4
1995	805.6	518.7	690		923.3	665.5						780.4				562.9	354.5	273.9	584
1996	839.4	680.4	586.6	616.5	845.5	603.3						489.8				865.2	464.4	362.8	721.6
1997	555.9			494.5	817.1		637.6					538.5				602.1		445.7	762.5
1998	489.1	371.1	338.6	652.5	521.5		376					393.6				497.7		357.4	426.3
1999	744.8	652		632.5	664.9	625.8	519.4									776.4	348.3	498.9	768.8
2000	731.6	593.4		603	833	644.1	529.6									695.3	390.3	491.8	577
2001	794.2	669.8	606.9	505.5	889.6	658.8	786.2									704	367.6	529.8	687.6
2002	869.8	562.7		684.2	607	542.4	854.3									570.2	306.3	289.7	431.7
2003	665.5	531.6		561.1	739.9	466.3	645.9												
2004	601.4	523.2		693.8	668.5	532.1	591.3									574.4			
2005	807.3	655.1			574.8	526.3	654.7									689.9			

Fuente: SENAMHI.

CUADRO 4. 6 GRAFICO DE SERIES DE PRECIPITACIÓN MEDIA ANUALES ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS

SERIES DE LLUVIAS MEDIAS ANUALES



Entonces, considerando las estaciones se ha calculado el valor medio anual y se ha obtenido el siguiente valor:

$$M(h)_{\text{promedio}} = 634.61 \text{ mm}$$

Este valor resulta compatible con los valores registrados en las estaciones pluviométricas como se demostrara más adelante.

4.2.3.3 TEMPERATURA MEDIA MENSUALES Y ANUALES

En el cuadro que sigue, se presentan los valores medios mensuales y anuales de las temperaturas en las estaciones termo pluviométricas que recaen en el entorno del área del Proyecto y que se consideran en este estudio.

CUADRO 4. 7: TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES Y ANUALES.

ESTACIONES	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
COIMATA	19.89	19.32	18.96	17.47	14.91	13.50	13.31	15.09	16.46	18.89	19.25	19.65	17.23
AEROPUERTO	14.35	13.91	13.39	10.85	6.03	2.57	2.36	4.74	7.70	11.30	12.90	14.04	9.51
CAMPANARÍO	11.02	10.77	10.70	10.79	8.85	7.77	7.24	8.68	9.68	11.30	11.21	11.30	9.94
CANASMORO	19.65	19.27	18.98	17.24	15.06	12.67	12.52	14.25	16.01	18.22	19.20	19.65	16.89
EL TEJAR	21.04	20.46	20.23	18.57	15.69	13.69	13.51	15.39	17.01	19.50	20.27	20.94	18.02
ERIZ NORTE	20.71	20.31	20.21	18.33	16.38	13.81	13.51	15.09	17.21	19.61	20.40	20.83	17.91
LEON CANCHA	18.97	18.57	18.47	16.70	15.40	13.08	12.78	13.95	15.47	17.87	18.67	19.06	16.24
MOLINO	14.34	13.94	13.84	12.40	12.82	11.14	10.84	10.94	10.84	13.24	14.10	14.38	11.83
MONTE SUD	19.46	19.06	18.96	17.16	15.68	13.28	12.98	14.27	15.96	18.36	19.16	19.56	16.71
RINCON VICTORIA	17.78	17.38	17.28	15.60	14.74	12.58	12.28	13.18	14.28	16.68	17.50	17.86	15.11
SAMA CUMBRE	3.85	3.45	3.35	2.64	6.96	6.75	6.45	4.11	0.35	2.75	3.73	3.77	1.83
SAMA ISCAYACHI	7.12	6.72	6.62	5.68	8.79	8.12	7.82	6.24	3.62	6.02	6.96	7.07	4.94
SAN JACINTO SUD	20.56	20.19	20.05	18.65	16.12	13.88	13.79	15.33	16.64	19.26	19.95	20.67	17.92
SAN LORENZO	20.36	19.96	19.86	18.00	16.18	13.66	13.36	14.86	16.86	19.26	20.05	20.47	17.57
SELLA QUEBRADAS	19.71	19.01	18.77	17.82	15.54	14.46	13.75	15.85	16.81	19.01	19.15	19.91	17.48
TOLOMOSA	20.36	19.96	19.86	18.00	16.18	13.66	13.36	14.86	16.86	19.26	20.05	20.47	17.57
TOMATAS GRANDE	18.21	17.81	17.71	16.00	14.98	12.76	12.46	13.46	14.71	17.11	17.93	18.30	15.52
TRANCAS	13.54	13.04	12.94	10.75	7.54	6.02	4.63	6.94	8.14	11.45	12.30	13.30	10.05
YESERA NORTE	17.36	16.43	16.18	14.93	13.41	12.67	11.36	12.83	14.17	16.24	16.54	17.75	14.99

Fuente: Propia.

Un análisis termométrico general, realizado con estaciones termométricas de la faja sub andina sur de Bolivia, ha determinado las leyes de variación de las temperaturas medias mensuales y anuales en función de la altitud sobre el mar.

Las temperaturas medias mensuales del mes i $M[t_i]$ y anual $M(t)$ disminuyen al aumentar la cota Y , con leyes de variación del tipo $M(t_i)$ y $M[t] = a+bY$. Los valores de los coeficientes a y b se presentan en el cuadro que sigue.

CUADRO 4. 8: COEFICIENTES DE LA LEY DE VARIACIÓN DE LA TEMPERATURA MEDIA CON LA COTA

MES	A	B
ENERO	36.7	-0,0086
FEBRERO	36.3	-0,0086
MARZO	36.2	-0,0086
ABRIL	33.2	-0,0080
MAYO	25.3	-0,0048
JUNIO	20.5	-0,0036
JULIO	20.2	-0,0036
AGOSTO	25.5	-0,0056
SEPTIEMBRE	33.2	-0,0086
OCTUBRE	35,6	-0,0086
NOVIEMBRE	36.2	-0,0085
DICIEMBRE	37	-0,0087
AÑO	33.15	-0,0082

Fuente: SENAMHI.

4.2.3.4 EVAPOTRANSPIRACIONES POTENCIALES MEDIAS MENSUALES Y ANUALES

Se define la evapotranspiración como la combinación de evaporación desde la superficie del suelo y la transpiración de la vegetación.²

La evapotranspiración potencial como la máxima cantidad de agua que se pierde en fase de vapor adicionalmente a la cantidad que la planta utiliza para su normal crecimiento bajo condiciones de suelo saturado y tipo de cultivo estándar.

El conocimiento de la evapotranspiración o uso consuntivo es un factor determinante en el diseño de sistemas de riego, incluyendo las obras de almacenamiento, conducción, distribución y drenaje. Especialmente, el volumen útil de una Presa para abastecer a una zona de riego depende en gran medida del uso consuntivo.³

Para calcular las evapotranspiraciones potenciales y reales se ha hecho referencia al procedimiento propuesto por Thornthwaite con una fórmula que considera las temperaturas mensuales y la influencia de la radiación solar por medio de un coeficiente tabulado en función de la latitud Sur.

El procedimiento, considerando los doce valores medios de la temperatura mensual, es el siguiente:

² Hidrología Aplicada Ven Te Chow Pag. 93

³ Fundamentos de Hidrología de Superficie Francisco Aparicio Mijares Pag. 56

a) Se determina el índice térmico mensual i_i del mes i (de 1 a 12):

$$i_i = (t_i / 5)^{1,514}$$

b) Se determina el índice térmico anual TE:

$$TE = \sum i_i \text{ (de 1 a 12)}$$

c) Se determina Ep_i :

$$Ep_i = 16 K_i (10 t_i / TE)^a$$

$$\text{Con } a = 0,000000675 TE^3 - 0,0000771 TE^2 + 0,01792 TE + 0,49239.$$

Los 12 valores del coeficiente K que corresponden a la Latitud Sur son los siguientes:

Cuadro 4. 9: Coeficientes K

E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0.94093	0.88963	1.03119	1.05739	1.13907	1.12455	1.15294	1.11014	1.02369	0.99749	0.94486	0.92712

Fuente: Thornthwaite

Los valores obtenidos para las evapotranspiraciones potenciales mensuales Ep_i y anuales Ep se presentan en el cuadro siguiente.

CUADRO 4. 10 : EVAPOTRANSPIRACIONES POTENCIALES MEDIAS MENSUALES Y ANUALES (MM)

ESTACIONES	UNIDAD	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
COIMATA	mm	79.06	64.19	79.77	68.61	57.88	46.46	46.43	57.56	59.82	71.62	72.55	76.24	780.18
AEROPUERTO	mm	68.98	57.05	70.44	56.10	33.74	13.22	12.38	25.57	37.89	53.30	59.96	66.42	555.06
CAMPANARÍO	mm	52.52	43.82	55.93	56.03	50.79	42.38	40.37	48.46	48.40	53.56	51.98	53.09	597.33
CANASMORO	mm	78.30	64.70	80.94	68.18	60.18	42.78	42.95	53.35	58.07	68.27	73.12	77.08	767.92
EL TEJAR	mm	85.06	68.98	86.76	73.49	59.80	44.38	44.35	56.22	60.43	73.31	77.11	83.07	812.96
ERKIZ NORTE	mm	82.57	68.06	86.64	71.72	64.80	45.08	44.36	54.20	61.74	74.07	78.01	82.17	813.41
LEON CANCHA	mm	74.82	61.64	78.38	65.74	63.88	46.40	45.76	52.77	55.96	67.12	70.83	74.33	757.63
MOLINO	mm	60.09	49.51	62.98	54.34	63.13	50.43	49.94	50.26	44.32	53.85	57.16	59.41	655.42
MONTE SUD	mm	76.77	63.28	80.51	67.31	64.13	46.05	45.39	53.16	57.48	68.90	72.64	76.30	771.93
RINCON VICTORIA	mm	70.21	57.91	73.71	62.40	63.61	47.48	46.87	52.05	52.60	63.09	66.57	69.65	726.15
SAMA CUMBRE	mm	39.23	31.20	39.31	33.42	70.14	65.66	65.34	48.41	8.61	31.25	37.36	38.11	508.03
SAMA ISCAYACHI	mm	45.18	36.84	46.73	41.00	65.05	58.27	57.94	47.99	27.51	39.13	43.13	44.29	553.06
SAN JACINTO SUD	mm	81.77	67.59	85.71	74.49	63.41	45.96	46.60	56.32	58.43	71.95	75.21	81.33	808.77
SAN LORENZO	mm	80.91	66.67	84.81	70.39	64.55	45.31	44.61	53.87	60.47	72.55	76.46	80.49	801.10
SELLA QUEBRADAS	mm	77.16	61.77	77.53	70.17	61.19	51.43	48.21	61.75	61.19	71.77	71.23	77.35	790.77
TOLOMOSA	mm	80.82	66.63	84.81	70.42	64.60	45.36	44.66	53.90	60.48	72.53	76.39	80.39	800.99
TOMATAS GRANDE	mm	71.85	59.22	75.33	63.55	63.66	47.06	46.44	52.28	53.77	64.50	68.08	71.32	737.06
TRANCAS	mm	64.19	52.71	67.09	54.60	41.63	31.3 3	24.2 8	37.1 8	39.3 0	53.2 8	56.3 5	62.0 7	584.0 0
YESERA NORTE	mm	69.63	54.78	68.73	60.48	57.37	50.3 4	43.8 7	52.3 3	54.1 9	62.5 6	62.9 3	70.9 2	708.1 3

Fuente: Propia

4.2.3.5 DIAGRAMA OMBROTÉRMICO

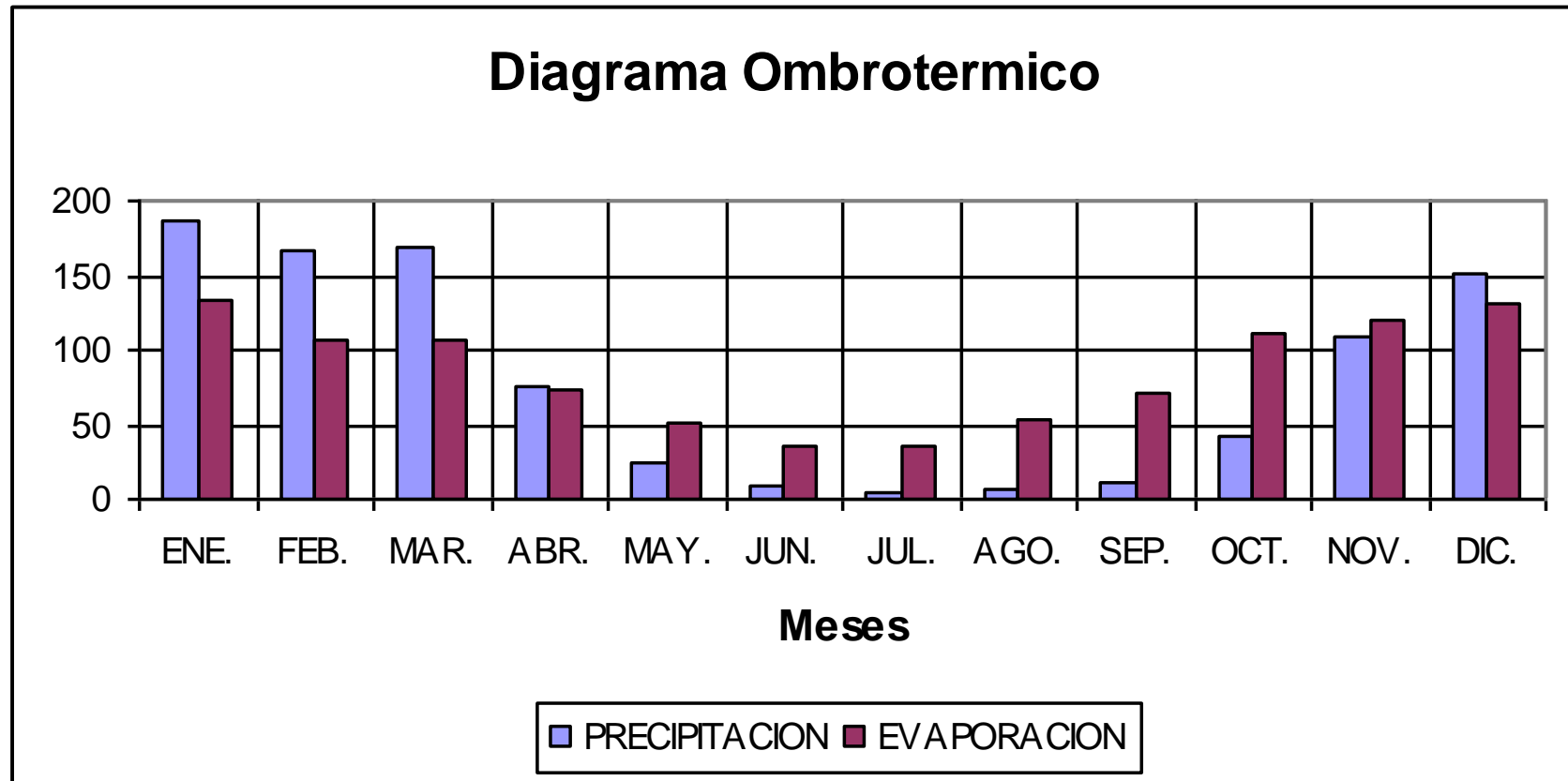
Un diagrama ombrotérmico corresponde a la representación gráfica de la variación de los valores medios mensuales de lluvias y evapotranspiraciones potenciales (expresados en mm de agua). El diagrama ombrotérmico que corresponde al promedio de las estaciones para las temperaturas y para las lluvias (promedios), se muestra más adelante.

La sucesión de los **meses secos** del año (con valores mensuales de la evapotranspiración potencial media Ep_i mayores de los valores correspondientes de la lluvia media mensual h_i), define la **estación seca** del año, en que se determina un déficit hídrico. La **estación seca** en la región del Proyecto se extiende por **siete meses**, de Mayo a Noviembre).

La sucesión de **meses húmedos** del año (con valores mensuales de la evapotranspiración potencial media E_{p_i} menores de los valores correspondientes de la lluvia media mensual h_i) da lugar a la **estación húmeda** (cinco meses para todo el área del Proyecto, de Diciembre a Abril).

Los valores calculados y usados para trazar el diagrama ombrotérmico se presentan en el cuadro de balance hídrico mensual.

CUADRO 4. 11 DIAGRAMA OMBROTÉRMICO



CUADRO 4. 12: BALANCE HÍDRICO MEDIO MENSUAL (MM)

COIMATA		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	151.5	134.5	118.8	27.24	3.177	0.242	0.935	3.165	11.54	42.3	78.72	152.2808	724.39615
Evapotranspiración	mm	79.06	64.19	79.77	68.61	57.88	46.46	46.43	57.56	59.82	71.62	72.55	76.24154	780.18497
exceso o déficit	mm	72.39	70.34	39.06	-41.37	-54.7	-46.22	-45.49	-54.39	-48.28	-29.32	6.169	76.03923	-55.78881
AEROPUERTO		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	133.3	113.9	83.58	21.52	2.4	0.785	0.629	2.175	6.798	36.15	69.91	130.9235	602.00072
Evapotranspiración	mm	68.98	57.05	70.44	56.1	33.74	13.22	12.38	25.57	37.89	53.3	59.96	66.4155	555.05849
exceso o déficit	mm	64.27	56.83	13.14	-34.58	-31.34	-12.44	-11.75	-23.39	-31.1	-17.16	9.944	64.50803	46.94223

CAMPANARÍO		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	94.58	82.82	53.46	12.85	0.333	0.029	0.58	1.14	6.487	17.87	23.44	67.52143	361.10038
Evapotranspiración	mm	52.52	43.82	55.93	56.03	50.79	42.38	40.37	48.46	48.4	53.56	51.98	53.0943	597.33294
exceso o déficit	mm	42.05	39	-2.469	-43.17	-50.46	-42.35	-39.79	-47.32	-41.92	-35.7	-28.54	14.42713	-236.2326

CANASMORO		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	133	110.7	96.96	21.76	4.963	0.863	1.783	3.556	7.317	30.44	60.8	116.6	588.73343
Evapotranspiración	mm	78.3	64.7	80.94	68.18	60.18	42.78	42.95	53.35	58.07	68.27	73.12	77.08161	767.92106
exceso o déficit	mm	54.68	46	16.02	-46.42	-55.22	-41.92	-41.17	-49.79	-50.75	-37.83	-12.32	39.51839	-179.1876

EL TEJAR		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	133	107.1	95.53	18.64	3.141	0.879	0.985	2.803	7.291	39.39	80.89	131.95	621.65504
Evapotranspiración	mm	85.06	68.98	86.76	73.49	59.8	44.38	44.35	56.22	60.43	73.31	77.11	83.0692	812.9647
exceso o déficit	mm	47.96	38.15	8.768	-54.85	-56.66	-43.5	-43.36	-53.42	-53.14	-33.92	3.778	48.8808	-191.3097

ERKIZ NORTE		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	136	132.8	78.18	29.34	7.25	0.72	0	6.25	5.275	48.8	84.65	159.8	689.085
Evapotranspiración	mm	82.57	68.06	86.64	71.72	64.8	45.08	44.36	54.2	61.74	74.07	78.01	82.16828	813.41465
exceso o déficit	mm	53.41	64.78	-8.456	-42.38	-57.55	-44.36	-44.36	-47.95	-56.46	-25.27	6.642	77.63172	-124.3297

LEON CANCHA		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	113	104.8	95.6	17.58	3.524	1.944	0.515	0.624	5.729	26.93	50.68	98.75926	519.71713
Evapotranspiración	mm	74.82	61.64	78.38	65.74	63.88	46.4	45.76	52.77	55.96	67.12	70.83	74.33496	757.62698
exceso o déficit	mm	38.18	43.18	17.22	-48.16	-60.35	-44.46	-45.24	-52.14	-50.23	-40.19	-20.14	24.4243	-237.9098

MOLINO		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	131.1	97.82	80.14	16.45	1.377	0.5	0.719	3.381	3.705	19.1	43.76	73.335	471.42706
Evapotranspiración	mm	60.09	49.51	62.98	54.34	63.13	50.43	49.94	50.26	44.32	53.85	57.16	59.4136	655.42299
exceso o déficit	mm	71.04	48.31	17.16	-37.89	-61.75	-49.93	-49.22	-46.88	-40.61	-34.75	-13.4	13.9214	-183.9959

MONTE SUD		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	124.7	95.96	86.59	24.2	1.554	0.077	0.385	3.423	2.857	26.79	55.21	109.8714	531.5956
Evapotranspiración	mm	76.77	63.28	80.51	67.31	64.13	46.05	45.39	53.16	57.48	68.9	72.64	76.30106	771.92926
exceso o déficit	mm	47.91	32.68	6.077	-43.11	-62.58	-45.97	-45	-49.73	-54.62	-42.11	-17.44	33.57037	-240.3337

RINCON DE LA VICTORIA		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	257.7	226	168.6	55.97	5	1.23	2.88	8.55	6.22	50.83	105	226.6091	1114.5291
Evapotranspiración	mm	70.21	57.91	73.71	62.4	63.61	47.48	46.87	52.05	52.6	63.09	66.57	69.6526	726.15481
exceso o déficit	mm	187.5	168.1	94.89	-6.427	-58.61	-46.25	-43.99	-43.5	-46.38	-12.26	38.4	156.9565	388.37428

SAMA CUMBRE		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
-------------	--	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------

Precipitación	mm	179	155.2	139.3	24.72	1.46	0.38	0.805	3.363	6.342	25.19	76.07	137.7611	749.51778
Evapotranspiración	mm	39.23	31.2	39.31	33.42	70.14	65.66	65.34	48.41	8.607	31.25	37.36	38.10929	508.03095
exceso o déficit	mm	139.8	124	99.96	-8.698	-68.68	-65.28	-64.53	-45.04	-2.265	-6.057	38.71	99.65182	241.48683

SAMA ISCAYACHI		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	104.7	81.96	61.78	14.11	0.8	0	0.385	3.054	2.938	14.87	38.11	88.83571	411.53623
Evapotranspiración	mm	45.18	36.84	46.73	41	65.05	58.27	57.94	47.99	27.51	39.13	43.13	44.28819	553.05865
exceso o déficit	mm	59.52	45.12	15.05	-26.89	-64.25	-58.27	-57.56	-44.93	-24.57	-24.26	-5.024	44.54753	-141.5224

SAN JACINTO SUD		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	111.9	109.3	99.75	19.7	2.703	0.286	0.935	3.294	8.273	44.83	78.88	115	594.76642
Evapotranspiración	mm	81.77	67.59	85.71	74.49	63.41	45.96	46.6	56.32	58.43	71.95	75.21	81.32732	808.77066
exceso o déficit	mm	30.09	41.67	14.03	-54.79	-60.7	-45.68	-45.67	-53.03	-50.16	-27.13	3.669	33.67268	-214.0042

SAN LORENZO		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	115.2	90.25	84.64	22.96	2.017	1.678	2.444	4.55	8.378	26.44	64.44	98.28333	521.32456
Evapotranspiración	mm	80.91	66.67	84.81	70.39	64.55	45.31	44.61	53.87	60.47	72.55	76.46	80.49297	801.09727
exceso o déficit	mm	34.34	23.58	-0.167	-47.43	-62.53	-43.63	-42.17	-49.32	-52.1	-46.12	-12.02	17.79037	-279.7727

SELLA QUEBRADAS		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	131.8	124.6	104.6	26.73	5.081	1.423	1.474	5.359	9.415	39.36	70	123.5	653.73108
Evapotranspiración	mm	77.16	54.78	68.73	60.48	57.37	50.34	43.87	52.33	54.19	62.56	62.93	70.92386	708.1333
exceso o déficit	mm	54.59	69.79	35.9	-33.75	-52.29	-48.91	-42.4	-46.97	-44.77	-23.21	7.064	52.57614	-54.40223

TOLOMOSA		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	148.7	134.1	105.2	41.87	5.231	1.72	1.82	7.14	16	63.81	101.5	155.004	782.15262

Evapotranspiración	mm	80.82	66.63	84.81	70.42	64.6	45.36	44.66	53.9	60.48	72.53	76.39	80.39364	800.99261
exceso o déficit	mm	67.92	67.51	20.39	-28.55	-59.37	-43.64	-42.84	-46.76	-44.48	-8.714	25.08	74.61036	-18.84

TOMATAS GRANDE		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	148.8	152.9	125.6	31.98	3.22	1.78	2.89	6.3	8.1	33	88.55	139.88	743.06
Evapotranspiración	mm	71.85	59.22	75.33	63.55	63.66	47.06	46.44	52.28	53.77	64.5	68.08	71.31984	737.06086
exceso o déficit	mm	76.98	93.68	50.3	-31.57	-60.44	-45.28	-43.55	-45.98	-45.67	-31.5	20.47	68.56016	5.9991403

TRANCAS		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	171	141.9	134.2	22.96	5.458	1.589	0.621	3.121	12.74	47.05	97.69	143.4857	781.85279
Evapotranspiración	mm	64.19	52.71	67.09	54.6	41.63	31.33	24.28	37.18	39.3	53.28	56.35	62.069	584.00465
exceso o déficit	mm	106.8	89.22	67.15	-31.64	-36.17	-29.74	-23.66	-34.06	-26.57	-6.229	41.34	81.41672	197.84814

YESERA NORTE		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Precipitación	mm	142.2	124.6	104.6	26.73	5.081	1.423	1.474	5.359	9.415	39.36	70	123.5	653.73108
Evapotranspiración	mm	69.63	54.78	68.73	60.48	57.37	50.34	43.87	52.33	54.19	62.56	62.93	70.92386	708.1333
exceso o déficit	mm	72.58	69.79	35.9	-33.75	-52.29	-48.91	-42.4	-46.97	-44.77	-23.21	7.064	52.57614	-54.40223

Fuente: Propia

4.2.3.6 CLASIFICACIÓN CLIMÁTICA

Se observa también en los cuadros presentados que la duración de la estación seca es de 7 meses no consecutivos (de abril, mayo a noviembre).

Para clasificar climáticamente la región que comprende el área del Proyecto, se hace referencia a la clasificación climática de Thornthwaite, que se basa sobre elaboraciones con los valores medios mensuales recolectados en las estaciones termo pluviométricas (lluvia **h** y temperatura **t**). A las indicaciones puntuales se suman también las observaciones directas del reconocimiento efectuado en el área que interesa, lo que permitió regionalizar los resultados numéricos.

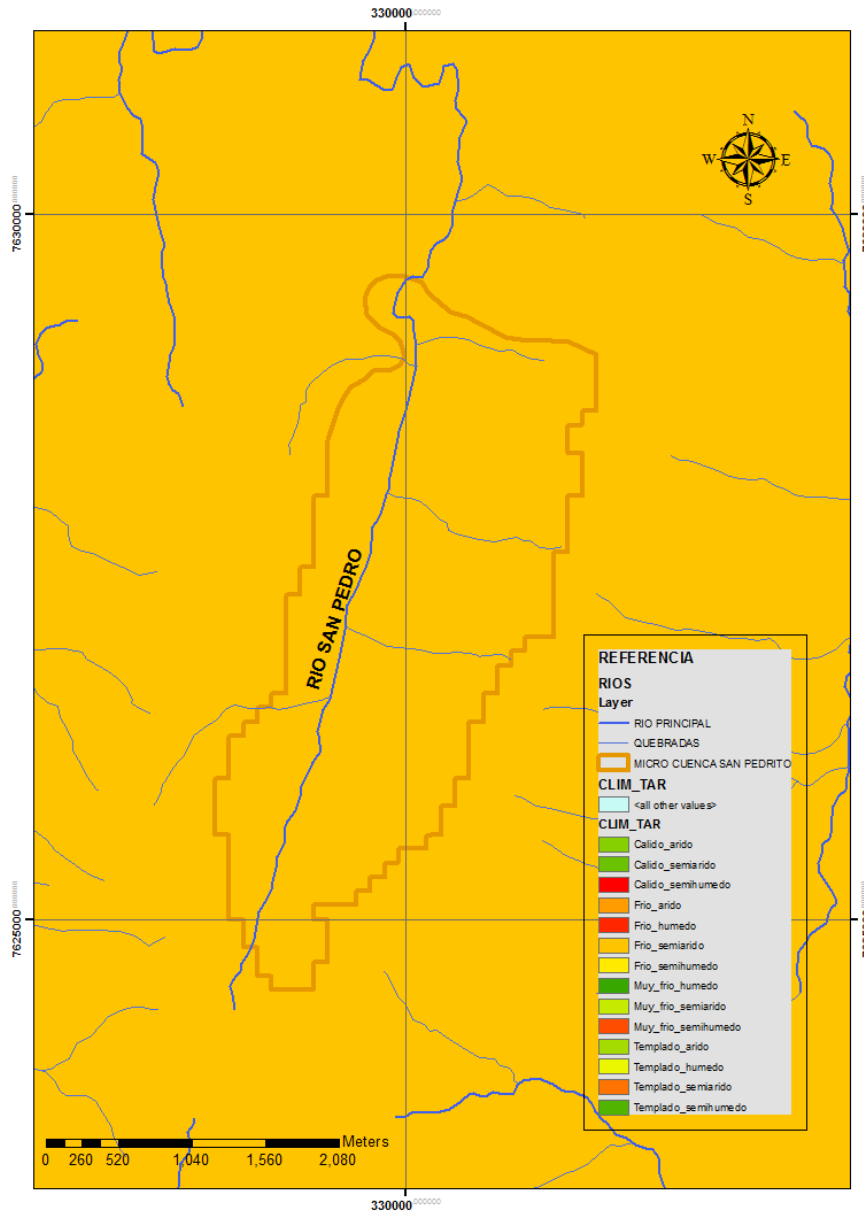
La ecuación propuesta por Thornthwaite es la siguiente:

$$\mathbf{Im} = (100 * \mathbf{Ih} - 60 * \mathbf{Ia}) / \mathbf{Ep}$$

En esta fórmula se indica, con **Im**=Índice de humedad, **Ih**=Índice de excedentes, **Ia**=Índice de déficit y con **Ep** la evapotranspiración potencial media anual (como sumatoria de los valores medios mensuales). Por tanto, siempre refiriéndose a las estaciones climatológicas (para la temperatura y al promedio de las estaciones pluviométricas para las lluvias).

El índice **Im** se aproxima más a cero, por lo que, la clasificación climática corresponde a “**FRÍO SEMI ARIDO**”.

MAPA 4. 4 MAPA CLIMÁTICO REGIONAL



La evapotranspiración potencial es una magnitud que, según el procedimiento de Thornthwaite, se puede determinar a partir de las temperaturas medias mensuales y anuales y tomando en cuenta la latitud del sitio que se considere. Por eso, al definir la temperatura media anual en las sub Cuenca, a través de la determinación de los valores de la evapotranspiración potencial media mensual y anual se puede definir el clima general en la sub Cuenca.

4.2.4 PLUVIOMETRÍA

Los principales objetivos del análisis pluviométrico son:

- Determinar las características y las distribuciones de probabilidades de las lluvias máximas diarias sobre el área de aporte : Río San Pedro
- Determinar las curvas de probabilidad pluviométrica que corresponden a las lluvias máximas anuales con duración menor de 24 horas, indicadas como de fuerte intensidad y breve duración (1, 3, 6, 12 y 24 horas).

Para realizar el análisis estadístico se han tomado en cuenta los datos históricos de las 19 estaciones estudiadas.

4.2.4.1 METODOLOGÍA

En el análisis hidrológico, cada magnitud se considera como una variable aleatoria. Así, se determinaron las funciones de distribución de probabilidades de mejor ajuste y se obtuvieron sus principales parámetros característicos (procedimientos de análisis de muestreo estadístico).

Debido a que el número de datos de las series históricas consideradas es reducido, solamente se pudo obtener una estimación de los parámetros de la distribución. Se ha mejorado la confianza estadística utilizando un criterio de análisis regional, es decir, considerando en su conjunto toda la información estadística de los datos registrados para cada magnitud que interesa, en todas las estaciones de medidas consideradas. A esto se sumó también información complementaria de estudios similares en regiones con similitud climática e hidrológica.

También, de acuerdo con la posición geográfica de cada estación de medidas, analizando los valores que asumen los parámetros de las funciones de distribución de probabilidades para cada variable hidrológica, con el procedimiento de regionalización se logra definir la función de distribución de probabilidades de cada variable, aún en puntos en los cuales no se cuenta con información directa.

4.2.4.2 LLUVIAS ANUALES

Definiendo con $M(X)$ la media aritmética y con $S(X)$ la desviación típica de la magnitud X , según se consideren los valores anuales "h" y poniendo $X = \log h$, se tiene:

$$M(X) = \sum_{i=1}^n X_i / n$$

$$s(X) = \sqrt{((\sum (X_i - M(X))^2) / (n - 1))}$$

Se han considerado las series de valores de la altura de lluvia anuales (h, en mm) y mensuales (h_i , en mm) registradas en las estaciones pluviométricas consideradas. Se asume que estas magnitudes son variables aleatorias distribuidas según la ley log-normal, cuyos parámetros característicos $M(\log h)$ y $s(\log h)$ se obtienen de la elaboración de los valores de las series históricas de datos.

Con los valores de $M(h)$ y $s(h)$ en las estaciones pluviométricas consideradas, se determinó que, alrededor de las estaciones y por una superficie muy amplia en el entorno de las mismas, existe un área pluviométrica homogénea, en el interior de la cual, los valores de $\gamma(h)$ (coeficiente de variación) toman un valor único. El valor $\gamma(h)$ es el coeficiente de variación de la variable h que se obtiene como:

$$\gamma(h) = s(h) / M(h)$$

Observando las series históricas de los valores anuales de la altura de lluvia h registrada en las 19 estaciones pluviométricas consideradas. Se observa que, por su longitud, la serie de valores anuales de la estación de Aero Puerto es muy significativa y de alto valor hidrológico.

En el cuadro que sigue se presentan los estimadores de la media $M(h)$, de la desviación estándar $s(h)$, y del coeficiente de variación $v(h)$.

CUADRO 4. 13: PARÁMETROS ESTADÍSTICOS DE LAS SERIES DE LLUVIAS ANUALES H

ESTACION	PARAMETROS				
	PROMEDIO	N.DE DATOS	DESVIACION	VARIANZA	VAR*N
COIMATA	724.5115385	26	130.2883458	16975.05306	441351.3796
AEROPUERTO	602.4306122	49	88.66671022	7861.785502	385227.4896
CANASMORO	598.4058824	17	142.5835477	20330.06809	345611.1575
YESERA NORTE	652.372	25	128.8211697	16594.89377	414872.3442
TRANCAS	753.9117647	17	118.7393673	14099.03735	239683.635
SELLA QUEBRADAS	597.0823529	17	80.21457345	6434.377794	109384.4225
SAN JACINTO SUD	584.2448148	27	121.6700876	14803.61023	399697.4761
TOMATAS GRANDE	742.1555556	9	189.7819085	36017.17278	324154.555
TOLOMOSA	784.744	25	160.0930669	25629.79007	640744.7517
SAN LORENZO	520.8882353	17	113.107288	12793.2586	217485.3963
SAMA ISCAYACHI	411.2615385	13	150.1369682	22541.10923	293034.42
SAMA CUMBRE	749.1944444	18	231.4928749	53588.95114	964601.1206
RINCON VICTORIA	1118.36	10	286.4167484	82034.55378	820345.5378
MONTE SUD	527.3769231	13	115.1312523	13255.20526	172317.6683
ERKIZ NORTE	700.525	4	209.7064993	43976.81583	175907.2633
EL TEJAR	622.3212121	33	111.4059462	12411.28485	409572.4
CAMPANARÍO	354.1272727	11	55.33039112	3061.452182	33675.974
MOLINO	462.6368421	19	145.6026526	21200.13246	402802.5167
LEON CANCHA	524.9363636	22	175.0354646	30637.41385	674023.1048

FUENTE: Elaboración Propia

Las estimaciones que se obtienen para el coeficiente de variación $g(h)$ de las series completas muestran un rango, relativamente reducido de 0.40 a 0.20.

CUADRO 4. 14: PARÁMETROS DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL

ESTACION	PARAMETROS				
	PROMEDIO	N.DE DATOS	DESVIACION	VARIANZA	COEF. DE VARIACION
COIMATA	2.852703153	26	0.083330302	0.006943939	0.029210997
AEROPUERTO	2.774558092	49	0.071876831	0.005166279	0.025905686
CANASMORO	2.764674883	17	0.108966756	0.011873754	0.03941395
YESERA NORTE	2.80641195	25	0.085855644	0.007371192	0.030592673
TRANCAS	2.871839847	17	0.072573683	0.005266939	0.025270797
SELLA QUEBRADAS	2.772394442	17	0.057820058	0.003343159	0.020855639
SAN JACINTO SUD	2.756527265	27	0.098404612	0.009683468	0.035698763
TOMATAS GRANDE	2.854497029	9	0.133251304	0.01775591	0.046681185
TOLOMOSA	2.885358937	25	0.094249851	0.008883034	0.032664862
SAN LORENZO	2.706714817	17	0.097381498	0.009483156	0.035977746
SAMA ISCAYACHI	2.583088283	13	0.179774907	0.032319017	0.069596889
SAMA CUMBRE	2.853972998	18	0.140211329	0.019659217	0.049128471
RINCON VICTORIA	3.035073728	10	0.115872995	0.013426551	0.038177984
MONTE SUD	2.711974761	13	0.09973289	0.009946649	0.036775007
ERKIZ NORTE	2.831037926	4	0.128919151	0.016620147	0.045537769
EL TEJAR	2.786999138	33	0.080415507	0.006466654	0.028853797
CAMPANARÍO	2.544198168	11	0.069604177	0.004844741	0.027358001
MOLINO	2.646085919	19	0.13158421	0.017314404	0.049727868
LEON CANCHA	2.69490144	22	0.15520392	0.024088257	0.057591687

Fuente: Propia

Se observa que la varianza s^2 (logh) oscila entre 0.0208 y 0.0695; es decir, con un rango de valores pequeño.

Considerando la formación regional de los fenómenos lluviosos y la Orografía de la zona del Proyecto, se puede asumir que, tanto la sub Cuenca como el área del perímetro de riego, recaen en una **región homogénea** en el interior de la cual, desde el punto de vista estadístico, se tiene un valor $\gamma(h)$ constante e igual a 0.0080(valor promedio de los $g(\log p)$) determinados para las estaciones pluviométricas.

Se define como Zona Pluviométrica de Lluvias Anuales el entorno territorial dentro del cual la variabilidad de las lluvias, medida por $g(h)$ o por $s^2(\log h)$ es la misma para todos

sus puntos. Esto quiere decir, que la génesis y consistencia de los fenómenos que han determinado las alturas de lluvia son las mismas y que se repiten todos los años, aunque pueden variar al pasar de uno a otro.

Se define como **Subzona Pluviométrica de Lluvias Anuales** el entorno territorial dentro del cual el valor medio de las lluvias $M(h)$ o $M(\log h)$:

- es el mismo para todos sus puntos;
- varía en función de un parámetro de ubicación de los puntos.

Tests de Bondad de Ajuste para AEROPUERTO ESTACION PATRON

CUADRO 4. 15:PUEBAS DE BONDAD-DE-AJUSTE PARA AEROPUERTO

Prueba Chi-Cuadrada

	Límite	Límite	Frecuencia	Frecuencia	
	Inferior	Superior	Observada (O _i)	Esperada (e _i)	$\frac{(O_i - e_i)^2}{e_i}$
menor o igual		461.165	2	2.72	0.19
	461.165	494.2	0	2.72	2.72
	494.2	516.652	5	2.72	1.91
	516.652	534.626	5	2.72	1.91
	534.626	550.165	2	2.72	0.19
	550.165	564.239	4	2.72	0.6
	564.239	577.407	2	2.72	0.19
	577.407	590.043	0	2.72	2.72
	590.043	602.431	3	2.72	0.03
	602.431	614.818	0	2.72	2.72
	614.818	627.454	3	2.72	0.03
	627.454	640.622	2	2.72	0.19
	640.622	654.696	2	2.72	0.19
	654.696	670.235	5	2.72	1.91
	670.235	688.209	6	2.72	3.95
	688.209	710.661	5	2.72	1.91
	710.661	743.696	3	2.72	0.03
mayor	743.696		0	2.72	2.72

Chi-Cuadrada = 24.102 con 15 g.l. Valor-P = 0.0633808

Prueba de Kolmogorov-Smirnov

	Normal
DMAS	0.0900198
DMENOS	0.120102
DN	0.120102
Valor-P	0.490032

El StatAdvisor

Esta ventana muestra los resultados de diversas pruebas realizadas para determinar si AEROPUERTO puede modelarse adecuadamente con una distribución normal. La prueba de chi-cuadrada divide el rango de AEROPUERTO en intervalos no traslapables y compara el número de observaciones en cada clase con el número esperado con base en la distribución ajustada. La prueba de Kolmogorov-Smirnov calcula la distancia máxima entre la distribución acumulada de AEROPUERTO y la FDA de la distribución normal ajustada. En este caso, la distancia máxima es 0.120102. Los demás estadísticos comparan la función de distribución empírica con la FDA ajustada, en diferentes formas.

Debido a que el valor-P más pequeño de las pruebas realizadas es mayor ó igual a 0.05, no se puede rechazar la idea de que AEROPUERTO proviene de una distribución normal con 95% de confianza.

FIGURA 4. 2 TRAZA DE DENSIDAD PARA AEROPUERTO

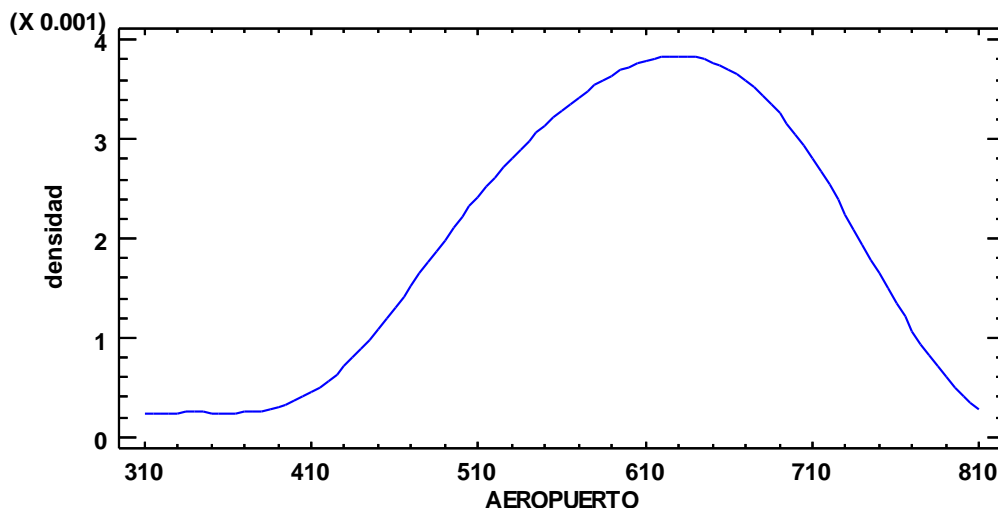
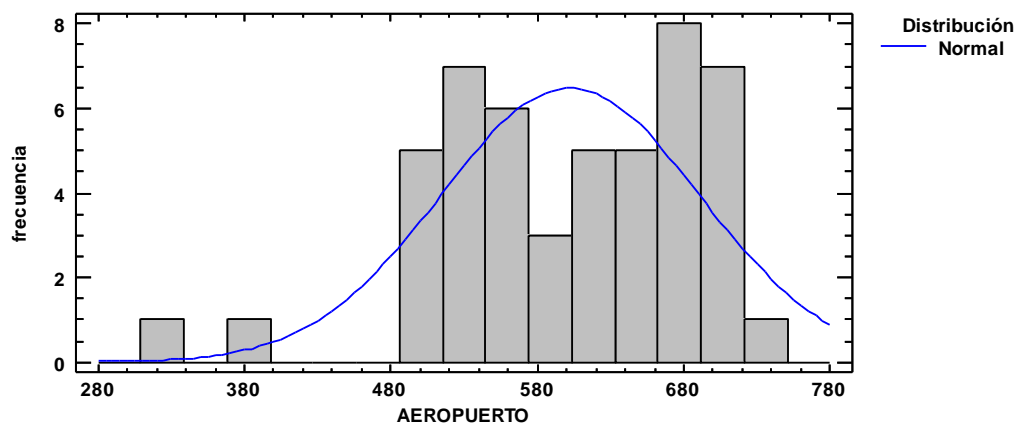


FIGURA 4. 3 HISTOGRAMA PARA AEROPUERTO



4.2.4.3 ANÁLISIS DE CONSISTENCIA

Tal como lo señala UNESCO-ROSTLAC (1982) y UNESCO (2006), “el primer paso que debe realizarse al efectuar la evaluación espacial de la precipitación es verificar que el período de la estadística pluviométrica que se va a analizar es consistente, o sea, que la estación haya sido observada durante dicho período, de la misma forma, con el mismo criterio y que su instalación no haya sufrido variaciones de ningún tipo. Para esta verificación se recomienda el método de las curvas doble acumuladas, o de doble acumulación (CDA) o método de doble masa (MDM)”.

Debido a la longitud corta de datos de algunas de las estaciones y también debido a que existen períodos no concurrentes, el análisis de consistencia de las series ha sido realizado con cierta dificultad. Sin embargo, se han graficado curvas doble acumuladas conformando grupos de series en función de la simultaneidad de sus observaciones.

Para realizar el análisis se eligieron las estaciones más cercanas a las Cuencas en estudio y como estación patrón la estación de AASANA Tarija, que en adelante serán las estaciones utilizadas para el presente estudio, las mismas se identifican en el ANEXO-2 pág. 1.

Luego de realizado el análisis de consistencia se presenta a continuación un resumen de los resultados obtenidos:

CUADRO 4. 16: RESUMEN DE ANÁLISIS DE CONSISTENCIA.

ESTACIÓN	R ²	RESULTADO
YESERA NORTE	0.9994	Consistente
ERQUIZ NORTE	0.9671	Inconsistente
SELLA QDAS.	0.9992	Consistente
GAMONEDA	0.992	Consistente
MONTE SUD	0.9982	Consistente

FUENTE: Elaboración Propia

Se concluye que de las 5 estaciones estudiadas se descarta la utilización de la estación de Erquiz Norte por ser inconsistente, las demás estaciones serán utilizadas para la elaboración del presente estudio.

4.2.4.4 Análisis de homogeneidad – Test de Mann Kendall

El test de Mann-Kendall, es un test no paramétrico, estadísticamente basado en el ranking (o número de orden) de dos variables y puede ser utilizado para tendencias en series de tiempo de datos hidrológicos si una de esas variables es el tiempo y tiene la particularidad de presentar una mayor potencia estadística en la medida que la serie de datos presenta un mayor sesgo que la aleje de una distribución normal (USGS, 2004; USGS, 2006).

La prueba de Homogeneidad de Mann-Kendall, es en realidad un test estadístico que conduce a elegir alguna de las siguientes respuestas:

A continuación se realiza el análisis de homogeneidad para aquellas estaciones consistentes.

- **Hipótesis nula:** Todos los valores de la serie son datos aleatorios de una sola población (Es una serie Homogénea).
- **Hipótesis alternativa:** Es una serie no homogénea con tendencia monótona.

La prueba consiste en calcular un índice de desviación S de la serie, y a partir de este valor calcular el valor de V mediante la relación:

$$V = \frac{S-1}{\sqrt{\frac{n(n-1)(2n+5)}{18}}}$$

$$S = T - I$$

$$T = \sum_{i=1}^{n-1} si$$

$$I = \sum_{i=1}^{n-1} ti$$

Cuadro Vcrit para diferentes niveles de significación α

α	0.005	0.01	0.025	0.05	0.100
Vcrit	2.58	2.33	1.96	1.64	1.28

Al ser V mayor que Vcrit se asume la serie NO ES HOMOGenea!!!, serie de tendencia Monótona. Las mismas se identifican en el ANEXO-2 pág. 11.

Luego de realizado el análisis de homogeneidad se presenta a continuación un resumen de los resultados obtenidos:

CUADRO 4. 17: RESUMEN DE ANÁLISIS DE HOMOGENEIDAD

ESTACIÓN	RESULTADO
YESERA NORTE	SERIE HOMOGENEA
SELLA QDAS.	SERIE HOMOGENEA
GAMONEDA	SERIE MONÓTONA
MONTE SUD	SERIE HOMOGENEA

FUENTE: Elaboración Propia

De las estaciones analizadas se puede observar que solamente podemos utilizar la estación de Sella Quebradas, Yesera Norte y Monte Sud.

Luego de realizado el análisis de la información disponible se puede concluir en base a un análisis geológico, de las condiciones de vegetación y otras características de las subCuencas que la estación de Sella Quebradas que se encuentra ubicada sobre el Río Sella

afluente principal al que tributan los Ríos que serán intervenidos en el presente estudio, concluimos que se utilizarán los datos pluviométricos. Climáticos e hidrométricos de esta estación, para realizar la determinación de los caudales máximos, medios mensuales y mínimos para el presente estudio.

4.2.4.5 PRECIPITACIÓN MEDIA DE LA CUENCA

Zonificación y Subzonificación Pluviométrica¹

La zona pluviométrica, desde el punto de vista físico, es aquella área en la cual se presentan lluvias de características prácticamente iguales.

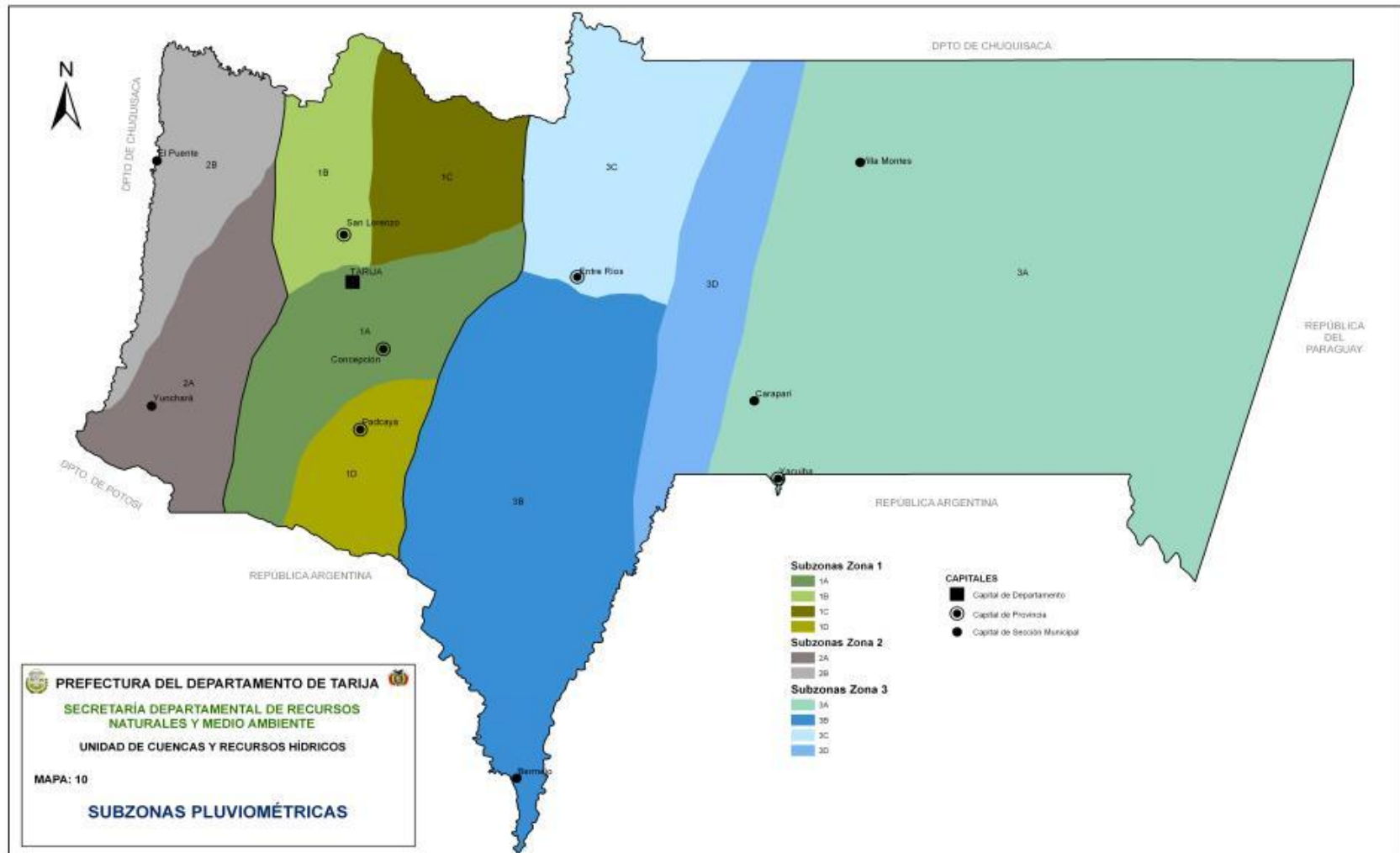
El límite físico de las zonas (en éste caso), se define considerando fundamentalmente la Orografía, o sea, se toma como límite el filo de las serranías del Cóndor y el de Sama, que proporcionan la separación más clara entre las zonas, sin embargo se hace notar que dichos límites solo son indicativos para fines de cálculo, puesto que en la realidad éstos están constituidos por franjas de transición.

Para la estimación de la precipitación media anual repartida en las áreas correspondientes a los subsistemas fluviales y en las Cuencas seleccionadas, se asume que los valores medios son iguales a los obtenidos para cada subzona pluviométrica, y si el área considerada pertenece a más de una subzona, el valor medio se obtiene calculando la media ponderada de los valores de la precipitación y las áreas respectivas.

El relieve o la Orografía, es un factor muy importante en la circulación regional de las masas de aire, observándose que las serranías del Aguarague (1,400 a 1,900 msnm), El Cóndor (2,800 a 3,400 msnm) y Sama (3,800 a 4,600 msnm) , que tienen una dirección norte- sur, paralelas y distantes 85 km entre la serranía del Aguarague y El Cóndor y 45 km entre ésta y la de Sama; son las serranías con mayor influencia y son determinantes, para la distribución espacial de las precipitaciones.

¹ RECURSOS HIDRICOS SUPERFICIALES Y SUS POSIBILIDADES DE APROVECHAMIENTO EN EL DEPARTAMENTO DE TARIJA. Vacaflares, Alfonso.

MAPA 4.5 ZONIFICACIÓN PLUVIOMÉTRICA DEL DEPARTAMENTO DE TARIJA



Por las observaciones antes anotadas, en la zona 1, se definen 4 Subzonas, siendo la subzona 1C la correspondiente al área central, donde se cumple la correlación de la lluvia con la distancia a la serranía de Sama en todo el ancho de la zona. La subzona 1B comprende el área del norte, donde se cumple también la correlación con la distancia a la serranía de Sama; pero, solo el sector oeste. La subzona 1C, cubre el área del noreste y la subzona 1D, el área del sur o área de la Cuenca del Bermejo Superior; considerándose en éstas dos últimas subzonas valores medios constantes.

En la zona 1, que ocupa la parte central del Departamento, entre la serranía de Sama y El Cóndor, se presentan grandes diferencias de las precipitaciones medias, con valores máximos en el suroeste y mínimos en la parte central del este; por ello, se plantea la hipótesis que la precipitación varía en función a la distancia a la serranía de Sama, específicamente al filo localizado en la parte oriental.

Para la zona 1C

CUADRO 4. 18: IDENTIFICACIÓN DE LA ZONA PLUVIOMÉTRICA.

Zona	Sub-zona	Estaciones	Lluvia media anual (mm)	Distancia a Sama (km)	Lluvia media en la sub-zona (mm)
1	1C	Sella Quebradas	605.4		635.8
		Yesera Norte	666.2		

y= lluvia media anual, Ln= logaritmo natural, (x)=distancia

La precipitación media de la Cuenca es: 636 mm

4.2.4.6 TORMENTA DE PROYECTO

La Tormenta de Diseño es un patrón de precipitación definido que se utiliza en el diseño de un sistema hidrológico, esta se define mediante un valor de altura de precipitación en un punto dado.

LHUMSS - PROMIC (1993), definen a la Tormenta de Diseño como la distribución hipotética de la cantidad de lluvia precipitada en un cierto período de tiempo definido. En el estudio de avenidas, representa a la lluvia que genera un caudal extremo con determinado período de retorno.

Por lo general una Tormenta de Diseño es la entrada a un sistema de cálculo, los caudales resultantes que caracterizan a una Cuenca se calculan mediante procedimiento de lluvia – escorrentía y la circulación de estos caudales por los cursos de drenaje de una Cuenca.

A continuación se detalla el procedimiento seguido para la generación de la tormenta de proyecto o tormenta de diseño:

- Relaciones precipitación - duración - frecuencia.
- Método de los bloques alternos

4.2.4.6.1 RELACIONES PRECIPITACIÓN – DURACIÓN – FRECUENCIA

El conocimiento de las lluvias máximas para duraciones menores a 24 horas y sus correspondientes intensidades es fundamental para la estimación de caudales máximos a partir de datos de precipitaciones pluviales.

Estas intensidades máximas, para un período de retorno determinado, pueden calcularse por procedimientos estadísticos cuando se disponen de registros de las lluvias y sus duraciones (registros pluviográficos).

Si no existen registros de pluviógrafos, se pueden calcular dichas intensidades, con suficiente aproximación, partiendo de las precipitaciones máximas diarias (24 horas), del punto anterior.

Es decir, el procedimiento consiste en usar alguna relación que transforme las precipitaciones máximas diarias en precipitaciones de duraciones menores y sus correspondientes intensidades, para diferentes períodos de retorno o probabilidades de excedencia.

CUADRO 4. 19: FACTORES DE DESAGREGACIÓN

Relación	AASANA Sucre	AASANA Cbba	Brasil	U.S. Weather Bureau	Denver	Lhumss	Taquiña	Janamayu
05 min/ 30 min	0.59	0.41	0.34	0.37	0.42	0.36	0.26	0.29
10 min/ 30 min	0.72	0.58	0.54	0.57	0.63	0.56	0.45	0.49
15 min/ 30 min	0.81	0.71	0.7	0.72	0.75	0.70	0.63	0.64
20 min/ 30 min	0.89	0.82	0.81		0.84	0.82	0.77	0.78
25 min/ 30 min	0.95	0.91	0.91		0.92	0.92	0.89	0.90
30 min/ 1 Hr.	0.81	0.75	0.74	0.79		0.78	0.70	0.75
1 Hr / 24 Hr	0.39	0.42	0.42		0.43	0.59*	0.29*	0.44
6 Hr / 24 Hr	0.66	0.69	0.72			0.81*	0.63	0.72
8 Hr / 24 Hr	0.72	0.74	0.78			0.82	0.67	0.76
10 Hr / 24 Hr	0.77	0.79	0.82			0.84	0.72	0.81
12 Hr / 24 Hr	0.81	0.83	0.85			0.85	0.76	0.88
24 Hr / P Diaria	1.14	1.14	1.14			1.18	1.19	1.11

Fuente: Montenegro, Edgar (2005)

CUADRO 4. 20: FACTORES DE DESAGREGACIÓN UTILIZADOS ESTACIÓN AASANA TARIJA

Duración	Índices de desagregación
24 h / 1 día	1.13
6 h / 24 h	0.78
1 h / 24 h	0.59
30 min / 1 h	0.77
15 min / 30 min	0.74
5 min / 30 min	0.40

Fuente: Tesis de Grado Ingeniería Civil.

“Determinación de Curvas IDF para las Provincias del Departamento de Tarija, 2011”

Armin Absalón Mamani

4.2.4.6.2 MÉTODO DE LOS BLOQUES ALTERNOS

El método de los bloques alternos, selecciona la duración de la tormenta y su intervalo de discretización, haciendo que por lo menos haya cinco de ellos.

A través de las relaciones P-D-F, se calcula la precipitación para cada duración correspondientes a los intervalos, se calculan los incrementos de precipitación para cada intervalo. De igual manera se reordenan las precipitaciones de manera tal que el máximo ocurra en el primer tercio de la duración total. El resto de las precipitaciones se ubican alternativamente delante y detrás del intervalo con precipitación máxima.

Los valores de precipitaciones para cada intervalo de tiempo inferior a 24 horas se muestran en el análisis de caudales.

4.2.5 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Hidrológicamente está demostrado que el caudal máximo en una corriente de agua para una sección particular de interés, se produce para una lluvia o tormenta cuya duración es igual al tiempo de concentración.

El tiempo de concentración queda definido como el tiempo que tardaría una gota de agua en llegar a la sección de interés, desde el punto más alejado de la Cuenca.

Para la estimación del tiempo de concentración se han propuesto varias ecuaciones, correspondientes a diferentes autores.

KIRPICH

Para Cuencas naturales pequeñas, Kirpich (1940) a propuesto la siguiente ecuación para el cálculo del tiempo de concentración:

$$T_c = 0.06626 \cdot \left(\frac{L^2}{J} \right)^{0.385}$$

Dónde:

- t_c = Tiempo de concentración en horas;
- L = longitud del curso principal en m;
- J = Pendiente media en m/m.

GIANDOTTI:

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.50.L}{0.80\sqrt{H}}$$

Siendo:

- t_c = Tiempo de concentración en horas;
- A = Área de la Cuenca en Km^2 ;
- H = Desnivel del curso principal en m.

California

$$T_c = 0.066 \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0.77}$$

Ventura-Heras

$$T_c = 0.05 \sqrt{\frac{A}{J}}$$

Témez

En la publicación del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo "Cálculo Hidrometeorológico de Pequeñas Cuencas Naturales de 1978, J.R. Témez propuso una fórmula de amplia difusión y cuya expresión es la siguiente:

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{J^{0.25}} \right)^{0.76}$$

T_c = Tiempo de concentración, en horas

L = Longitud del Río principal, expresada en Km.

J = Pendiente media del curso de agua principal

Chereque

$$T_c = \left(0.871 * \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

T_c = Tiempo de concentración, en horas

L = Longitud del Río principal, expresada en Km.

H = Desnivel del curso principal en m.

Los datos que se utilizaron para el cálculo del tiempo de concentración son los siguientes:

				SAN PEDRITO
A = Area de la cuenca (km ²)				7.04
Punto más alto (m.s.n.m.)				2500
Punto más bajo (m.s.n.m.)				2400
H = Desnivel entre p. más alto y pTo más bajo del río principal (m):				100
L = Longitud del río principal de la cuenca (km)				4.58498
J = Pendiente del río principal de la cuenca (%)				0.02

Después de haber calculado el tiempo de concentración de la Cuenca por 5 fórmulas se promediarán aquellos valores que no presentan mucha dispersión.

CUADRO 4. 21: TIEMPO DE CONCENTRACIÓN CALCULADOS

FORMULA	SAN PEDRITO
Chereke	0.93
Giandotti	2.19
California	0.93
Ventura - Heras	0.90
Kirpich	0.93
Temez	1.97
Promedio	0.924

COMPROBACIÓN CON LA VELOCIDAD DEL RÍO

Se estima que la velocidad media de un Río de montaña es aproximadamente entre 1 y 3 m/s, en función de la pendiente media del mismo y en base a esta aproximación con la longitud del Río y el tiempo de concentración de la Cuenca. Calcularemos las velocidades de cada uno de los cursos de agua en estudio.

CUADRO 4. 22 VELOCIDAD DE LA QUEBRADA SAN PEDRO

	SAN PEDRO
Velocidad [m/seg]	1.378

4.2.6 MODELO DE PRECIPITACIÓN – ESCORRENTÍA

En nuestro medio lo usual es que la mayoría de los Ríos y Quebradas no estén instrumentados; esto obliga a recurrir a métodos de diseño hidrológico con información escasa. La filosofía general de estos métodos es encontrar relaciones entre los procesos de precipitación y escorrentía uno de estos métodos consiste en la generación sintética de hidrogramas unitarios.

Se describirán a continuación el método del hidrograma unitario sintético.

4.2.6.1 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

El concepto de hidrograma unitario fue introducido por Sherman, en 1932. El hidrograma unitario es un gráfico que muestra las variaciones que sufre con el tiempo la escorrentía producida por una lluvia de duración y profundidad unitarias, distribuida uniformemente sobre toda la Cuenca. La profundidad unitaria puede ser un cm, una pulgada,.... La duración unitaria puede ser una hora, un día, intervalos de minutos, etc. Lo más importante es que la lluvia sea constante y uniforme en un período unitario. Si la intensidad de la precipitación efectiva es constante e igual a una unidad en un tiempo unitario, la lámina de escorrentía directa producida será también unitaria. La teoría del hidrograma unitario se empezó a desarrollar con estudios intensivos, encaminados a producir caudales de crecientes a partir de registros de lluvias.

En 1932, Sherman desarrolló un gráfico unitario, asumiendo que para una duración dada de lluvia efectiva, el tiempo base de la hidrógrafa debería permanecer constante. Las hipótesis en que está basada la teoría de la hidrógrafa unitaria son las siguientes:

1) La precipitación efectiva está uniformemente distribuida en un período de tiempo especificado. Esta hipótesis implica que la tormenta seleccionada debe ser de corta duración, de tal manera que pueda producirse una precipitación efectiva uniforme, dando lugar a una hidrógrafa simple de tiempo base corto. Una duración de aproximadamente $1/4 t_g$ se considera satisfactoria.

2) La precipitación efectiva está uniformemente distribuida en toda el área de la Cuenca. Esta hipótesis restringe el tamaño del área donde se puede aplicar la metodología. Según varios autores el área no debe exceder los 5000 Km^2 ; sin embargo, en climas tropicales como el colombiano, el área de aplicación debe ser mucho menor debido a las fuertes variaciones espaciales que tiene la precipitación en trayectos muy cortos.

3) El tiempo base de hidrógrafas unitarias debidas a precipitaciones unitarias iguales es

constante.

Las ordenadas de las hidrógrafas de escorrentía con un tiempo base común son directamente proporcionales. Esta hipótesis es conocida como el principio de linealidad, de superposición o de proporcionalidad. Si se tienen dos precipitaciones efectivas de la misma duración, pero de distinta intensidad, cada una producirá una hidrógrafa unitaria

1) Las ordenadas de las hidrógrafas de escorrentía con un tiempo base común son directamente proporcionales. Esta hipótesis es conocida como el principio de linealidad, de superposición o de proporcionalidad. Si se tienen dos precipitaciones efectivas de la misma duración; pero, de distinta intensidad, cada una producirá una hidrógrafa unitaria proporcional a la otra, tal como lo muestra la figura 3. Por ejemplo, si en la figura la lámina de precipitación P2 es dos veces la lámina P1, entonces las ordenadas de la hidrógrafa unitaria 2 serán el doble de las de la 1.

2) Para una Cuenca, la hidrógrafa de escorrentía para una precipitación de duración dada refleja todas las características físicas de la Cuenca. Igualmente, la hidrógrafa de escorrentía de una duración específica es única para la Cuenca.

4.2.6.1.1 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO

La determinación de HU para una duración dada, en una Cuenca particular, depende de la existencia simultánea de registros de precipitación y caudal, que no siempre están disponibles. Se han desarrollado técnicas que relacionan características morfométricas de la Cuenca (área, perímetro, pendiente, etc.), con características del hidrograma unitario (tiempo al pico, caudal pico, tiempo base, etc.). Estas relaciones se conocen con el nombre de Hidrogramas Unitarios Sintéticos. La mayoría de ellas son empíricas, obtenidas con base en datos de varias Cuencas.

Las Hidrógrafas Unitarias Sintéticas pueden ser de tres tipos (Chow, 1994):

1) Las que relacionan las características de la hidrógrafa (caudales, tiempos al pico, tiempo base, etc.) con las características de la Cuenca. De este tipo son la de Snyder (1938) y la de Gray (1961).

2) Aquéllas basadas en hidrógrafas unitarias adimensionales: la del Soil Conservation Service y la de William y Hann.

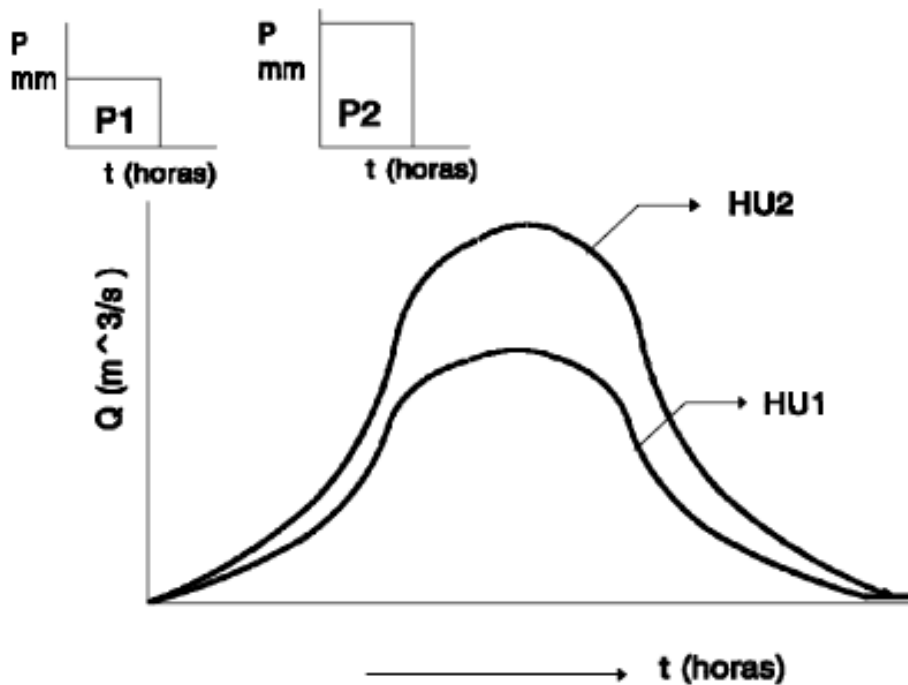
3) Las basadas en modelos de almacenamiento de la Cuenca: Clark (1943)

Muchos son los métodos o modelos de hidrograma unitarios sintéticos reportados en la literatura; ninguno de ellos ha sido desarrollado para las condiciones hidrológicas propias. Sin embargo, esta metodología (los hidrogramas unitarios sintéticos), es extensivamente usada. Los modelos del hidrograma unitario sintético más utilizados son:

- Snyder
- Servicio de Conservación de Suelos (SCS)
- Williams y Hann

Para el presente trabajo de investigación se escogió el método del hidrograma unitario de Servicio de Conservación de Suelos (SCS).

FIGURA 4. 4 SUPERPOSICIÓN DE HIDROGRAMAS



4.2.6.1.2 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO DEL S.C.S.

El Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (Soil Conservation Service, SCS) desarrolló un Hidrograma Unitario Adimensional a partir de una serie de hidrógrafas reales, correspondientes a Cuencas de muy diversos tamaños y ubicadas en distintos sitios

de los Estados Unidos. Las expresiones matemáticas con las que se puede construir el Hidrograma Unitario de T-horas de duración, a partir del Hidrograma Unitario Adimensional del SCS, fueron deducidas definiendo sus tiempos característicos y representándolas como un Hidrograma Unitario Triangular.

En este hidrograma unitario el caudal se expresa como relación del caudal q con respecto al caudal pico q_p , y el tiempo por la relación del tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico T_p en el hidrograma unitario.

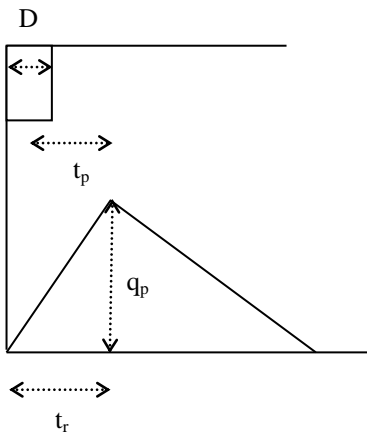
$$q_p = 2.08 A / T_p$$

$$T_r = D/2 + t_p$$

$$T_p = t_r/2 + t_L$$

$$t_L = 0.6 t_c$$

$$t = 0.133 t_c$$



donde:

q_p : caudal pico (m^3/s).

A: área de drenaje (km^2).

T_p : tiempo al pico (hs).

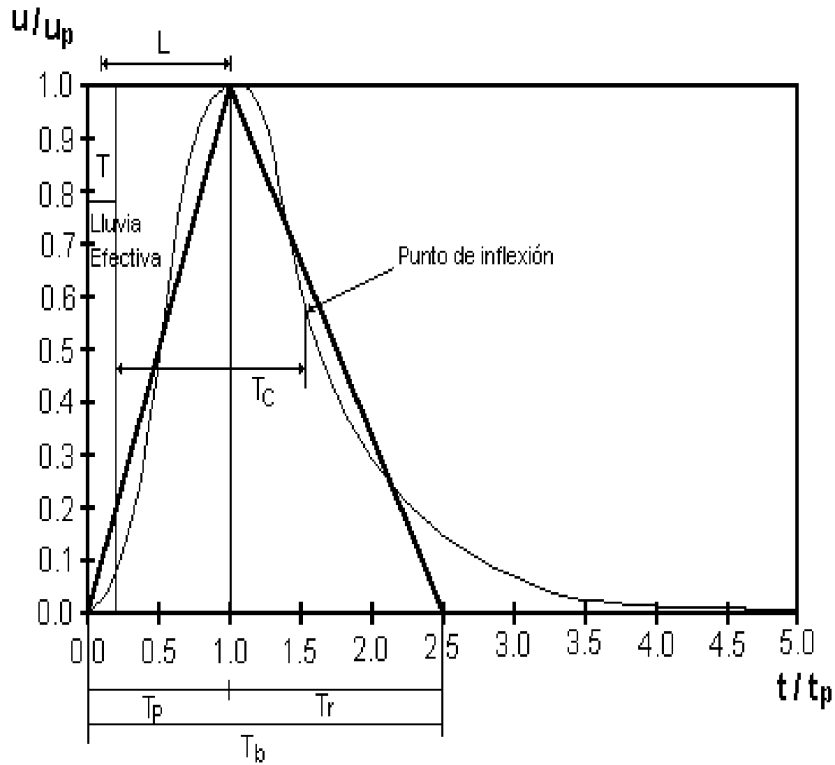
t_L : tiempo de retardo (hs).

t_r : tiempo de ascenso (hr).

t_c : tiempo de concentración de la Cuenca (hs).

El Hidrograma Unitario Adimensional Curvilíneo del S.C.S puede ser representado por un Hidrograma Unitario Triangular equivalente, con las mismas unidades de tiempo y caudal, teniendo por consiguiente el mismo porcentaje del volumen en el lado creciente del Hidrograma . Por simple geometría de triángulos, se puede llegar a las siguientes relaciones:

FIGURA 4. 5 GRÁFICO INDICATIVO HIDROGRAMA UNITARIO



4.2.6.1.3 OBTENCIÓN DEL HIDROGRAMA UNITARIO A PARTIR DEL HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL DEL SCS

El Hidrograma Unitario de T-horas de duración, a partir del modelo del SCS se obtiene de la siguiente manera:

- Se calcula el tiempo de rezago, T_L y luego el tiempo de concentración, T_C ,
 - ✓ Se calcula la duración, T.
 - ✓ Se obtiene el tiempo al pico, T_p .
 - ✓ Se multiplica este tiempo al pico por cada una de las abscisas del hidrograma Unitario Adimensional del SCS (columna 1 del cuadro 5.24), consiguiendo así las abscisas del hidrograma Unitario en horas.

CUADRO 4. 23: CORDENADAS DEL HIDROGRAMA UNITARIO CURVILÍNEO SINTÉTICO

RELACION DE TIEMPOS (t/t_p)	RELACION DE CAUDALES (u/u_p)	RELACION DE TIEMPOS (t/t_p)	RELACION DE CAUDALES (u/u_p)	RELACION DE TIEMPOS (t/t_p)	RELACION DE CAUDALES (u/u_p)
0.0	0.0	1.1	0.99	2.4	0.147
0.1	0.03	1.2	0.93	2.6	0.107
0.2	0.10	1.3	0.86	2.8	0.077
0.3	0.19	1.4	0.78	3.0	0.055
0.4	0.31	1.5	0.68	3.2	0.040
0.5	0.47	1.6	0.56	3.4	0.029
0.6	0.66	1.7	0.46	3.6	0.021
0.7	0.82	1.8	0.39	3.8	0.015
0.8	0.93	1.9	0.33	4.0	0.011
0.9	0.99	2.0	0.28	4.5	0.005
1.0	1.00	2.2	0.207	5.0	0.000

Para las Cuencas se tiene los siguientes parámetros del Hidrograma Unitario

4.2.6.1.4 DETERMINACIÓN DE LOS CAUDALES MÁXIMOS PARA DIFERENTES PROBABILIDADES Y PERÍODOS DE RETORNO

La metodología utilizada para calcular los caudales máximos es la siguiente:

- Método de las Abstracciones o del número de curva del S.C.S.
- Caudales máximos para diferentes períodos de retorno.

4.2.6.1.5 NUMERO DE CURVA DEL S.C.S

Teniendo en cuenta el tipo de suelo y la vegetación de las Cuencas hidrográficas se han definido una serie de parámetros empíricos para su clasificación. **Entre los más aceptados y empleados se encuentra el llamado Número de Ecurrimiento (CN), el caudal varía de 0 a 100 según el Servicio de Conservación de Suelos (SCS). (Jiménez 1992).**

Para la tormenta como un todo, la altura de precipitación efectiva o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la Cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S .

Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (Abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego de eso, la escorrentía potencial es la diferencia entre P e I_a . La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir.

$$\frac{Fa}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Del principio de continuidad

$$P = P_a + F_a + I_a$$

Combinando estas dos ecuaciones Pe resulta

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

La cual es la ecuación fundamental para el cálculo del exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método del S.C.S.

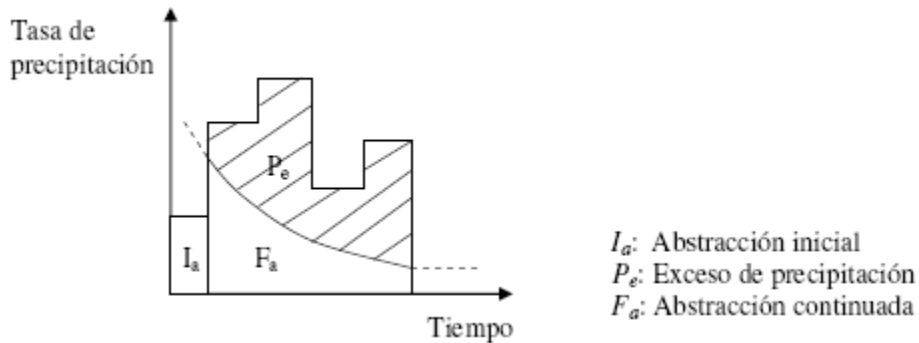
Al estudiar los resultados obtenidos para muchas Cuencas experimentales el S.C.S desarrollo la siguiente relación empírica.

$$I_a = 0.2S$$

Al remplazar el valor de Ia , se tiene la expresión final.

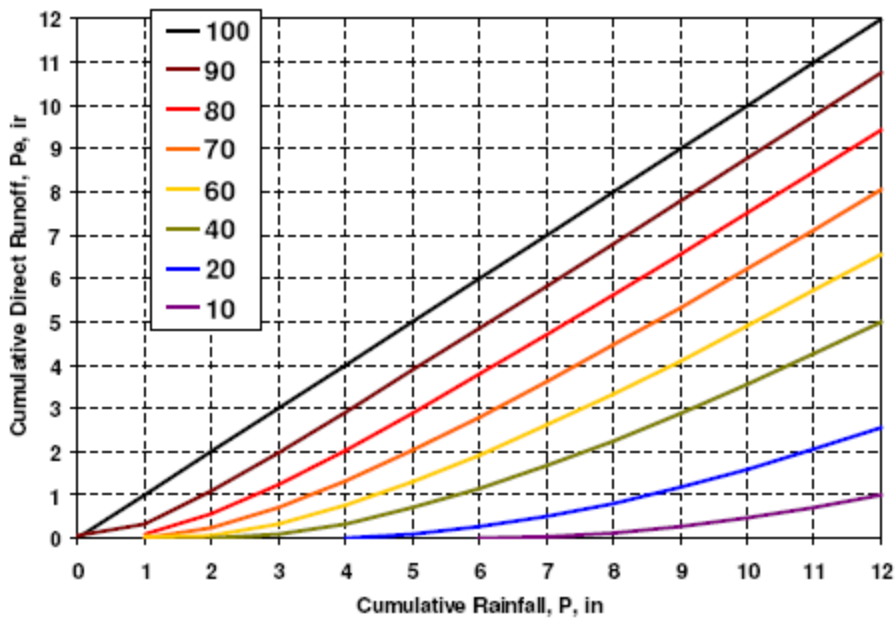
$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

FIGURA 4. 6 VARIABLES EN EL MÉTODO DE ABSTRACCIONES DEL S.C.S.



Al presentar en gráficas la información para P y P_e para muchas Cuencas, el SCS encontró curvas características. Para estandarizar estas curvas se define el número adimensional de curva CN tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables como cuerpos de agua $CN=100$, para superficies naturales $CN < 100$.

FIGURA 4. 7 RELACIÓN EN P Y PE PARA VARIAS CUENCAS ANALIZADAS



El número de curva y la retención de potencial máxima S, se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Donde S están en pulgadas.

Un factor muy importante que hay que tener en cuenta en estas curvas son las condiciones de humedad antecedentes, las cuales se agrupan en tres condiciones básicas.

CUADRO 4. 24: CONDICIONES ANTECEDENTES DE HUMEDAD EMPLEADAS POR EL MÉTODO SCS.

AMC (I)	Condiciones secas
AMC (II)	Condiciones normales
AMC (III)	Condiciones húmedas

Los números de curva se aplican para condiciones de humedad antecedentes (AMC, por sus siglas en ingles), normales y se establecen las siguientes relaciones para las otras dos condiciones:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$$

Para la selección del Número de escurrimiento CN, se clasifican los suelos con su grado de permeabilidad designándose por letras A, B, C y D de acuerdo al uso y/o vegetación de dicho suelo.

Suelo tipo A. Potencial de escurrimiento bajo. Suelos que tienen altas capacidades de infiltración cuando están completamente húmedos: principalmente arenas y gravas muy bien ordenadas. Estos suelos tienen alta velocidad de transmisión de agua.

Suelo tipo B. Suelos que tienen capacidades de infiltración moderadas cuando están completamente húmedas: principalmente suelos medianamente profundos y drenados, textura de sus agregados variando entre moderada y muy fina. Están caracterizadas porque tienen velocidades medias de transmisión de agua.

Suelo tipo C. Suelos que tienen capacidades de infiltración bajas cuando están completamente húmedas principalmente de suelos que contienen una capa que impide el movimiento hacia abajo del agua o suelos con textura fina o moderadamente fina, estos suelos tienen baja transmisión de agua.

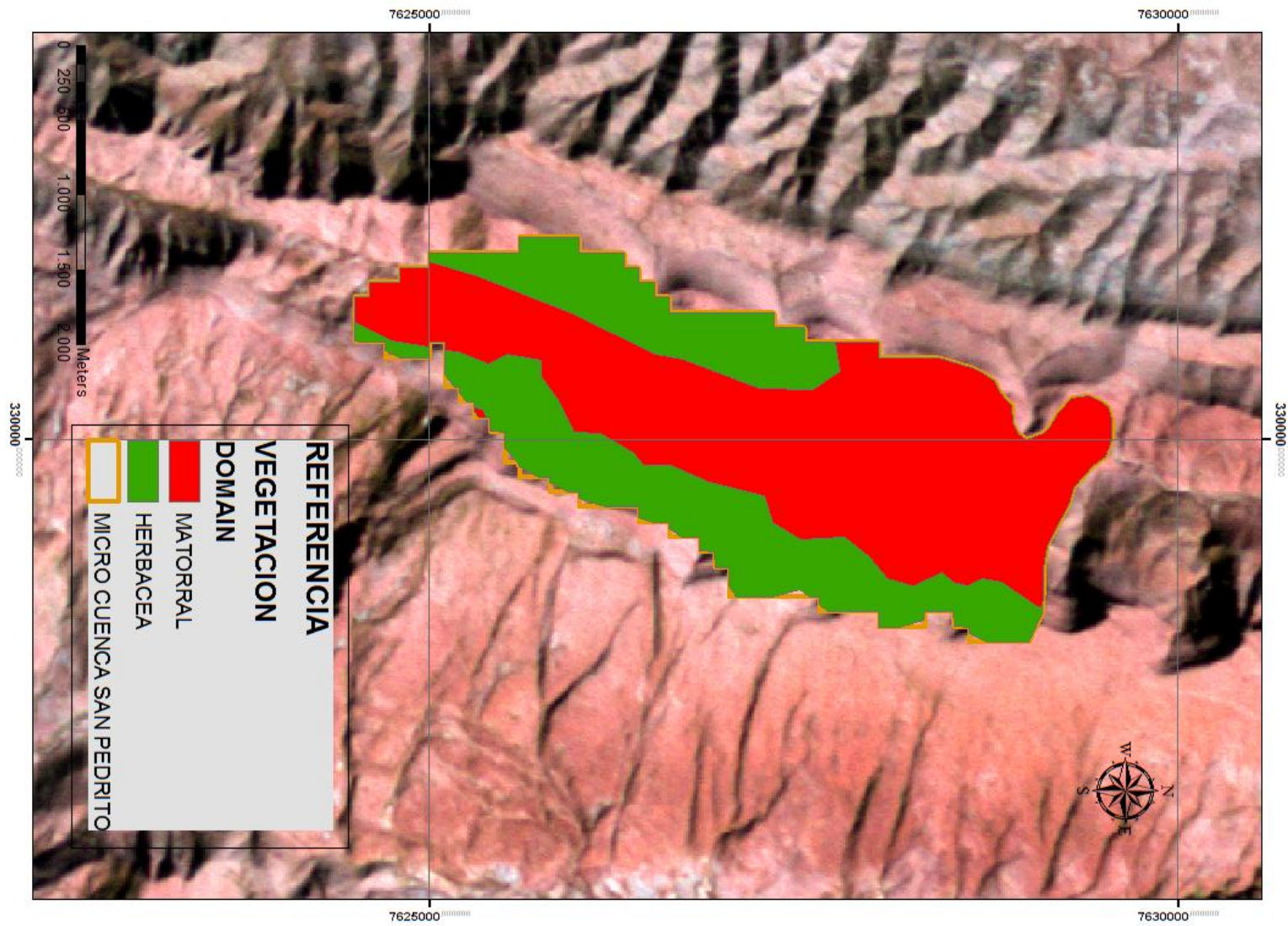
Suelo tipo D. Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos. Estos suelos tienen una velocidad de transmisión del agua muy baja.

CUADRO 4. 25: NÚMEROS DE CURVA DE ESCORRENTÍA PARA USOS DE SUELO AGRÍCOLA URBANO CONDICIONES DE ANTECEDENTES DE HUMEDAD IA=0.2*S CONDICIONES DE HUMEDAD AMC (II)

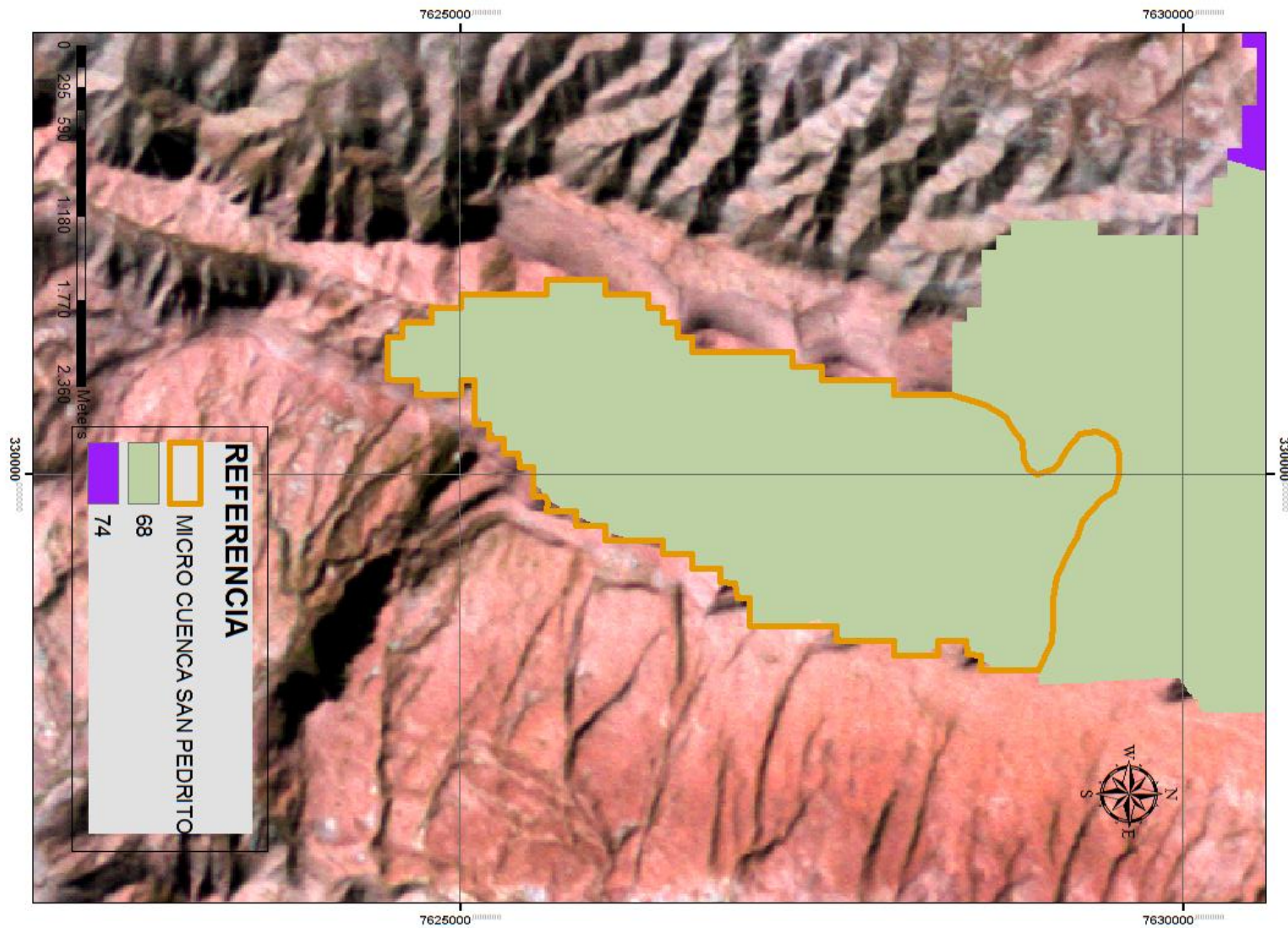
Descripción del uso de la tierra	Detalles de la descripción	Tratamiento o uso	Condición hidrológica	Grupo hidrológico de suelo			
				A	B	C	D
Tierra cultivada	baldío	filas rectas	no aplicable	77	86	91	94
	general	sin tratamientos de conservación	no disponible	72	81	88	91
	cultivos en filas	filas rectas	pobre	72	81	88	91
			bueno	67	78	85	89
		en contorno	pobre	70	79	84	88
			bueno	65	75	82	86
		en contorno y terraza	pobre	66	74	80	82
			bueno	62	71	78	81
	general	con tratamientos de conservación	no disponible	62	71	78	81
	granos pequeños	filas rectas	pobre	65	76	84	88
			bueno	63	75	83	87
		en contorno	pobre	63	74	82	85
			bueno	61	73	81	84
		en contorno y terraza	pobre	61	72	79	82
			bueno	59	70	78	81
	grano cerrado	filas rectas	pobre	66	77	85	89
	grano cerrado: legumbres o pradera de rotación	filas rectas	bueno	58	72	81	85
			pobre	64	75	83	85
en contorno		bueno	55	69	78	83	
		pobre	63	73	80	83	
en contorno y terraza		pobre	63	73	80	83	
		bueno	51	67	76	80	
Pastizales o campo de animales		pobre	68	79	86	89	
		aceptable	49	69	79	84	
		bueno	39	61	74	80	
	en contorno	pobre	47	67	81	88	
		aceptable	25	59	75	83	
		bueno	6	35	70	79	
Vegas de ríos y praderas			bueno	30	58	71	78

Para las Cuencas de estudio se utilizó la clasificación de texturas de suelo del proyecto ZONISIG Tarija teniendo los códigos de uso de suelo y la unidades de terreno de todo el Departamento de Tarija.

MAPA 4. 6 UNIDADES DE VEGETACIÓN CUENCA SAN PEDRITO



MAPA 4.7 CLASIFICACIÓN RASTER NÚMERO DE CURVA CUENCA SAN PEDRITO.



El análisis se realizó utilizando la base de datos del proyecto ZONISIG, e identificando los códigos y unidades de vegetación que pertenecen a la Cuenca de estudio, como se muestra en los mapas de zonificación y vegetación.

CUADRO 4. 26: GRUPO DE SUELO Y NÚMEROS DE CURVA DE UNIDADES DE TERRENO

Cuenca San Pedro

NÚMERO (NC)	CELIDAS	PESOS
68	113179	7696172
74	41807	3093718

NC PONDERADO	69.62
--------------	-------

Una vez asignados los grupos de suelo a cada unidad de vegetación e identificados los valores de número de curva (NC), para condiciones normales (ver cuadro de condiciones de humedad básicas), se calcula el valor ponderado por grupo de suelo que para la zona de estudio tiene el siguiente valor.

NC=70.

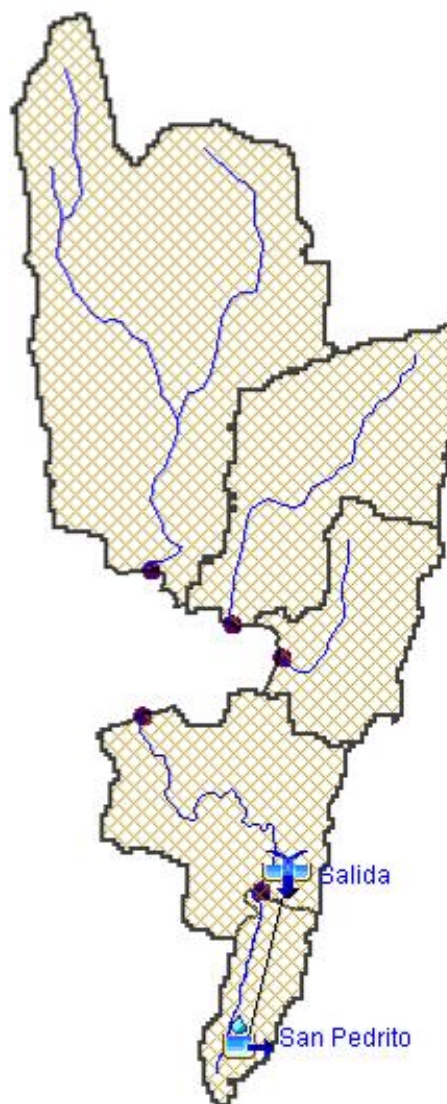
4.2.7 ANÁLISIS DE CAUDALES

4.2.7.1 GENERACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS

Para determinar caudales máximos para diferentes períodos retorno se utilizó programa HEC-HMS 3.4, programa distribuido por US ARMY CORPS.

4.2.7.1.1 SUB CUENCA DE LA QUEBRADA SAN PEDRITO

SAN PEDRITO



4.2.7.1.1.1 PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA

En el cuadro que sigue, se presentan las características físicas más importantes de la sub Cuenca, las mismas que han sido estimadas sobre la base de la cartografía a escala 1:50,000 del Instituto Geográfico Militar e imágenes Satelitales de la zona.

CUADRO 4. 27: PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS SUB CUENCA SAN PEDRITO

Parámetro	Símbolo o Fórmula	Magnitud
Área de Drenaje (Km ²)	A	7.04
Longitud Cauce Principal (Km)	Lp	4.585
Desnivel (m)	DH	100
Cota inferior del Río	(m.s.n.m.)	2,400
Cota Superior del Río	(m.s.n.m.)	2,500
Pendiente media del Río	(%)	2.18

CUADRO 4. 28: DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD APLICADAS A LA SERIE

Precipitación [mm]	F.Exed. Real	Frecuencia de Excedencias Calculada			
		Gumbel	Normal	Log-normal	Gamma
Días antes del cierre 110	0.04	0.0205	0.0051	-0.0693	-0.0727
88.5	0.08	0.083	0.0726	0.0073	0.0076
80.5	0.12	0.137	0.1487	0.0658	0.0717
80.4	0.16	0.1379	0.15	0.0667	0.0727
78	0.2	0.1597	0.1808	0.0897	0.098
76.5	0.24	0.1749	0.202	0.1055	0.1155
72.4	0.28	0.2232	0.267	0.1554	0.1697
70.6	0.32	0.2477	0.2985	0.1804	0.1966
65.8	0.36	0.324	0.3898	0.2568	0.2772
63.4	0.4	0.3683	0.4382	0.3003	0.3222
63	0.44	0.3761	0.4464	0.3079	0.3299
62.5	0.48	0.386	0.4567	0.3175	0.3397
60.3	0.52	0.4314	0.5021	0.3614	0.384
55.6	0.56	0.5377	0.5985	0.4623	0.4829
52	0.6	0.6247	0.6693	0.5437	0.5603
50.1	0.64	0.6711	0.705	0.5871	0.6007
45	0.68	0.7901	0.794	0.6977	0.702
43.1	0.72	0.8299	0.8248	0.7356	0.7364
42.3	0.76	0.8455	0.8374	0.7507	0.7501
40.5	0.8	0.8782	0.8654	0.7826	0.779
40	0.84	0.8866	0.8731	0.7909	0.7866
40	0.88	0.8866	0.8731	0.7909	0.7866
37.1	0.92	0.9286	0.9179	0.8335	0.8261
32	0.96	0.9754	1.0054	0.8851	0.8772

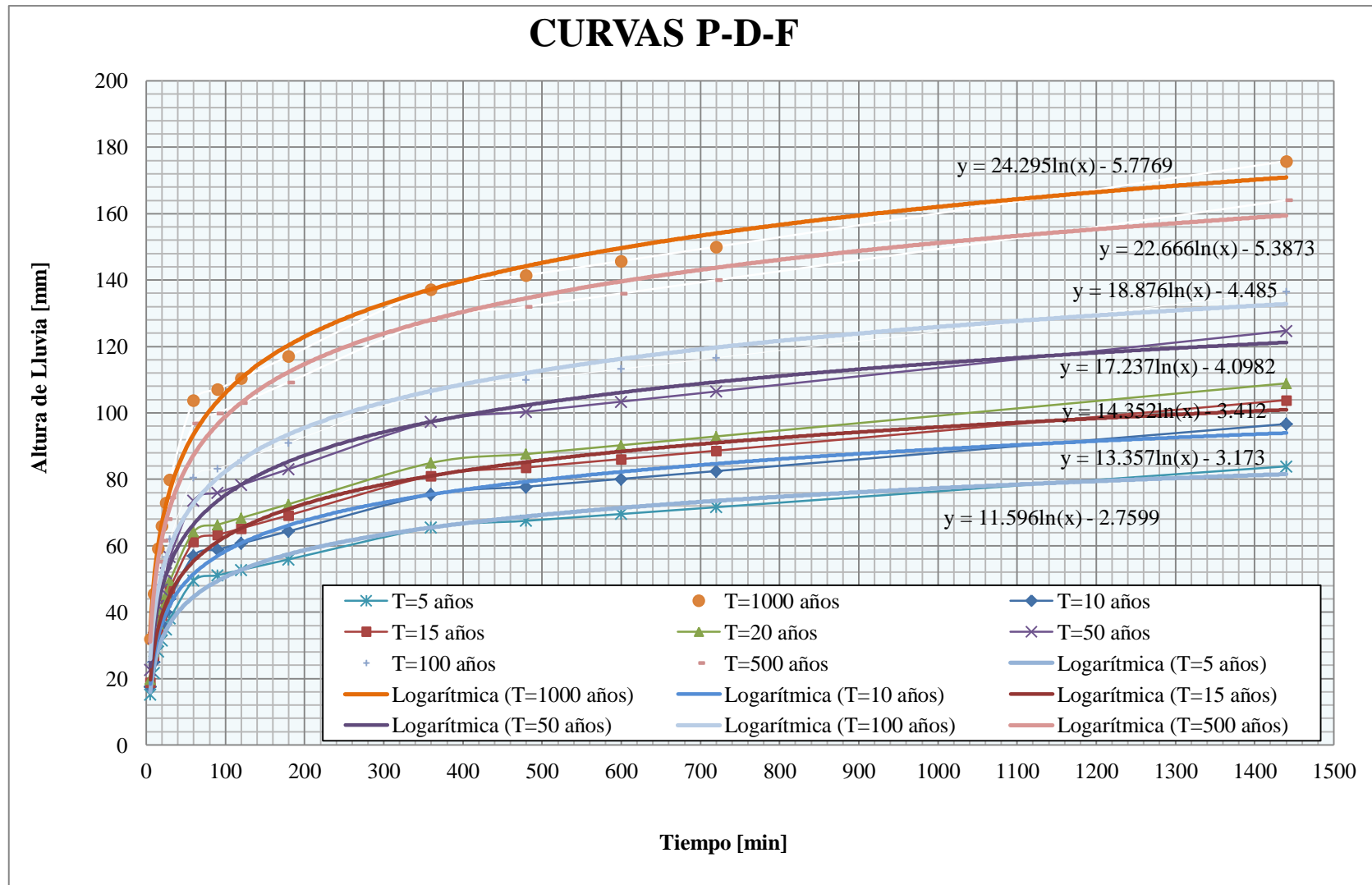
Desviación media Distribución Gumbel: 0.0479
 Desviación media Distribución Normal: 0.0379
 Desviación media Distribución Log-normal: 0.0859
 Desviación media Distribución Gamma: 0.0782

4.2.7.1.1.2 TORMENTA DE DISEÑO

CUADRO 4. 29: RELACIONES PRECIPITACIÓN- DURACIÓN-FRECUENCIA.

DURACIÓN [min]	Período de Retorno [años]							
	5	10	15	20	50	100	500	1000
5	15.25	17.57	18.87	19.79	22.67	24.83	29.81	31.95
10	21.73	25.03	26.9	28.2	32.3	35.38	42.48	45.53
15	28.21	32.5	34.92	36.61	41.94	45.93	55.15	59.11
20	31.51	36.31	39.01	40.9	46.85	51.31	61.61	66.03
25	34.82	40.11	43.1	45.19	51.76	56.68	68.06	72.96
30	38.12	43.92	47.19	49.48	56.67	62.06	74.52	79.88
60	49.51	57.04	61.28	64.26	73.6	80.6	96.78	103.74
90	51.1	58.87	63.26	66.32	75.97	83.2	99.9	107.08
120	52.7	60.71	65.23	68.39	78.34	85.79	103.02	110.42
180	55.89	64.38	69.18	72.53	83.08	90.98	109.25	117.1
360	65.45	75.4	81.02	84.95	97.3	106.56	127.95	137.15
480	67.51	77.77	83.56	87.61	100.35	109.9	131.96	141.45
600	69.56	80.13	86.1	90.27	103.4	113.24	135.97	145.74
720	71.61	82.49	88.63	92.93	106.45	116.58	139.98	150.04
1440	83.92	96.67	103.87	108.91	124.75	136.61	164.04	175.83

FIGURA 4. 8 CURVAS PRECIPITACIÓN- DURACIÓN - FRECUENCIA SAN PEDRITO



4.2.7.1.2 MÉTODO DE LOS BLOQUES ALTERNOS

El método de los bloques alternos, selecciona la duración de la tormenta y su intervalo de discretización, haciendo que por lo menos haya cinco de ellos.

A través de las relaciones P-D-F, se calcula la precipitación para cada duración correspondientes a los intervalos, se calculan los incrementos de precipitación para cada intervalo. De igual manera, se reordenan las precipitaciones de manera tal que el máximo ocurra en el primer tercio de la duración total. El resto de las precipitaciones se ubican alternativamente delante y detrás del intervalo con precipitación máxima.

CUADRO 4. 30: HIETOGRAMA PARA 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000 AÑOS SAN PEDRITO

HIETOGRAMA	5 AÑOS	10 AÑOS	20 AÑOS	50 AÑOS	100 AÑOS	500 AÑOS	1000 AÑOS
TIEMPO [min]	PRECIPITACIÓN [mm]	PRECIPITACIÓN [mm]	PRECIPITACIÓN [mm]	PRECIPITACIÓN [mm]	PRECIPITACIÓN [mm]	PRECIPITACIÓN [mm]	PRECIPITACIÓN [mm]
5	1.9	2.19	2.46	2.82	3.09	3.71	3.98
10	3.3	3.81	4.29	4.91	5.38	6.46	6.92
15	6.48	7.47	8.41	9.63	10.55	12.67	13.58
20	15.25	17.57	19.79	22.67	24.83	29.81	31.95
25	6.48	7.47	8.41	9.63	10.55	12.67	13.58
30	3.3	3.81	4.29	4.91	5.38	6.46	6.92
35	3.3	3.81	4.29	4.91	5.38	6.46	6.92
40	1.9	2.19	2.46	2.82	3.09	3.71	3.98
45	1.9	2.19	2.46	2.82	3.09	3.71	3.98
50	1.9	2.19	2.46	2.82	3.09	3.71	3.98
55	1.9	2.19	2.46	2.82	3.09	3.71	3.98
60	1.9	2.19	2.46	2.82	3.09	3.71	3.98

4.2.7.1.2.1 CAUDAL MÁXIMO PARA UN PERÍODO DE RETORNO

Después de haber obtenido los hidrogramas para los distintos periodos de retorno, procedemos a usar el programa HEC-HMS para el análisis de los caudales máximos, las mismas se identifican en el ANEXO-2 pág. 12.

Luego de realizado el análisis de caudales máximos se presenta a continuación un resumen de los resultados obtenidos:

CUADRO 4. 31: RESUMEN DE CAUDALES MÁXIMOS 5, 10, 15, 20, 50, 500, 1000 AÑOS

Periodo Retorno [Años]	Caudal Máximo [m ³ /s]
5	5.72
10	8.98
15	9.35
20	12.54
50	17.8
100	22.16
500	33.25
1000	37.88

4.2.7.1.3 VALIDACIÓN DE PARÁMETROS UTILIZADOS

Para validar el modelo de precipitación escorrentía se utilizó como estación de referencia a Sella Quebradas, siendo la única estación de medición de caudales.

Entonces la metodología seguida para la validación es la siguiente:

- 1.- Se utilizó los datos medios mensuales de las 19 estaciones presentadas al inicio del estudio.
- 2.- Se calculó un factor de distribución de lluvias mensuales lo cuales son para las 19 estaciones y al final calculando el factor de distribución el cual se expresa en el siguiente cuadro.

CUADRO 4. 32: FACTORES MENSUALES DE DISTRIBUCIÓN.

ESTACIONES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
COIMATA	0.209	0.186	0.164	0.038	0.004	0	0.001	0.004	0.016	0.058	0.109	0.21	1
AEROPUERTO	0.221	0.189	0.139	0.036	0.004	0.001	0.001	0.004	0.011	0.06	0.116	0.217	1
CAMPANARÍO	0.262	0.229	0.148	0.036	0.001	0	0.002	0.003	0.018	0.049	0.065	0.187	1
CANASMORO	0.226	0.188	0.165	0.037	0.008	0.001	0.003	0.006	0.012	0.052	0.103	0.198	1
EL TEJAR	0.214	0.172	0.154	0.03	0.005	0.001	0.002	0.005	0.012	0.063	0.13	0.212	1
ERKIZ NORTE	0.197	0.193	0.113	0.043	0.011	0.001	0	0.009	0.008	0.071	0.123	0.232	1
LEON CANCHA	0.217	0.202	0.184	0.034	0.007	0.004	0.001	0.001	0.011	0.052	0.098	0.19	1
MOLINO	0.278	0.207	0.17	0.035	0.003	0.001	0.002	0.007	0.008	0.041	0.093	0.156	1
MONTE SUD	0.235	0.181	0.163	0.046	0.003	0	0.001	0.006	0.005	0.05	0.104	0.207	1
RINCON DE LA VICTORIA	0.231	0.203	0.151	0.05	0.004	0.001	0.003	0.008	0.006	0.046	0.094	0.203	1
SAMA CUMBRE	0.239	0.207	0.186	0.033	0.002	0.001	0.001	0.004	0.008	0.034	0.101	0.184	1
SAMA ISCAYACHI	0.254	0.199	0.15	0.034	0.002	0	0.001	0.007	0.007	0.036	0.093	0.216	1
SAN JACINTO SUD	0.188	0.184	0.168	0.033	0.005	0	0.002	0.006	0.014	0.075	0.133	0.193	1
SAN LORENZO	0.221	0.173	0.162	0.044	0.004	0.003	0.005	0.009	0.016	0.051	0.124	0.189	1
SELLA QUEBRADAS	0.221	0.193	0.167	0.033	0.008	0.001	0.002	0.003	0.022	0.047	0.101	0.201	1
TOLOMOSA	0.19	0.171	0.135	0.054	0.007	0.002	0.002	0.009	0.02	0.082	0.13	0.198	1
TOMATAS GRANDE	0.2	0.206	0.169	0.043	0.004	0.002	0.004	0.008	0.011	0.044	0.119	0.188	1
TRANCAS	0.219	0.181	0.172	0.029	0.007	0.002	0.001	0.004	0.016	0.06	0.125	0.184	1
YESERA NORTE	0.218	0.191	0.16	0.041	0.008	0.002	0.002	0.008	0.014	0.06	0.107	0.189	1
PROMEDIO	0.223	0.192	0.159	0.038	0.005	0.001	0.002	0.006	0.012	0.054	0.109	0.198	1

3.- A partir de los factores de distribución y la precipitación media para cada área de aporte se determinaron las precipitaciones mensuales para la Cuenca de aporte.

CUADRO 4. 33: CUADRO PRECIPITACIONES MEDIAS DE ÁREAS DE APORTE.

CUENCAS	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
AP SAN PEDRO	124.46 7	108.11 7	89.42 2	21.9 9	2.97 1	0.79 5	1.01 9	3.41 5	6.94 5	30.92 1	62.14 5	111.74 5	563.9 5

4.- Con el número de curva del área de aporte se determinaron los caudales medios mensuales.

CUADRO 4. 34 NÚMEROS DE CURVAS DE LA CUENCA

SUB-CUENCA	NC
SAN PEDRITO	68

Con los números de curva asignados para las Cuencas se determinan los caudales, a partir de los caudales se correlacionan con los de sella Quebradas para la verificación del número de curva.

CUADRO 4. 35: CUADRO CAUDALES MEDIOS MENSUALES SAN PEDRITO.

MESES	P mm	S mm	I mm	E mm	t	V m3	Q m3/s
ENE.	124.467023	119.529412	23.9058824	45.94719269	2678400	713900.623	0.2665
FEB.	108.117157	119.529412	23.9058824	34.80668918	2505600	540805.991	0.2158
MAR.	89.4217064	119.529412	23.9058824	23.1960752	2678400	360407.058	0.1346
ABR.	21.9895576	119.529412	23.9058824	0.031223571	2592000	485.133592	0.0002
MAY.	2.97101069	119.529412	23.9058824	4.445163504	2678400	69066.3522	0.0258
JUN.	0.79548739	119.529412	23.9058824	5.539263655	2592000	86065.8409	0.0332
JUL.	1.01942869	119.529412	23.9058824	5.419844049	2678400	84210.3688	0.0314
AGO.	3.41482418	119.529412	23.9058824	4.239604655	2678400	65872.499	0.0246
SEP.	6.94531396	119.529412	23.9058824	2.804563949	2592000	43575.6753	0.0168
OCT.	30.9214853	119.529412	23.9058824	0.388942109	2678400	6043.15515	0.0023
NOV.	62.1446459	119.529412	23.9058824	9.26804812	2592000	144001.514	0.0556
DIC.	111.745227	119.529412	23.9058824	37.20787358	2678400	578114.191	0.2158

Los caudales para correlacionar de la estación Sella Quebradas son:

CUADRO 4. 36: CUADRO CAUDALES MEDIOS MEDIDOS ESTACIÓN SELLA QUEBRADAS.

Índice	Unidad	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	MEDIA
Caudal Medio	m ³ /seg	0.008	0.27	0.77	1.571	1.43	1.506	0.611	0.122	0.042	0.017	0.006	0.003	0.53

CUADRO 4. 37: CUADRO CORRELACIONES CAUDALES.

CORRELACION	COEFICIENTE DE CORRELACION
SAN PEDRO-SELLA QUEBRADAS	0.85

Estos factores de correlación indican el grado de aceptación de los números de curva asignados para cada Cuenca.

CUADRO 4. 38: RESUMEN DE CAUDALES MÁXIMOS

DESCRIPCIÓN	CAUDAL MÁXIMO [m ³ /seg]							
	PERÍODO DE RETORNO							
	5	10	15	20	50	100	500	1000
Presa San Pedrito	5.72	8.98	9.35	12.54	17.8	22.16	33.25	37.88

4.2.7.2 CAUDALES MEDIOS MENSUALES

4.2.7.2.1 INFORMACIÓN UTILIZADA

Se dispone de información de aforos realizados en 33 estaciones en el Departamento. En general se trata de aforos aislados, existiendo solamente datos de caudales medios anuales con más de 5 años de registro completos en 6 estaciones, de las cuales 4 fueron cerradas

CUADRO 4. 39: ESTACIONES HIDROMÉTRICAS

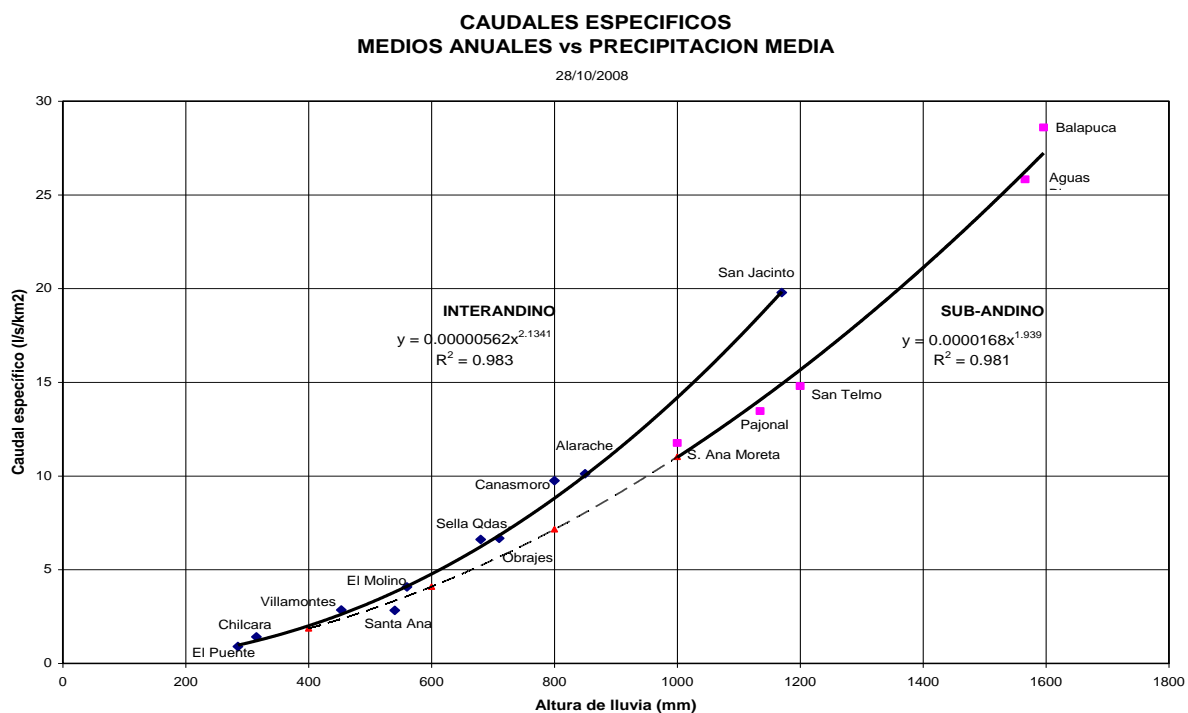
Estación	Río	Latitud Sur	Longitud Oeste	Período de funcionamiento	Años de registro
1.-El Puente	San Juan del Oro	21°14'22"	65°12'34"	1974-1982	6
2.-El Molino	Tomayapo	21°21'33"	64°57'07"	1978- 1995	13
3.-Chilcara	Pilaya	21°00'37"	64°59'27"	1973- 1985	6
4.-Villamontes	Pilcomayo	21°15'40"	63°30'12"	1941- 2008	42
5.-Canasmoro	Guadalquivir	21°21'24"	64°44'54"	1976- 1997	12
6.-Sella Qdas	Sella	21°22'52"	64°40'12"	1980- 1997	17
7.-Obrajes	Guadalquivir	21°30'21"	64°45'46"	1978- 2007	21
8.-Santa Ana	Santa Ana	21°31'09"	64°34'16"	1977- 1987	10
9.-Entre Ríos	Pajonal	21°30'08"	64°10'24"	1947- 1982	13
10.-Entre Ríos	Santa Ana	21°31'34"	64°10'42"	1947- 1983	14
11.-San Jacinto	Tolomosa	21°35'53"	64°43'21"	1963- 1984	20
12.-San Telmo	Grande de Tarija	22°34'16"	64°14'24"	1964- 1997	28
13.-Alarache	Bermejo	22°16'00"	64°35'00"	1971-1999	28
14.-Balapuca	Bermejo	22°31'00"	64°26'00"	1971- 2003	32
15.Aguas Blancas	Bermejo	22°43'34"	64°21'36"	1944- 2003	59

No existen registros de caudales en el sitio de Presa. Por este motivo se ha utilizado un método que permita minimizar las dificultades de uso de la información disponible, método que se basa en la correlación de la precipitación media en la Cuenca y los caudales específicos medios.

Los caudales específicos obtenidos en cada una de las estaciones se correlacionaron con las lluvias medias en sus respectivas Cuencas. Dicha correlación permitió obtener dos leyes de regresión para las estaciones consideradas, una correspondiente a las Cuencas que se encuentran en la región interandina y la otra a las Cuencas del sub andino, cuyos resultados se muestran en el gráfico de Caudales Específicos Vs Precipitación Media.

Es importante anotar que la información disponible es reducida y no continua en muchos casos, por lo que se puede usar solamente los valores medios anuales para lograr una aproximación aceptable.

CUADRO 4. 40 CAUDALES ESPECÍFICOS MEDIOS ANUALES VS PRECIPITACIÓN MEDIA



La correlación obtenida para los Ríos cuya Cuenca se encuentra en la región interandina, o sea en el valle central y en general en la parte alta, es buena, si se consideran las 10 estaciones cuyos datos son:

CUADRO 4. 41: CAUDALES MEDIOS MENSUALES CUENCAS DE REFERENCIAS

Estación	Caudal específico (lit/seg/km ²)	Precipitación media en la Cuenca (mm)
El Puente	0,9	285
El Molino	4,08	560
Chilcara	1,41	315
Villamontes	2,85	453
Canasmoro	9,7	800
Sella Quebradas	6,61	680
Obrajes	6,67	710
Santa Ana	2,83	540
San Jacinto	19,79	1170
Alarache	10,12	850

CUADRO 4. 42 ESTACIÓN DE AFORO SELLA QUEBRADAS

Período de medición: 1978 – 2006

Provincia: Méndez

Departamento: Tarija

Ubicación Geográfica: 21° 23' 12" Latitud Sur; 64° 41' 03" Longitud Oeste

Altura: 2119 m.s.n.m.

Índice	Unidad	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	MEDIA
Caudal Medio	m ³ /seg	0,008	0,270	0,770	1,571	1,430	1,506	0,611	0,122	0,042	0,017	0,006	0,003	0,530
Área Media	m ²	0,050	0,860	1,400	2,404	2,430	2,540	1,440	0,640	0,270	0,160	0,060	0,020	1,023
Vel. Media	m/seg	0,114	0,212	0,390	0,590	0,534	0,505	0,325	0,189	0,151	0,118	0,127	0,100	0,280
Escala Media	m	0,21	0,35	0,47	0,64	0,60	0,60	0,48	0,43	0,37	0,37	0,24	0,20	0,41
Caudal Máximo	m ³ /seg	0,073	1,424	2,734	6,035	5,197	5,990	5,175	0,398	0,199	0,072	0,016	0,010	6,035
Área Máxima	m ²	0,310	2,930	3,050	4,660	4,940	4,920	6,160	1,280	0,770	0,550	0,060	0,040	6,160
Vel. Máxima	m/seg	0,235	0,486	0,896	1,295	1,052	1,217	0,840	0,311	0,258	0,131	0,267	0,250	1,295
Escala Máxima	m	0,43	0,64	0,74		0,78	0,63	0,94	0,74	0,60	0,38	0,13	0,30	0,94
Caudal Mínimo	m ³ /seg	0,000	0,000	0,002	0,033	0,052	0,024	0,007	0,004	0,000	0,001	0,001	0,000	0,000
Área Mínima	m ²	0,000	0,000	0,020	0,290	0,360	0,200	0,100	0,040	0,000	0,010	0,010	0,000	0,000
Vel. Mínima	m/seg	0,000	0,000	0,104	0,114	0,225	0,120	0,068	0,100	0,000	0,100	0,100	0,000	0,000
Escala Mínima	m	0,00	0,00	0,21	0,30	0,54	0,23	0,31	0,21	0,00	0,14	0,14	0,00	0,00

* Promedio de 347 aforos

4.2.7.2.2 ESCURRIMIENTOS MENSUALES

La distribución de los escurrimientos depende fundamentalmente de la distribución de las lluvias y de las características geológicas predominantes en la Cuenca, cuya influencia se manifiesta en la mayor o menor magnitud de los caudales en el período seco. Para su comparación, se obtienen los coeficientes de distribución mensual, que son el resultado del cociente entre la media mensual y la media anual.

En general, los escurrimientos mensuales en el período de lluvias son grandes y tiene una alta variabilidad, y en el período seco son reducidos, y presentan un descenso uniforme, hasta alcanzar valores mínimos al final del período. Estas características se observan en los registros de las estaciones hidrométricas.

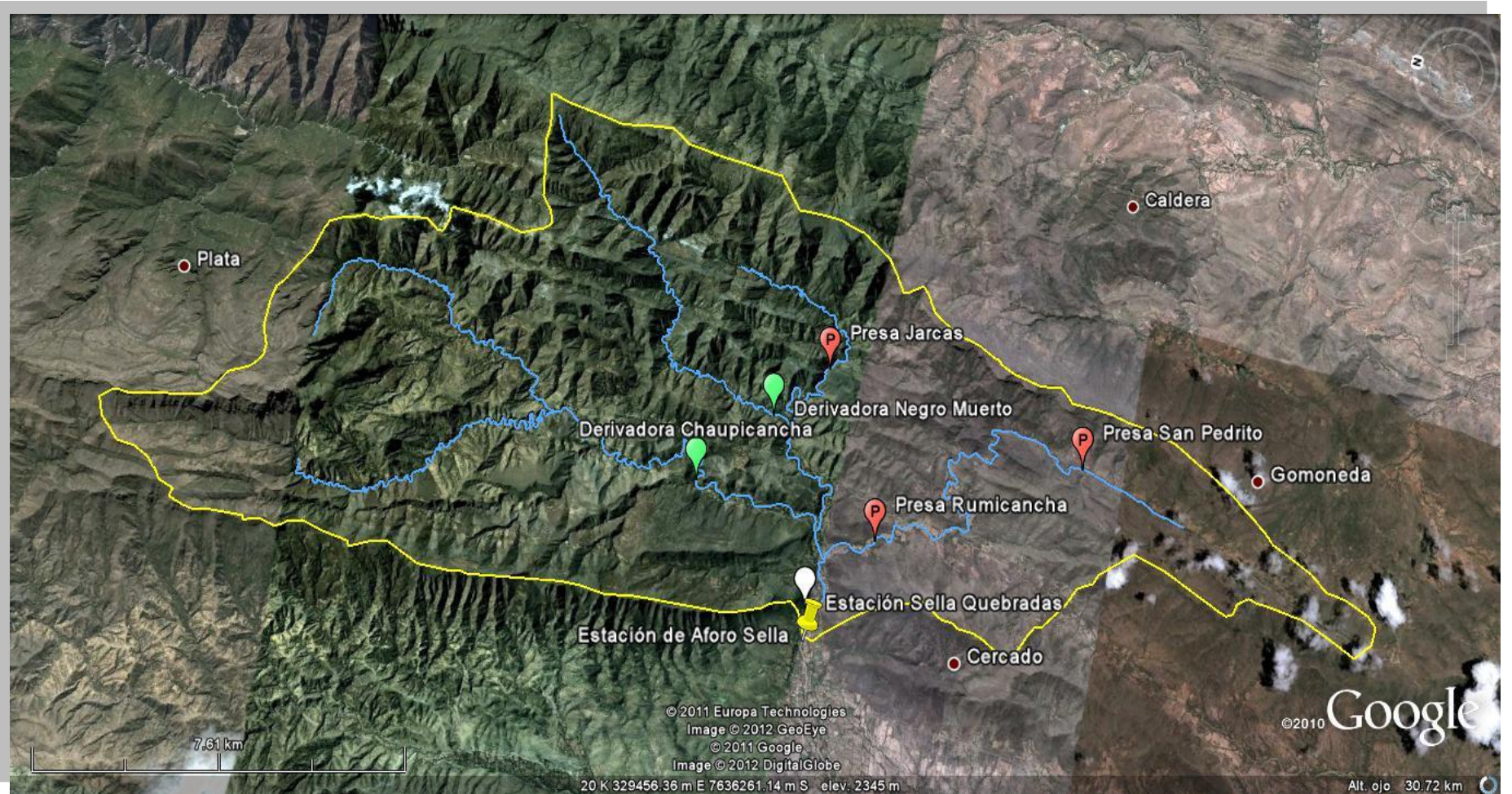
La distribución de los escurrimientos depende fundamentalmente de la distribución de las lluvias y de las características geológicas predominantes en la Cuenca, cuya influencia se

manifiesta en la mayor o menor magnitud de los caudales en el período seco. Para su comparación, se obtienen los coeficientes de distribución mensual, que son el resultado del cociente entre la media mensual y la media anual, valores que se presentan en el siguiente cuadro, para la estación de Sella Quebradas que es la estación ubicada sobre el Río Sella, afluente principal de la Cuenca en estudio.

A continuación se presenta un mapa de ubicación de la Estación Hidrométrica de Sella Quebradas y la ubicación del área del Proyecto.

² RECURSOS HIDRICOS SUPERFICIALES Y SUS POSIBILIDADES DE APROVECHAMIENTO EN EL DEPARTAMENTO DE TARIJA. Vacaflores, Alfonso.

MAPA 4. 8 ÁREA DE ESTUDIO Y UBICACIÓN DE LAS OBRAS Y LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA



Como se puede observar la estación hidrométrica de Sella Quebradas estudia el cauce principal del cual es contribuyente al Quebrada Jarcas, la Quebrada Negro Muerto, y la Quebrada Chaupicancha.

Luego de un análisis de todos los datos aforados en la estación se calculan los coeficientes de distribución mensuales, el cual es la relación entre el caudal medio mensual y el caudal medio mensual promedio (módulo).

CUADRO 4. 43: COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES MENSUALES

ESTACIÓN:	Q Med. Mensuales Sella Qdas (m3/s)	Coeficiente de Distribución
Río:	Sella	Sella
Cuenca: (km2)	143	
Módulo	0.53	
Octubre	0.008	0.02
Noviembre	0.27	0.51
Diciembre	0.77	1.45
Enero	1.571	2.96
Febrero	1.43	2.7
Marzo	1.506	2.84
Abril	0.611	1.15
Mayo	0.122	0.23
Junio	0.042	0.08
Julio	0.017	0.03
Agosto	0.006	0.01
Septiembre	0.003	0.01
q específico l/skm2	3.704	
Q anual máx m3/s	2.06	
Q anual mín m3/s	0.23	

En base a estos datos considerando que la Cuenca en estudio es afluentes al Río Sella el mismo que cuenta con datos aforados; con estos datos se calculó un caudal específico de 3.704 lit/s km² que al multiplicarlo por el área de la Cuenca podemos generar un caudal

medio anual y posteriormente utilizando los coeficientes de distribución se generó los caudales medios mensuales de la Cuenca.

CUADRO 4. 44: TABLA DE CAUDALES MEDIOS CUENCA DE ESTUDIO.

DESCRIPCIÓN	ÁREA CUENCA [km ²]	Caudal Específico [lit/s*km ²]	Caudal Anual [lit/s]
Presa San Pedrito	7.04	3.704	26.08

Para el cálculo del caudal específico, se utilizó la estación de Sella Quebradas, pues como se demostró anteriormente con el valor de la variación de las estaciones pluviométricas, estamos en un zona homogénea, utilizando una precipitación media anual con una probabilidad de excedencia de aproximadamente 80%, esto para dar una mayor seguridad a la oferta hídrica, la probabilidad de excedencia fue calculada según Weibull, cuya fórmula es:

$$P = \frac{m}{n + 1}$$

Dónde:

m= número de orden

n= cantidad total de datos

Es muy importante que para la aplicación de la probabilidad los datos; es decir, la precipitación media anual, estén ordenados de mayor a menor.

CUADRO 4. 45 PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA SEGÚN WEIBULL

[m]	PRECIPITACION MEDIA ANUAL [mm]	PROBABILIDAD EXCEDENCIA [%]
1	835.2	4.35
2	763.6	8.7
3	687	13.04
4	682.7	17.39
5	676.5	21.74
6	668.7	26.09
7	666	30.43
8	659.6	34.78
9	647.1	39.13
10	634.7	43.48
11	626.4	47.83
12	611.1	52.17
13	604.9	56.52
14	603.4	60.87
15	577.8	65.22
16	560.9	69.57
17	559	73.91
18	535.8	78.26
19	531.5	82.61
20	496.1	86.96
21	486.1	91.3
22	454.5	95.65

El caudal específico fue calculado utilizando una media anual de 532.95 mm, utilizando este valor y redistribuyéndolo a lo largo del año (mediante coeficientes determinados en función del promedio de las precipitaciones medias mensuales y la precipitación media anual, vemos como serían las precipitaciones medias mensuales para dicha precipitación anual, todo esto para obtener cual sería el aporte por precipitación sobre el área del embalse, que pese a no ser mucho es importante que sea considerado.

CUADRO 4. 46 VALORES DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL

	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	TOTAL
MED	29.23	63.6	124.43	135.55	113.58	96.55	21.76	5.16	0.69	0.79	1.98	12.04	605.36
COEF.	0.0483	0.1051	0.2055	0.2239	0.1876	0.1595	0.0359	0.0085	0.0011	0.0013	0.0033	0.0199	1
	25.74	55.99	109.54	119.34	99.99	85	19.16	4.54	0.61	0.7	1.74	10.6	532.95

En resumen:

Mes	P (mm)
enero	119.34
febrero	99.99
marzo	85
abril	19.16
mayo	4.54
junio	0.61
julio	0.7
agosto	1.74
septiembre	10.6
octubre	25.74
noviembre	55.99
diciembre	109.54

Por tanto los caudales quedarían de la siguiente manera:

CUADRO 4. 47 CAUDALES MEDIOS QUEBRADA SAN PEDRITO

Mes	Coefficiente de Distribución	Caudal medio [lts/seg]	Aporte medio [m ³]	Aporte medio [mm]
31 Octubre	0.02	0.39	1054.88	0.15
30 Noviembre	0.51	13.29	34453.66	4.89
31 Diciembre	1.45	37.91	101531.96	14.42
31 Enero	2.97	77.34	207151.58	29.42
28 Febrero	2.70	70.40	170311.68	24.19
31 Marzo	2.84	74.14	198580.70	28.21
30 Abril	1.15	30.08	77967.36	11.07
31 Mayo	0.23	6.01	16086.88	2.29
30 Junio	0.08	2.07	5359.46	0.76
31 Julio	0.03	0.84	2241.61	0.32
31 Agosto	0.01	0.30	791.16	0.11
30 Septiembre	0.01	0.15	382.82	0.05
Suma	12	312.91	815,913.75	115.90
Promedio		26.08	67.992.812	9.658

4.3 LAMINACION

4.3.1 INTRODUCCIÓN

Un reservorio de almacenamiento cumple la función de regulación, esto es, permite almacenar los volúmenes que escurren en exceso para que puedan aprovecharse cuando los escurrimientos sean escasos (CFE, 1986).

El tránsito de avenidas en reservorios es una técnica que se emplea para conocer el cambio de forma y el desplazamiento en el tiempo del hidrograma de entrada y salida del reservorio (CFE, 1986).

Para efectuar un tránsito de avenidas en reservorios es debe conocer las relaciones entre almacenamiento y caudales de salida, para establecer esta relación es necesario manejar dos tipos de curvas: la de elevaciones - volúmenes de almacenamiento del reservorio, y la de elevaciones - volúmenes de salida por la obra de excedencias. La primera curva se obtiene a partir de los planos topográficos del vaso, la segunda, si se trata de un vertedero de cresta libre, es simplemente la curva de descarga de esa obra de excedencias. Mediante estas dos curvas se puede conocer, para cada volumen almacenado en la Presa, la elevación

del agua y con esta el gasto de salida, y de ahí la relación volumen de almacenamiento-caudal de salida (Chow, 1994).

El tránsito de avenidas en vasos tiene por objetivo principal obtener el hidrograma de salida de una Presa a partir de proporcionarle su hidrograma de entrada. Este procedimiento resulta de gran utilidad, ya que algunas de sus aplicaciones son:

a) Conocer el volumen de agua que deberá pasar por la obra de excedencias ante una elevación del vaso, y saber si la operación de las compuertas del vertedor es adecuada o no, para que cuando se presente una avenida no ponga en riesgo la Presa, los bienes materiales o vidas humanas que se encuentren aguas abajo.

b) Dimensionar la obra de excedencias, que será la encargada de conducir el volumen de agua que sobrepase la capacidad de almacenamiento del vaso.

d) Calcular el NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) y dimensionar la obra de desvío y ataguías.

4.3.2 METODOLOGÍA APLICADA

El tránsito del hidrogramas generado en las Cuencas estudiadas, fue calculado por el HEC-HMS. A continuación se detalla la metodología utilizada:

El programa HEC-HMS utiliza el método de Puls Modificado, este método es del tipo hidrológico – semiempírico y los datos ingresados son lo siguientes: Número de subdivisiones para cada tramo, condición inicial de flujo (entradas=salidas o definición del caudal de salida), tabla de valores del almacenamiento (en miles de m^3) en función de la descarga (m^3/s).

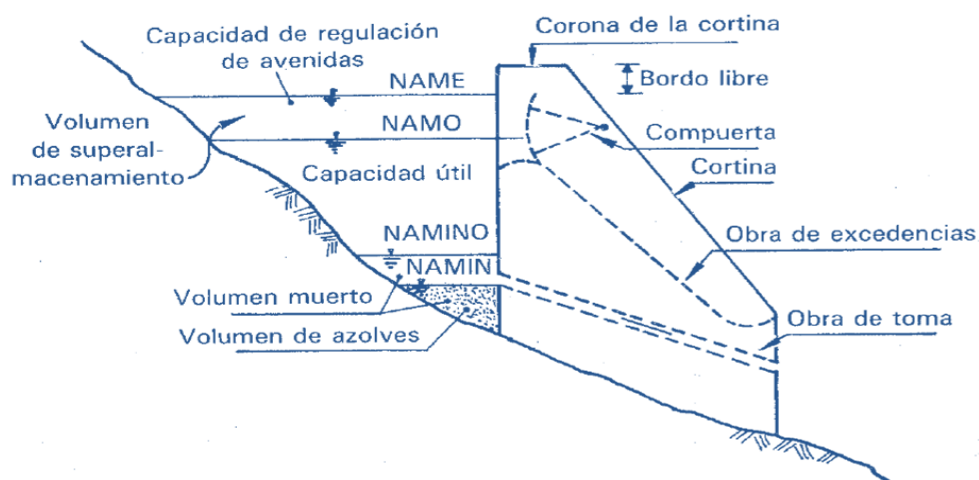
4.3.2.1 MÉTODO DE PULS MODIFICADO

Este método, también conocido como método de Indicación de Almacenamiento o de Puls modificado (Viessman et al., 1989. Cap. 13), es el más empleado para circular una avenida a través de un embalse. Una onda de avenida que pasa a través de un embalse como el de la figura del embalse característico es diferida y atenuada al entrar y difundirse sobre la

superficie del mismo. El agua almacenada en el embalse se evacua gradual y controladamente como caudal a través de conducciones que la llevan a las turbinas, o a través de estructuras de desagüe, denominadas aliviaderos principales, o en caso de avenidas extremas por los aliviaderos de emergencia.

Este método obtiene el hidrograma de salida de un embalse, conocido el hidrograma de entrada y las características de la relación almacenamiento-caudal de salida, que se asume como relación invariable. Igualmente, se supone que la superficie libre del embalse es horizontal, despreciando la curvatura de la misma durante el paso de la onda de avenida.

FIGURA 4.9 EMBALSE CARACTERÍSTICO



¹La operación de la presa se lleva a cabo entre el NAMINO o NAMIN y el NAMO, El NAMO es el máximo nivel con que puede operar la presa para satisfacer las demandas; El volumen que se almacena entre el NAMO y el NAMIN o NAMINO se llama volumen o capacidad útil y es con el que se satisfacen las demandas de agua.

El NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias) es el nivel más alto que debe alcanzar el agua en el vaso bajo cualquier condición. El volumen que queda entre este nivel y el NAMO, llamado superalmacenamiento, sirve para controlar las avenidas que se presentan cuando el nivel en el vaso está cercano al NAMO. El espacio que queda entre el NAME y la máxima elevación de la cortina (corona) se denomina bordo libre y está destinado a contener el oleaje y la marea producidos por el viento

4.3.3 RESULTADOS OBTENIDOS

A continuación se detalla los resultados obtenidos utilizando la metodología planteada y con la ayuda del modelo desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. HEC-HMS en el análisis de los hidrogramas de entrada y de salida, las mismas se identifican en el ANEXO-2 pag. 20.

¹ Fundamentos Hidrología de Superficie, pág 70.

4.3.4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación se presentan los caudales laminados o caudales de salida de cada uno de los períodos de retorno:

CUADRO 4. 48 RESUMEN CAUDALES LAMINADOS

PERIODO RETORNO	CAUDALES LAMINADOS [m3/s]	
	500	1000
Vertedero [L=7.5m]	11.12	13.17
Vertedero [L=10m]	9.36	11.11

Con los datos de los caudales y las longitudes asumidas de vertimiento se calculan los tirantes máximos generados por las crecidas máximas.

Se detalla los resultados obtenidos en el cuadro siguiente:

FIGURA 4. 10 RESUMEN DE TIRANTES CALCULADOS PARA 500 AÑOS

Datos del vertedero:

Longitud de cresta (L): m

Carga sobre el vertedero (h): m

Número de contracciones (n):

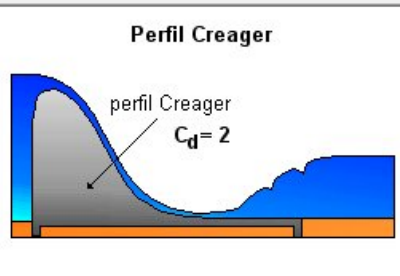
Coefficiente de descarga (Cd):

Tipo:

Cresta aguda

Perfil Creager

Cresta ancha



Perfil Creager

perfil Creager
 $C_d = 2$

Ecuación:

$$Q = C_d (L - 0.1nh) h^{\frac{3}{2}}$$

donde:

- Q = caudal que fluye por el vertedero, m³/s
- L = longitud de cresta del vertedero, m
- h = carga sobre el vertedero, m
- n = número de contracciones (0, 1 ó 2)
- C_d = coeficiente de descarga

Resultados:

Caudal (Q): m3/s

l/seg

FIGURA 4. 11 RESUMEN DE TIRANTES CALCULADOS PARA 1000 AÑOS

Datos del vertedero:

Longitud de cresta (L): m

Carga sobre el vertedero (h): m

Número de contracciones (n):

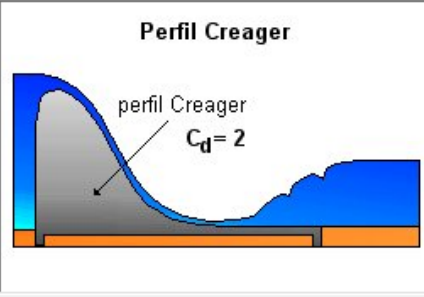
Coefficiente de descarga (Cd):

Tipo:

Cresta aguda

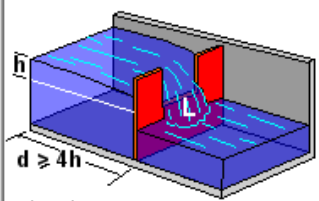
Perfil Creager

Cresta ancha



Perfil Creager

perfil Creager
 $C_d = 2$



Ecuación:

$$Q = C_d (L - 0.1nh) h^{\frac{3}{2}}$$

donde:

- Q = caudal que fluye por el vertedero, m³/s
- L = longitud de cresta del vertedero, m
- h = carga sobre el vertedero, m
- n = número de contracciones (0, 1 ó 2)
- C_d = coeficiente de descarga

Resultados:

Caudal (Q): m³/s

l/seg

CUADRO 4. 49 RESUMEN DE TIRANTES CALCULADOS

DESCRIPCIÓN	Tirantes [m]	
	PERÍODO DE RETORNO	
	500	1000
Presa San Pedrito [L=7.5 m]	0.82	0.92

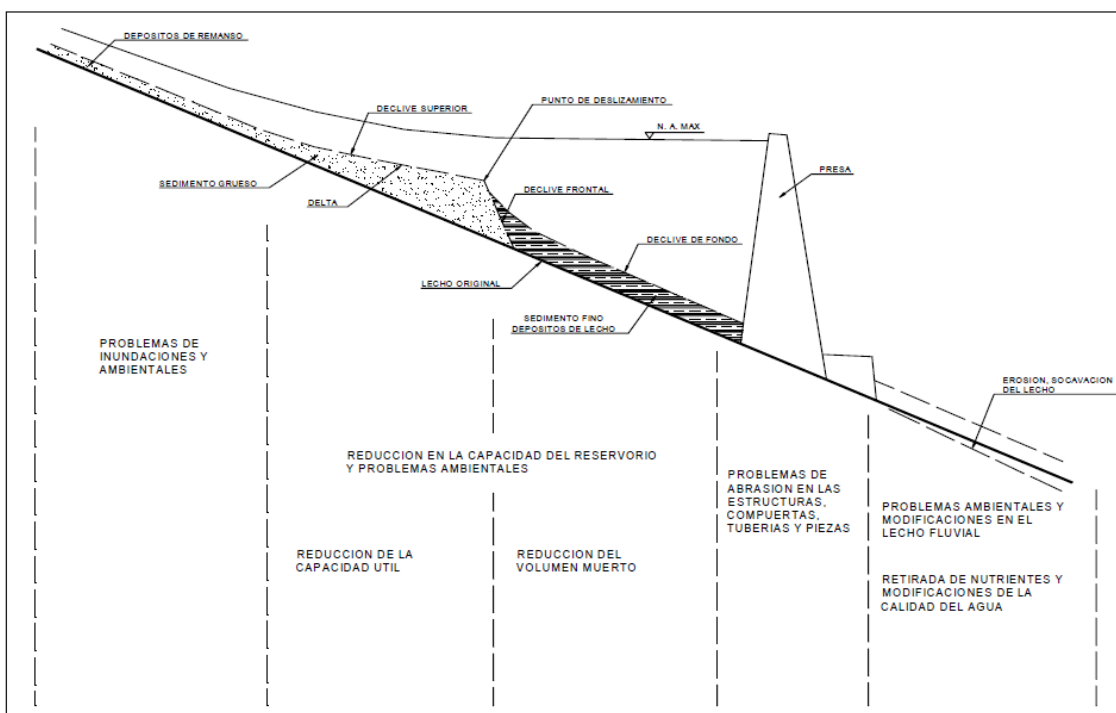
4.4 ESTUDIO SEDIMENTOLÓGICO

4.4.1 INTRODUCCIÓN

Uno de los problemas fundamentales en ingeniería, en los que se refiere al diseño de embalses u obras de almacenamiento, es la determinación de manera por lo menos aproximada de su vida útil. De forma general la vida útil de embalses está determinada por las cantidades de sedimento que aportan las Cuencas hidrográficas y que son transportadas por el Río aportante hasta ser depositadas en el embalse.

El problema de la colmatación se constituye en el principal problema que amenaza de forma directa a los embalses y a las inversiones realizadas en éstos.¹

FIGURA 4. 12 PATRÓN DE DEPOSICIÓN TÍPICO DE LOS SEDIMENTOS AL INTERIOR Y VECINDADES DE UN EMBALSE Y PROBLEMAS ASOCIADOS



Estos patrones son ilustrativos de la ocurrencia de deposición en embalses de montaña caracterizados por la elevada pendiente del curso de agua que aporta al embalse de montaña.

¹ Sedimentos en MicroCuencas y Diseño de Obras de Almacenamiento

De acuerdo al alto grado de pendiente que presentan los embalses de montaña, la deposición de los sedimentos más gruesos se dará en alguna distancia más debajo de lo que se da en embalses de zonas llanas.

Durante el proceso de sedimentación, el tamaño del sedimento juega un rol fundamental. Éste, una vez asentado, adquiere una densidad inicial, la cual, a su vez, es función del tamaño de las partículas. Dicha densidad es otra variable importante a considerar, debido a que una masa dada de sólidos ocupará una mayor porción del volumen de almacenamiento si su densidad es baja.

4.4.1.1 EFICIENCIA DE RETENCIÓN DE EMBALSES

La eficiencia de retención se define como el porcentaje de la cantidad del total de influjo de sedimentos que se deposita en el embalse. Esta depende, principalmente, de la velocidad de caída de las partículas que componen el total de sólidos y el porcentaje de flujo que pasa a través del embalse.

Por otra parte, la velocidad de caída de las partículas depende del tamaño y la forma de estas, y de la viscosidad y la composición química del agua. El porcentaje de flujo que pasa a través del embalse está determinado por el volumen de ingreso con respecto a la capacidad de almacenamiento total del embalse y por el porcentaje de flujo descargado.

Se han desarrollado diversos procedimientos sobre la base empírica de mediciones de depósitos de sedimento en un gran número de embalses. Entre los más conocidos y utilizados, se puede mencionar el método desarrollado por Brune (1953) empleando registros de 44 años, Churchill (1948); sobre la base de datos de los embalses de la Autoridad del Valle de Tennessee, U.S.A., Einstein (1965) y Heinemann (1981) entre otros.

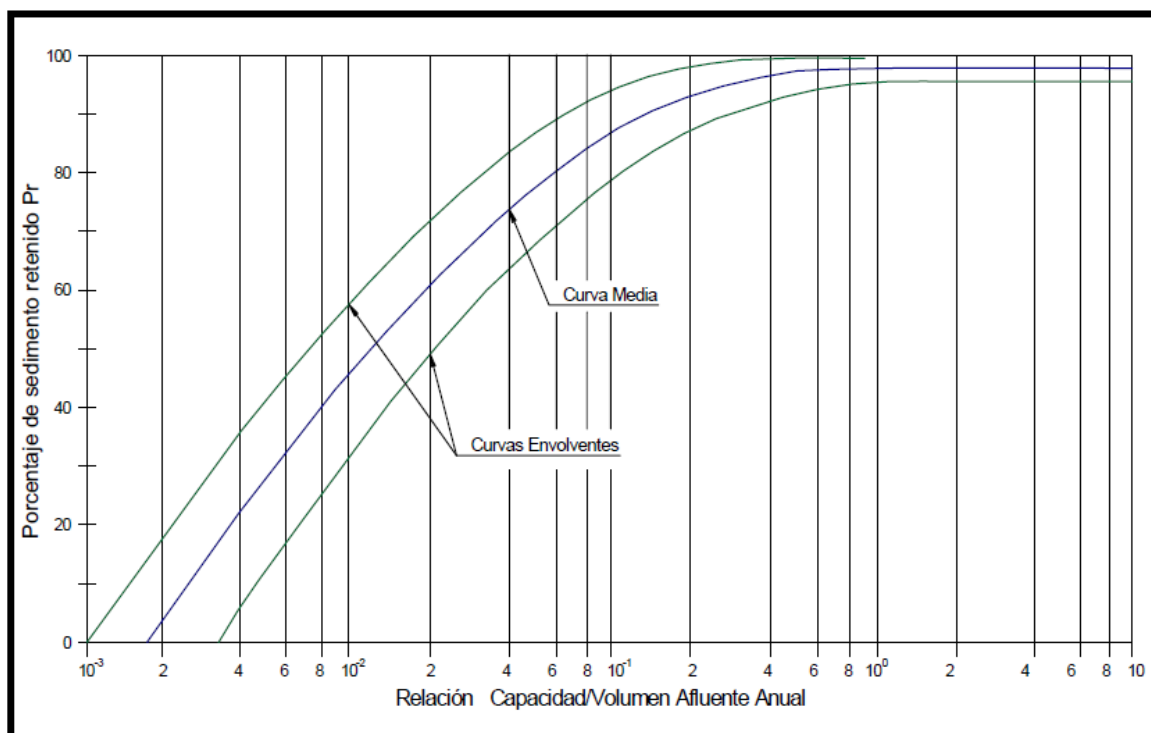
La determinación de la eficiencia de retención del embalse es necesaria para la determinación de la distribución de sedimentos y la predicción de procesos de sedimentación en embalses, por lo que un ejemplo aplicativo de su determinación se la realiza en la sección correspondiente a la predicción de procesos de sedimentación en embalses.

A continuación, se hace una breve revisión del método utilizado para la determinación de la eficiencia de retención en los embalses de Jarcas, San Pedrito y Rumicancha.

4.4.1.2 MÉTODO DE BRUNE

Brune ha desarrollado un procedimiento empírico para estimar la eficiencia de retención empleando registros de 44 años para embalses de tipo lago, presentando la eficiencia de retención o el porcentaje retenido [Pr], como función de la relación entre la capacidad del embalse [Ve] y el volumen anual de agua escurrido hacia el embalse [Vq], Loma (1999). A manera de ilustración, la Figura 2 presenta las curvas de eficiencia de retención elaboradas por Brune, donde la envolvente superior corresponde al sedimento más grueso y la inferior al más fino.

FIGURA 4. 13 CURVAS DE EFICIENCIA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS SEGÚN BRUNE



PRESA SAN PEDRITO

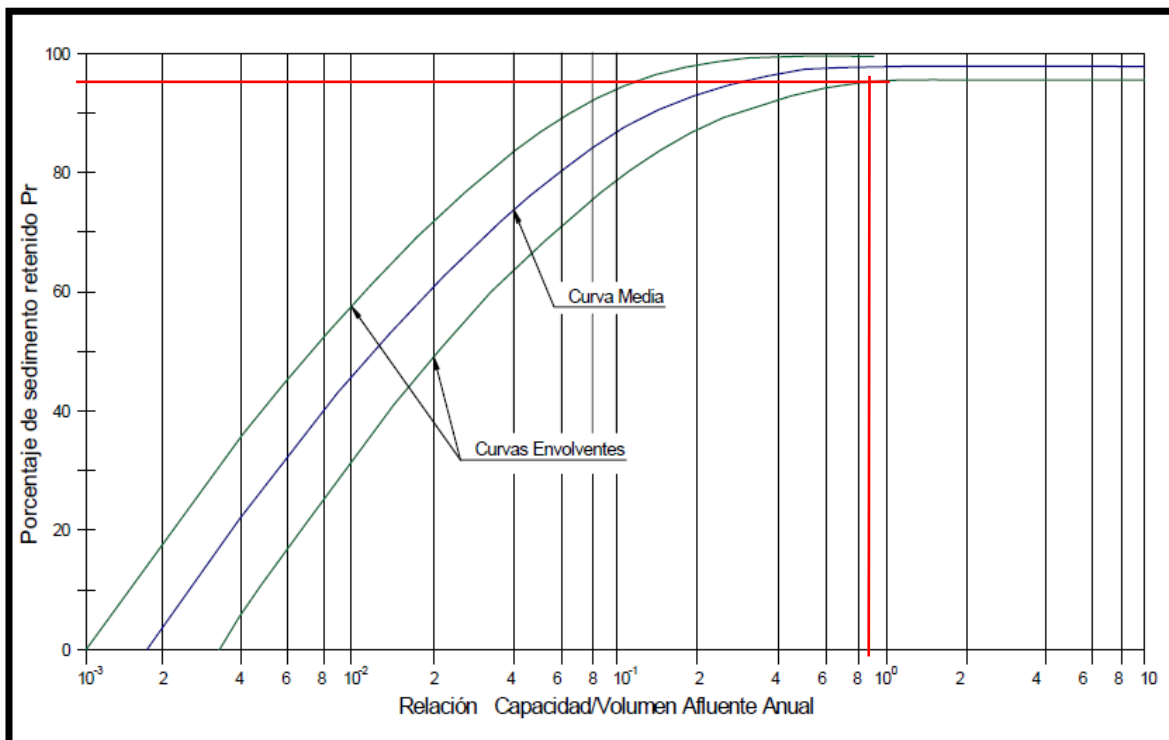
$V_e =$ Capacidad del embalse = 1.1505685

$V_q =$ Volumen anual escurrido hacia el embalse = 1.3768040

$Pr =$ Porcentaje retenido

$$\text{Relación} = \frac{\text{Capacidad}}{\text{Volumen Afluyente Anual}} = 0.83568$$

FIGURA 4. 14 CURVAS DE EFICIENCIA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS SEGÚN BRUNE



EFICIENCIA DE RETENCIÓN = 96%

4.4.2 METODOLOGÍA APLICADA

Para la determinación del volumen muerto del embalse que se tiene previsto en el proyecto se utilizó métodos estadísticos y empíricos experimentales para la determinación de la producción de sedimento de la Cuenca de aporte tanto en suspensión como de descarga de fondo.

Métodos estadísticos:

- Lawrence
- Djorovic

Métodos experimentales :

- RUSLE (ECUACIÓN UNIVERSAL DE PERDIDA DE SUELOS REVISADO)

A continuación se realiza una breve explicación de los principios fundamentales de la metodología:

4.4.2.1 MÉTODO RUSLE

Los modelos empíricos semejantes al RUSLE, se aplican en el análisis de grandes superficies, utilizando, por ejemplo, datos obtenidos con sistemas de teledetección, para elaborar estimaciones regionales de las pérdidas de suelos (por ejemplo, en el Brasil). Estos modelos se incorporan muchas veces en los modelos hidrológicos más detallados que se indican a continuación.

Predecir pérdida de suelo promedio a largo plazo de condiciones de campo específicas, usando un sistema específico de manejo.

- Para predecir erosión entre surcos y en surcos, en pasturas, cultivos y sitios en construcción.
- La pérdida de suelo calculado por el modelo, es la cantidad de sedimento perdido por el perfil, no la cantidad de sedimento que deja la Cuenca o el terreno.
- El perfil del paisaje es definido por una longitud de la pendiente, la cual es la longitud del origen del flujo superficial hasta el punto donde el flujo alcanza una

mayor concentración o una mayor área de deposición como en las pendientes cóncavas y cerca de los límites del terreno.

- Para estimar las tasas de erosión que son removidas del suelo, de partes críticas del paisaje y que guían a la elección de las prácticas de control de la erosión hasta un nivel de pérdida de suelo tolerable.

El RUSLE tiene la siguiente expresión matemática: (Mannaerts,1999)

$$A = R * K * LS * C * P$$

Dónde:

A = Pérdida de suelo promedio anual en [t/ha/año]

R = Factor erosividad de las lluvias en [MJ/ha*mm/hr]

K = Factor erodabilidad del suelo en [t/ha.MJ*ha/mm*hr]

LS = Factor topográfico (función de longitud-inclinación-forma de la pendiente), adimensional.

C = Factor ordenación de los cultivos (cubierta vegetal), adimensional

P = Factor de prácticas de conservación (conservación de la estructura del suelo), adimensional

Para determinar el factor de erosividad de las lluvias se utilizó la ecuación :

Dónde:

$$y = 2.8959 x + 0.002983 x^2$$

y = representa el índice anual de erosividad de la lluvia en MJ mm/ ha h x = representa la precipitación media anual, en mm.

Para determinar el factor K la FAO sugiere los siguientes rangos.

- Suelos de textura fina con alto contenido de arcilla tienen bajos valores de K (0.05-0.15), porque ellos son resistentes al desprendimiento.

- Suelos de textura gruesa tales como suelos arenosos, tiene valores bajos de K (0.05-0.2), debido al bajo escurrimiento, aunque estos suelos son fácilmente desprendibles.
- Suelos de textura mediana (franco limoso), tienen valores de K moderados (0.25-0.4), porque son moderadamente susceptibles al desprendimiento y producen moderados escurrimientos. (Mannaerts,1999)

CUADRO 4. 50: FACTOR DE ORDENACIÓN DE LOS CULTIVOS

Cultivo	Factor C
Suelo desnudo	1
Bosque, matorral denso o cultivo con acolchado	0.001
Sabana o pradera herbácea en buen estado	0.01
Sabana o pradera herbácea sobrepasada	0.1
Maíz o similar intensivo con laboreo	0.7
Maíz o similar intensivo sin laboreo	0.35
Maíz o similar extensivo sin laboreo	0.06
Algodón	0.55
Trigo	0.25
Arroz	0.15
Patata	0.25
Hortícolas	0.33

FUENTE: Bibliografía Propia

Para el factor LS topográfico se utiliza la expresión:

$$LS = \frac{L^{0.5}}{22} * (0.065 + 0.045 * S + 0.0065 * S^2)$$

Dónde:

S= está en porcentaje.(pendiente del terreno).

L= 30 metros. (Longitud de la parcela experimental).

El factor P para prácticas de suelo con labranza en pendiente es igual a la unidad P=1.

4.4.2.2 MODELO DE DJOROVIC

Este modelo, Djorovic (1974) calcula la cantidad de suelo erosionado en Cuencas no muy extensas con acusadas características torrenciales. Como en el modelo anterior la información ha sido extraída de Almorox et al. (1994).

$$W = T * P * \Pi * \sqrt[3]{Z} * F$$

W es la cantidad de suelo erosionada (m³/año)

T es un factor que tiene en cuenta las condiciones climáticas y depende de la temperatura media anual de la Cuenca (°C) $T=[(\text{temperatura media}/10)+1]^{0.5}$

P es la precipitación media anual (mm)

F es la superficie de la Cuenca (Km²)

Z es un coeficiente de erosión que tiene en cuenta el estado erosivo de la Cuenca, la erosionabilidad del suelo, la cubierta vegetal y la pendiente de la Cuenca; se calcula con la siguiente expresión:

$$Z = y * X * (\Theta + s^{0.5})$$

y es un coeficiente adimensional de erosionabilidad del suelo; X es un coeficiente adimensional que cuantifica la vegetación; Θ es un coeficiente adimensional que cuantifica el estado erosivo y s es la pendiente media de la Cuenca (m/m). Los valores de los coeficientes adimensionales se pueden consultar en el siguiente cuadro:

CUADRO 4. 51: VALORES DE LOS COEFICIENTES DE LA ECUACIÓN DE DJOROVIC.

y	Suelos
2	suelos sueltos, arenas y gravas
1.6	loess y suelos salinos
1.2	rocas calizas desintegradas
1.1	flisch y areniscas
1	esquistos
0.9	calizas duras y pizarras
0.5	suelos con buena estructura

X	Cubierta vegetal
1	suelo desnudo
0.9	barbecho
0.7	viñedos
0.6	pastizales de montaña
0.5	bosques
0.4	praderas

⊖	Estado erosivo
1	100% con erosiones profundas
0.9	80% erosiones profundas y cárcavas
0.8	50% deslizamientos
0.6	100% erosión laminar, algunos regueros y cárcavas
0.5	50% erosión laminar
0.3	20% erosión laminar
0.2	sin signos de erosión

FUENTE: Bibliografía Propia

4.4.2.3 MODELO DE LAWRENCE, ET AL

Lawrence, P. et al. (2004), basados en mediciones realizadas en embalses de pequeñas Cuencas y algunas de sus características, en zonas semiáridas del este y del sur de África, han propuesto el modelo siguiente:

$$Y = 0.0194 A^{-0.2} P^{0.7} S^{0.3} (EA)^{1.2} (TS)^{0.7} (CV)^{0.5}$$

Dónde:

Y = sedimentación expresada en toneladas/km²/año;

A = área de la Cuenca en km²;

P = precipitación media anual en mm;

S = pendiente del curso principal de agua, desde el borde de la Cuenca hasta la Presa;

EA = coeficiente de erosión activa del suelo;

TS = coeficiente de tipo de suelo y drenaje;

CV = condición de vegetación de la Cuenca.

Los coeficientes EA, TS y CV son determinados en función de una caracterización de la Cuenca, para lo cual se ha propuesto una tabla que sugiere valores para diferentes condiciones.

Para esto fue necesario realizar mapas de riesgo de erosión de cada una de las Cuencas de aporte donde se clasificó estas en diferentes niveles de riesgo de erosión en función de la metodología empleada para cada método.

Para la determinación y verificación de algunos indicadores, se han empleado métodos estadísticos clásicos, en especial para el cálculo de la tasa anual del transporte de sedimentos en el Río Sella. Asimismo, se han usado métodos estadísticos para el análisis y cuantificación de las variables más relevantes que intervienen en los diferentes métodos para la estimación del transporte de sedimentos o erosión específica.

4.4.3 RESULTADOS OBTENIDOS

Para el cálculo de la producción de sedimentos de las Cuencas intervenidas y consecuentemente la determinación de la altura de sedimentos, se utilizó tres metodologías con el fin de comparar y validar los resultados.

4.4.3.1 ANÁLISIS MÉTODO DE RUSLE

Para la determinación de los factores que componen la ecuación de pérdida de suelo RUSLE, se utilizaron las siguientes herramientas de apoyo:

- Imagen TOPO30 RASTER STRM.
- Software ARC GIS 9.3.
- Base de datos proyecto ZONISIG Tarija 2002.

FACOR R.

Para el cálculo del factor R se utilizó la expresión propuesta por Cortez (1991), en el mapa 1 se muestra la distribución espacial de R.

FACTOR LS.

Para el cálculo del factor LS se aplicó la ecuación descrita en el acápite 5.3.2.1. , teniendo como datos:

- Raster topográfico 30 m.
- Raster de pendientes en porcentaje.

FACTOR K.

Determinado a partir de la información de textura de suelo y geología de la Cuenca como resultado de la clasificación de suelos se tiene el siguiente cuadro:

CUADRO 4. 52: FACTOR K PARA LA CUENCA SAN PEDRITO.

TEXTURA DE SUELO	GRUPO DE SUELO	FACTOR K
FA	A	0.2
FA	A	0.2

FUENTE: Elaboración Propia

Factor K= 0.0045

FACTOR C

Determinado a partir de la información de las unidades de vegetación de la Cuenca como resultado de la clasificación de suelos se tiene el siguiente cuadro.

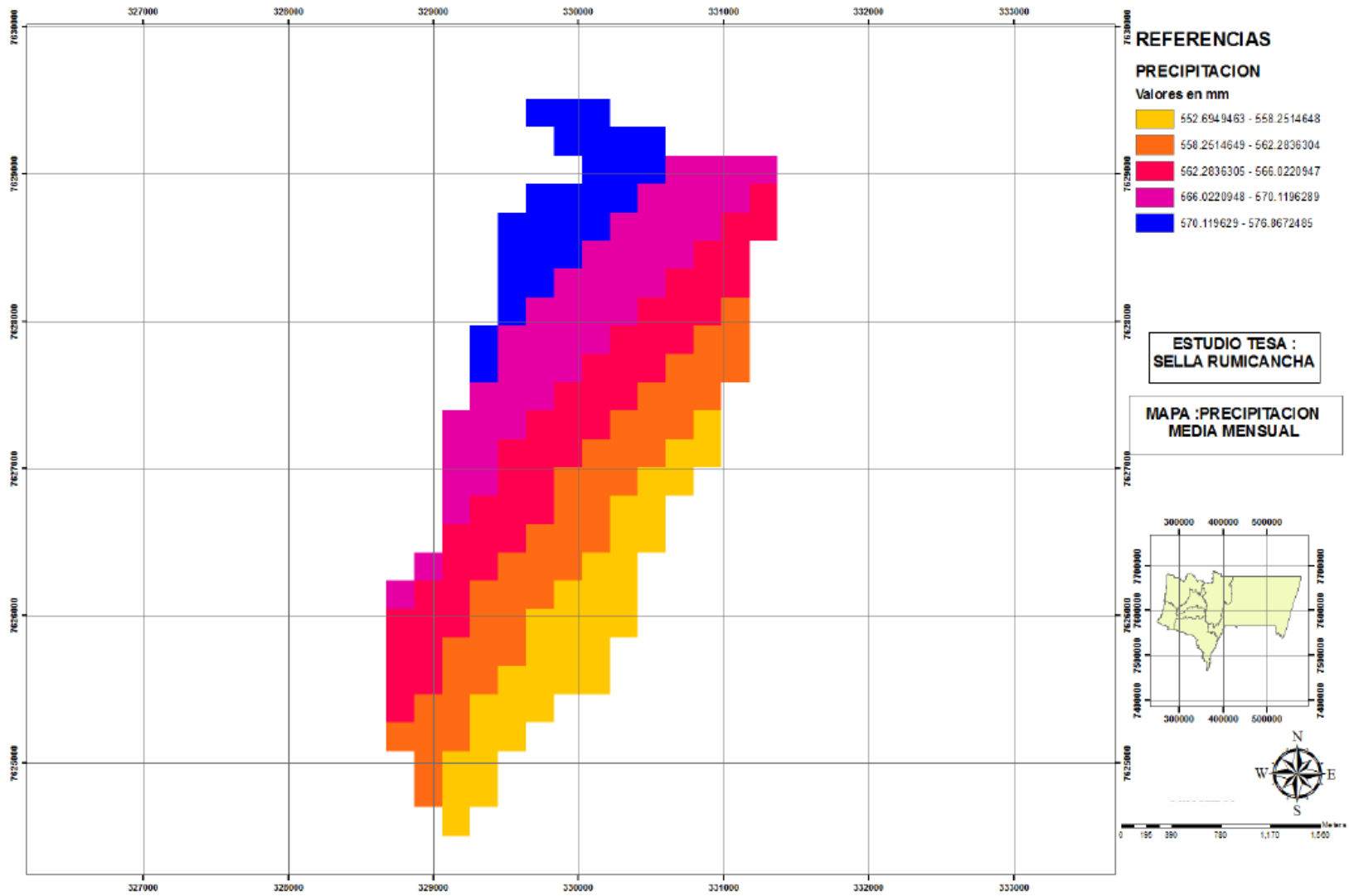
CUADRO 4. 53: FACTOR C PARA LA CUENCA DE SAN PEDRITO

CODIGO DE VEGETACION	AREA HAS	C
59	426.92887	0.001
99	272.919562	0.01

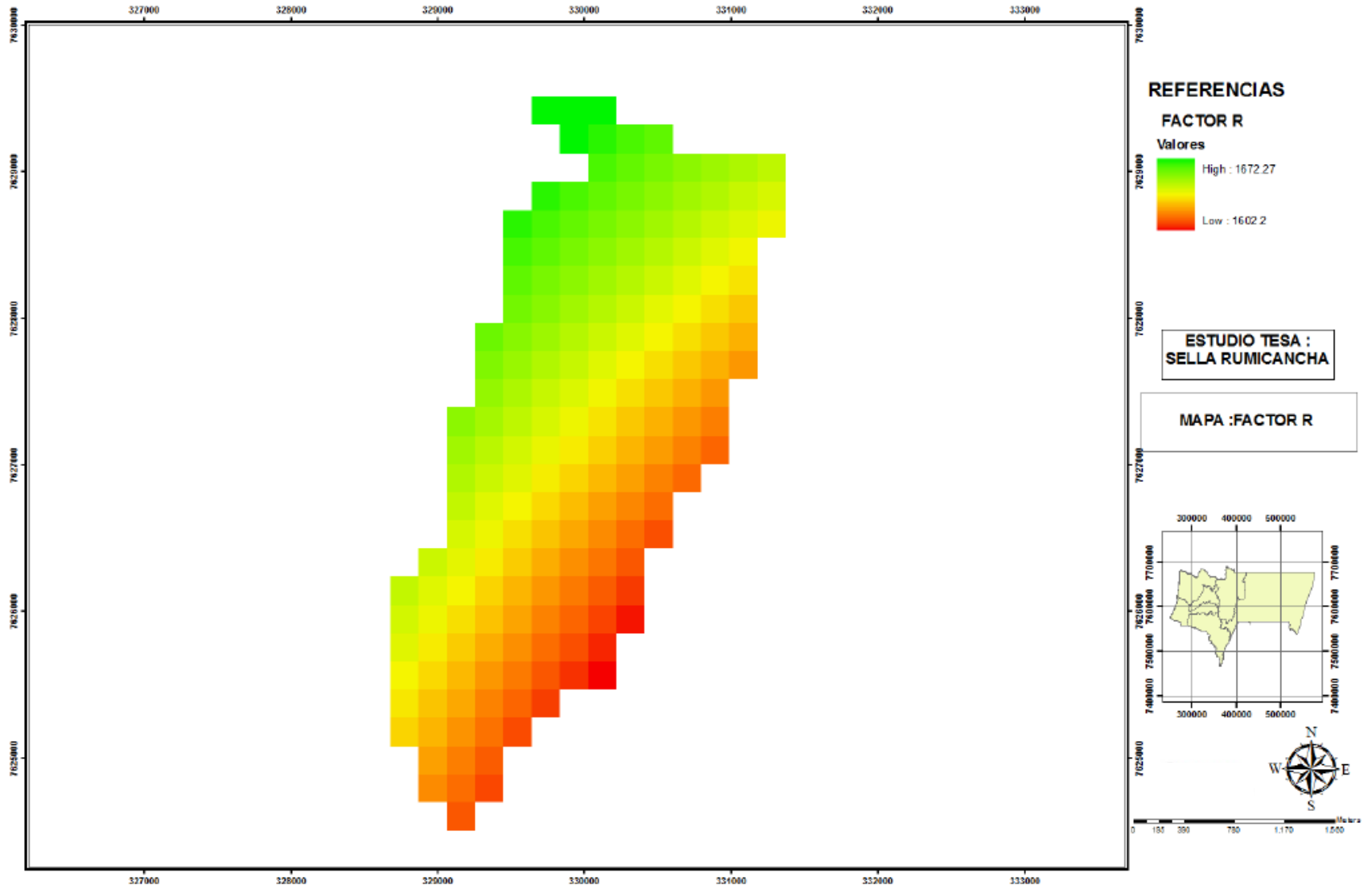
FUENTE: Elaboración Propia

Factor C= 0.0045

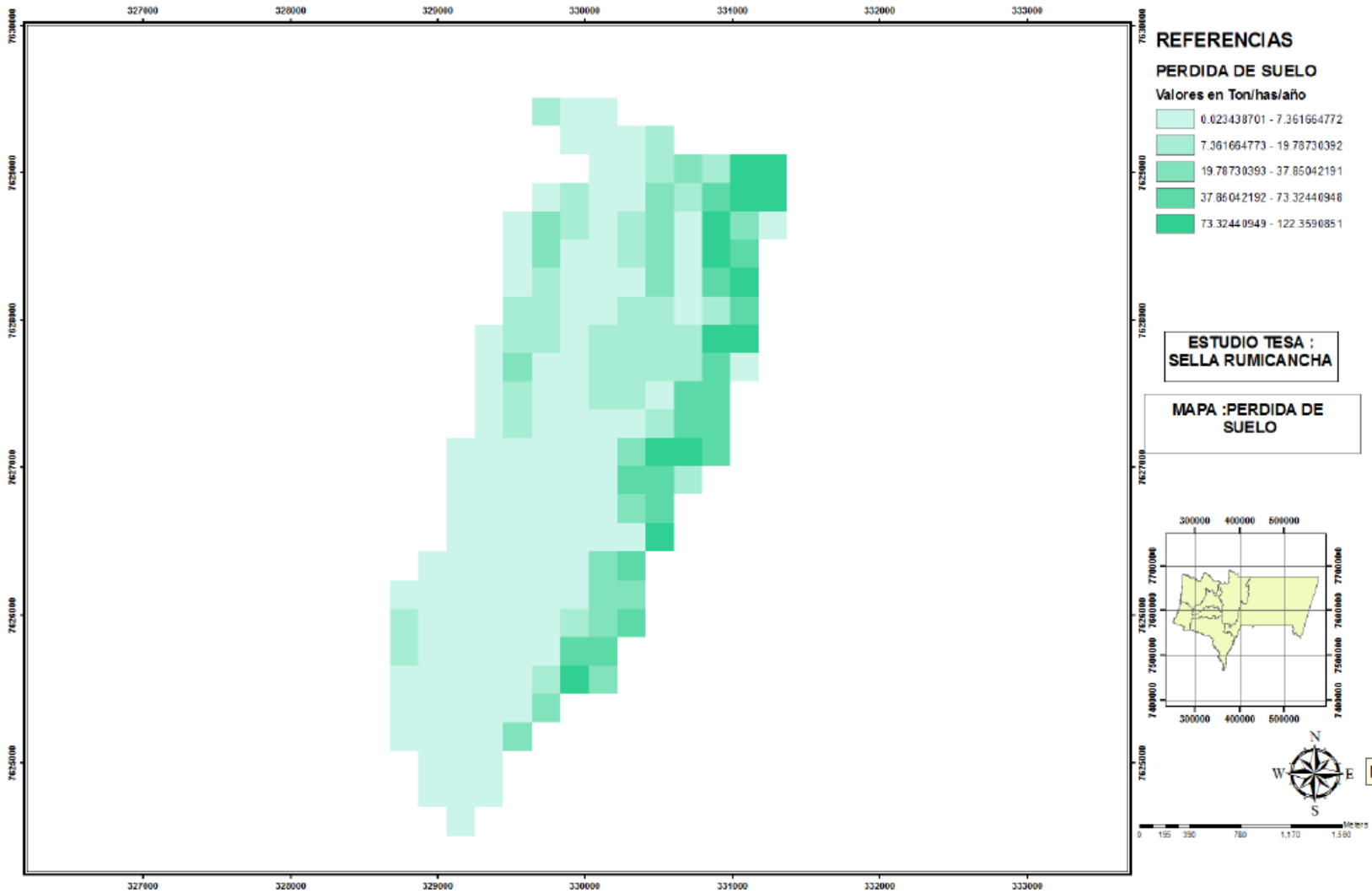
MAPA 4. 9 PRECIPITACION MEDIA MENSUAL CUENCA SAN PEDRITO



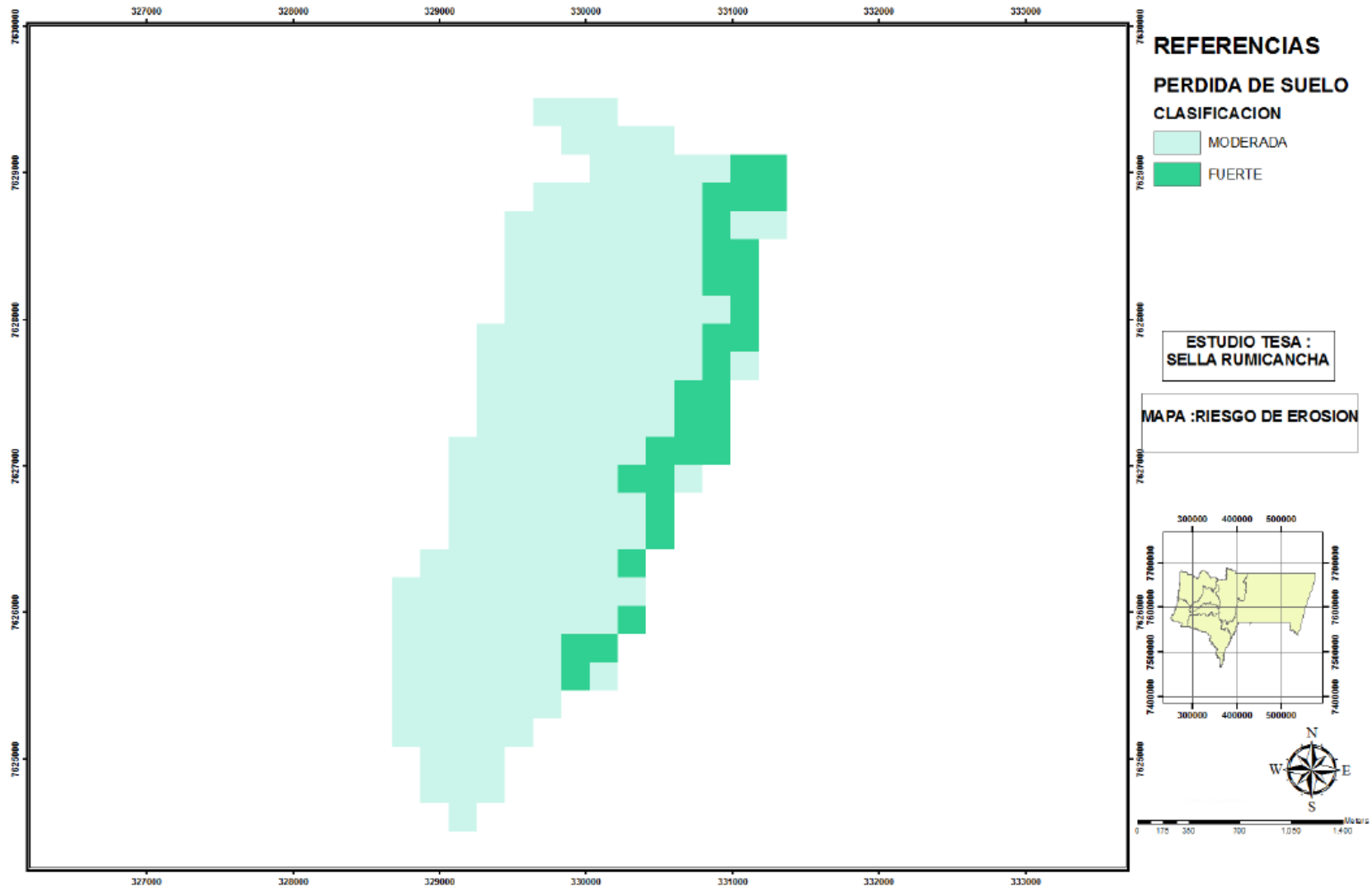
MAPA 4. 10 FACTOR DE EROSIVIDAD (R) DE LAS LLUVIAS CUENCA SAN PEDRITO



MAPA 4. 11 PERDIDA DE SUELO ANUAL CUENCA SAN PEDRITO



MAPA 4. 12 RIESGO DE EROSIÓN CUENCA SAN PEDRITO



4.4.3.2 ANÁLISIS MÉTODO DE LAWRENCE

Para el análisis por el método de Lawrence sobre la Cuenca San Pedrito se tienen los factores determinados en el siguiente cuadro:

CUADRO 4. 54: FACTORES DE LA ECUACIÓN DE LAWRENCE PARA LA CUENCA SAN PEDRITO.

FACTOR	VALOR
A	7.04
P	563.95
S	2.2
EA	20
TS	20
CV	10

FUENTE: Elaboración Propia

Aplicando los factores calculados para la Cuenca San Pedrito tenemos:

Y=1311.19 Ton/Km²/ año.

4.4.3.3 ANÁLISIS MÉTODO DE DJOROVIC

Para el análisis por el método de Djorovic sobre la Cuenca San Pedrito se tienen los factores determinados en el siguiente cuadro.

CUADRO 4. 55: FACTORES ECUACIÓN DJOROVIC PARA LA CUENCA SAN PEDRITO.

FACTORES	VALOR	
T	1.65	Adimensional
P	563.95	mm
Z	0.52	Adimensional
F	7.04	Km ²

FUENTE: Elaboración Propia

Aplicando los factores para Cuenca San Pedrito, tenemos :

W=1190.018 Ton/Km² /año

4.4.4 CONCLUSIONES

Se tiene el siguiente cuadro resumen para la Cuenca San Pedrito.

CUADRO 4. 56 CUADRO RESUMEN DE LA PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS ESPECÍFICOS CUENCA SAN PEDRITO.

MÉTODO	SEDIMENTO Ton/Km2/año	ÁREA DE LA CUENCA
RUSLE	1,720.80	7.04
DJOROVIC	1,199.02	7.04
LAWRENCE	1,311.19	7.04

FUENTE: Elaboración Propia

A partir de los valores de producción de sedimentos y los datos obtenidos por las metodologías ya explicadas además de considerar los estudio de sedimentación que se realizaron en la Cuenca de Tolomosa (Embalse San Jacinto), utilizando los métodos de Lawrence y Djorovic se tienen las producciones de sedimento recomendadas para las Cuencas de estudio.

CUADRO 4. 57: RESUMEN GENERAL DE PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS MÉTODOS RECOMENDADOS.

CUENCA	METODO	
	LAWRENCE	DJOROVIC
SAN PEDRITO	1,311.19	1,199.02

FUENTE: Elaboración Propia.

CUADRO 4. 58: CUADRO RESUMEN DEL MÉTODO DE LAWRENCE PARA DEFINIR VOLÚMENES Y ALTURAS DE SEDIMENTOS.

CUENCA	MÉTODO	AÑOS DE OPERACIÓN	ÁREA DE LA CUENCA	PESO ESPECÍFICO SEDIMENTO	VOLUMEN SEDIMENTO	ALTURA
	LAWRENCE		Km2	Ton/m3	m3	m
SAN PEDRITO	1,311.19	30	7.04	1.1	251,881.40	12.5

FUENTE: Elaboración Propia

CUADRO 4. 59: CUADRO RESUMEN DEL MÉTODO DE DJOROVIC PARA DEFINIR VOLÚMENES Y ALTURAS DE SEDIMENTOS

CUENCA	MÉTODO	AÑOS DE OPERACIÓN	ÁREA DE LA CUENCA	PESO ESPECÍFICO SEDIMENTO	VOLUMEN SEDIMENTO	ALTURA
	DJOROVIC		Km2	Ton/m3	m3	m
SAN PEDRITO	1,199.02	30	7.04	1.1	230,333.39	12.3

FUENTE: Elaboración Propia

CUADRO 4. 60: CUADRO RESUMEN DEL MÉTODO RUSLE PARA DEFINIR VOLÚMENES Y ALTURAS DE SEDIMENTOS

CUENCA	MÉTODO	AÑOS DE OPERACIÓN	ÁREA DE LA CUENCA	PESO ESPECÍFICO SEDIMENTO	VOLUMEN SEDIMENTO	ALTURA
	RUSLE		Km2	Ton/m3	m3	m
SAN PEDRITO	1,720.80	30	7.04	1.1	330,568.04	13.5

FUENTE: Elaboración Propia

Como se puede apreciar los valores de volúmenes de sedimentación presenta valores muy parecidos para los métodos de Lawrence y Djorovic, más al contrario el método RUSLE no guarda relación, esto debido a que este método sólo es utilizado para el cálculo de la erosión hídrica en parcelas de cultivos como lo recomienda la FAO y sólo realiza un análisis de riesgo de erosión como indicador temporal de la degradación hídrica de la Cuenca. Los métodos de Lawrence y Djorovic, fueron calibrados a partir de datos medidos en Cuencas con embalses lo cual indica una relación entre ellos y además, señala su aplicación directa para este caso de estudio.

En este sentido el estudio de sedimentos recomienda aplicar los valores de los dos métodos tomando como referencia el valor mayor cada embalse como un factor de seguridad.

A continuación se presenta un cuadro resumen de los volúmenes y el método que se utilizó para la estimación de la altura muerta para cada el embalse proyectado:

CUADRO 4. 61 CUADRO RESUMEN DE LOS VOLÚMENES DE SEDIMENTOS CALCULADOS

CUENCA	MÉTODO	AÑOS DE OPERACIÓN	PRODUCCIÓN ESPECÍFICA [Ton/ha/año]	VOLUMEN SEDIMENTO [m ³]	COEF. RETENCIÓN	VOLUMEN MUERTO [m ³]	ALTURA MUERTA [m]
SAN PEDRITO	LAWRENCE	30	1,311.19	251,881.40	0.96	241,806.14	13

En base a los resultados obtenidos podemos concluir:

- Los valores calculados de producción de sedimentos fueron analizados mediante métodos experimentales y estadísticos, siendo los resultados obtenidos de estos últimos los que nos dieron valores más aproximados a las tasas específicas medidas de producción de sedimentos en el valle central de Tarija, en base a esta comparación asumimos el método de Lawrence como el que más se adecua a las características de la Cuenca estudiada.

Como datos de referencia se utilizaron las batimetrías realizadas en el análisis y procesamiento de la información publicada en la Estadística Hidrológica hasta 1983 Tomo II: Sedimentología - Nivología (MOSP, Agua y Energía Eléctrica, 1987), concretamente en las estaciones Algarrobito – San Telmo y Astilleros, ambas ubicadas en el Río Grande de Tarija, del cual son afluentes el Guadalquivir y el Tolomosa, conduce a establecer lo siguiente:

- En la estación Algarrobito – San Telmo, el transporte promedio anual de sedimentos se estima en 11,418,000 toneladas/año, que equivale a una tasa específica de 1091.59 toneladas/km²/año (período de registro: 1968 – 1981).
- En la estación astilleros, se alcanza un valor promedio de 10,969,400 toneladas/año, es decir, una tasa específica de 1,142.65 toneladas/km²/año (período de registro: 1969 – 1983).
- El promedio aritmético de las cifras correspondientes a las dos estaciones mencionadas arroja un valor de 1,117 toneladas/km²/año.

También se utilizó como valores de referencia los estudios batimétricos realizados en el embalse San Jacinto en 1989, 1995 y 2004, cuyos resultados, en relación a la cantidad de

sedimentos acumulados. A continuación se presenta el detalle de los resultados obtenidos en cada período medido:

- En el período 1989 – 1995, se han depositado en el embalse 4,121,721.9 m³ de sedimentos, lo que significa un promedio anual de 736,022 m³ o 2385 toneladas/km²/año.
- En el período 1995 – 2004, han llegado al embalse 4,160,937.9 m³, esto quiere decir, un promedio anual de 462,326 m³ o 1498 toneladas/km²/año.
- Entre 1989 y 2004, se depositaron en el embalse 8,282,659.8, lo que arroja un promedio anual de 567305 m³ o 1,838 toneladas /km²/año.

Adicionalmente, con fines comparativos, se utilizó otros estudios de la producción de sedimentos de la Cuenca en estudio y de Cuencas próximas a la zona del proyecto:

- (SYNCONSULT, S.L., 1987), indican que la erosión específica de los suelos en las Cuencas de los Ríos Trancas, Canasmoro y Sella, que forman parte del Valle Central de Tarija y de la Cuenca del Río Grande de Tarija, alcanzan los valores que se presentan en el cuadro siguiente:

Los valores de producción específica de sedimentos son obtenidos a partir de las fórmulas de Lawrence y Djorovic.

CUADRO 4. 62 RESULTADOS CALCULADOS DE EROSIÓN ESPECÍFICA²

Cuenca	Erosión específica (toneladas/km ² /año)
Trancas	2300
Canasmoro	2266
Sella	2017

² EVALUACIÓN DEL MÉTODO DE PREDICCIÓN Y DE LAS MEDIDAS DE CONTROL DE LA SEDIMENTACIÓN EN EL EMBALSE “SAN JACINTO” Benítez Reynoso, Alberto 2007.

4.5 ESTUDIO GEOLOGIA

4.5.1 INTRODUCCIÓN

Para realizar el presente estudio se ha recopilado todos los antecedentes existentes en la zona que pudieran servir de base para su elaboración tanto en la parte de bibliografía y cartografía.

Asimismo, se ha ubicado las áreas probables para la extracción de materiales de préstamo, necesarios para la construcción de las obras civiles.

4.5.2 SITUACIÓN GENERAL DE LA ZONA DEL PROYECTO

El municipio de Cercado, al cual geográficamente pertenece el proyecto, presenta dos zonas fisiográficamente diferenciadas; la zona montañosa, que comprende las estribaciones de la Cordillera Oriental, formada por serranías importantes como son: Sama, Laderas, Barrancas, donde se encuentran las principales cabeceras de valle y las áreas de ladera.

De acuerdo al Mapa Ecológico de Bolivia, el área en actual estudio se encuentra en la región Templada de Tierras y Valles.

4.5.3 GEOMORFOLOGIA

La zona del proyecto tiene características geomórficas complejas como resultado de los movimientos tectónicos y procesos morfológicos a los que estuvo sometido en épocas pasadas, los mismos que son responsables del desarrollo y evolución del paisaje actual, diferenciando las dos Provincias fisiográficas: la Cordillera Oriental y Sub-andino.

El proyecto forma parte de la Cordillera Oriental, se caracteriza por su aspecto masivo, fuertemente disectado con rumbos predominantemente norte-sur que da origen a piedemontes, llanuras, terrazas y algunos valles estrechos. En general las rocas constituyentes fueron fuertemente plegadas y deformadas, falladas y tectonizadas como consecuencia de los eventos geológicos a las que estuvieron sometidas. La amplia variedad litológica y su variabilidad petrológica ha favorecido la presencia de típicas inversiones de relieve, donde es frecuente observar valles localizados en anticlinales erodados, y montañas, colinas o serranías modeladas en estructuras sinclinales. La acción glacial en el pasado se manifiesta en las zonas altas, con depósitos morrénicos y depósitos fluvio-glaciales.

Los sedimentos coluvio-aluviales y aluviales son el resultado del arrastre de los mismos desde los relieves más altos. Se presentan también llanuras fluvio-lacustres como resultado

de la acción climática en períodos interglaciares y abanicos aluviales de extensión reducida.

La escasa cobertura vegetal en muchos sectores, tanto de las montañas como de las serranías, ha incidido desfavorablemente en la protección de los suelos, los cuales están sometidos a procesos geomórficos muy activos, como erosión laminar, en surcos, en cárcavas, formación de bad-lands y otras formas de remoción en masas, que van degradando y modelando el paisaje.

La Cuenca principal, considerando el cierre, en el eje de Presa San Pedrito, conformados por los aportes de la sub Cuencas de San Pedrito, tiene una forma alargada de dirección Noreste hacia el Sudoeste, cuya longitud geométrica es de 19 Km. de largo y el ancho de la misma es de 5 Km.

La Cuenca de recepción, tiene dominio estructural de rocas de origen sedimentario, conformado por valles homoclinales de cuesta y valles tectónicos alineados en general al rumbo de los estratos, los mismos se hallan modificados por fallas inversas longitudinales y diagonales, en algunos casos las fallas son transversales a los estratos, los mismos forman drenaje tipo parrilla.

En la zona de estudio, es posible distinguir cierta difusión de fallas de tipo inversa pero en forma local en la parte Este. Además, la presencia de un porcentaje mínimo de diaclasas transversales a las fisuras y/o grietas de los estratos, por el grado de dureza de la roca, se la puede clasificar de media a alta.

En base a la precipitación y temperatura media anuales correspondientes al lugar, y de acuerdo a Luis Poitier, la influencia de los procesos geomorfológicos epigenéticos se distribuyen de la siguiente manera:

CUADRO 4. 63 PROCESOS GEOMORFOLÓGICOS

PROCESOS GEOMORFOLÓGICOS	EFFECTOS PROYECTO
Meteorización Química	Nada perceptible
Meteorización mecánica	ninguna
Remoción en masa	ninguna
Erosión pluvial	moderada
Erosión eólica	moderada

4.5.4 GEOLOGÍA DE LA ZONA DEL PROYECTO

La descripción estratigráfica, se desarrolla de acuerdo a la conformación de grupos y formaciones, dentro el contexto de lito-estratigrafía boliviana. En la zona del proyecto afloran los siguientes materiales y formaciones con asignación petrográfica:

4.5.4.1 CUATERNARIO

El material Cuaternario se refiere a procesos recientes se los puede agrupar de la siguiente manera:

4.5.4.2 CUATERNARIO ALUVIAL

El Cuaternario aluvial se encuentra depositado a lo largo de los diferentes cursos de agua en el proyecto, se caracteriza por su movilidad, está conformado por: arenas, gravas de diferente gradación, arenas finas, cantos rodados sub redondeadas, heterogéneos los mismos han sido afectados por un intenso transporte eólico y fluvial, siendo retrabajados y seleccionados durante su transporte.

4.5.4.3 CUATERNARIO COLUVIO FLUVIAL

El coluvio de pie de monte con poca movilidad, se encuentra depositado principalmente en las laderas de las serranías, depósitos de estos materiales están constituidos principalmente por fragmentos angulosos de roca fracturada y depositada por gravedad en las laderas, como un depósito suelto y completamente permeable.

Debido a que este material está compuesto por fragmentos de areniscas, limolitas o lutitas blandas, no puede ser usado como material de préstamo.

4.5.4.4 TERRAZA ALUVIAL

Las terrazas se encuentran encajadas en las Quebradas conformadas por depósitos aluviales y fluvio coluviales, en la cual se hallan terrazas a cíclicas y cíclicas. Actualmente se hallan afectadas por agentes erosivos, los cuales provocan deslizamientos, acarreo de los materiales y la pérdida de la forma de las terrazas, las terrazas aluviales se encuentran dentro del vaso de los tres embalses estudiados. Corresponde a antiguos lechos o cursos de Ríos y que al presente han quedado con cierta diferencia de nivel sobre lechos actuales de Ríos que por los efectos de su erosión retrógrada forman ciertas terrazas, donde crece vegetación arbustiva, su composición granulométrica es similar a la de los depósitos aluviales con cantos de rocas medianos, gravas y arenas.

4.5.4.5 DEVÓNICO

4.5.4.5.1 FORMACIÓN HUAMAMPAMPA (DHU)

La Formación Huamampampa, tiene una litología de areniscas y limolitas, de tonalidad gris, donde en la parte inferior concuerda con la Formación Icla y con la parte superior con los materiales de edad Cuaternaria, en la zona del proyecto afloran al extremo Este del sitio de Presa de Jarcas.

Esta unidad lito estratigráfica, aflora al noreste y sureste de la ciudad de Tarija en las cabeceras del Río Sella, Cuenca de Yesera, serranía El Cóndor, el cerro Picacho (2.187 m) y junto al puente El Ancón, 5 Km. al Norte de Uriondo.

En la sección Sella - Yesera, está compuesta predominantemente de areniscas de grano fino a medio con matriz limosa de color gris y gris verdusco claro, estratos de aspecto macizo, y limolitas gris oscuras con intercalaciones de lutitas.

En la Provincia Cercado, suprayace concordante con la Formación Icla e infrayace concordante con la Formación: Los Monos. Su espesor estimado para la sección Sella - Yesera es de 450 m. En esta Formación se encontró fósiles de braquiópodos, trilobites, gasterópodos, conularias, corales y otros. Se le asigna una edad devónica inferior (Emsiana) a media en base a su posición estratigráfica por encima de la fosilífera Formación Icla.

La localidad tipo se ubica en La Candelaria (Huamampampa), camino Tarabuco - Icla, Provincia Zudáñez, Departamento de Chuquisaca. Los sedimentos de esta Formación se han depositado en un ambiente marino de plataforma proximal. (Steinmann, 1903).

4.5.4.5.2 FORMACIÓN ICLA (DIC)

Está constituida por lutitas con algunos niveles de arenisca, se ajusta a una edad geológica Devónica, concuerda con la Formación de Santa Rosa en la parte inferior y en la parte superior con la Formación de Huamampampa.

En la zona del proyecto se emplaza al Este de los proyectos de Jarcas y San Pedrito, de rumbo Norte - Sud.

Aflora en las cabeceras del Río Sella, Cuenca de Yesera, Caldera Grande, serranía El Cóndor, cerros Picacho (2.187 m) y Ancón (2.282 m).

Litológicamente, está compuesta por limolitas micáceas y areniscas limosas (a veces ferruginosas) de color gris, por lo general de aspecto macizo.

En la Provincia Cercado su base estratigráfica es concordante con la Formación Santa Rosa, y su tope concordante con la Formación Huamampampa, del Devónico. Su espesor en la sección Sella - Yesera, es de 200 a 300 m.

4.5.4.6 SILÚRICO

4.5.4.6.1 FORMACIÓN SANTA ROSA (SSR).

Las rocas de esta unidad afloran en la parte central y Este de los proyectos de Jarcas y San Pedrito, ocupando los altos conspicuos de las serranías homoclinales, la litología está compuesta por areniscas conglomerádicas sabulíticas de coloración blanquecina amarillenta a rojiza.

Se muestra en la mayoría de los afloramientos de los estratos sub verticales, con estratificación cruzada gruesa, la matriz de esta roca es arenosa y el cemento en algunos casos es férrico en otros arcilloso.

Esta unidad litológica constituye la parte inferior del sistema geológico Devónico. Se halla bien expuesta y con gran desarrollo areal, Descansa sobre la Formación Tarabuco y por encima yace la Formación Icla.

Esta formación en la zona de Sella, está constituida por areniscas de grano medio a grueso de color gris rosado a naranja pálido con estratificación entrecruzada característica.

En la Provincia Cercado, se apoya en contacto normal sobre la Formación Tarabuco del Silúrico y soporta en concordancia a la Formación Icla del Devónico. Su espesor estimado para la sección Sella -Yesera es de 500 m. Se le atribuye una edad devónica inferior, el

contenido arenoso de los sedimentos de la Formación Santa Rosa indica un ambiente marino de plataforma proximal.

Las areniscas de esta Formación que morfológicamente ocupan relieves prominentes, se explotan en canteras como material de construcción. (Ahlfeld y Branisa 1960).

4.5.4.6.2 FORMACIÓN TARABUCO (STB)

La Formación Tarabuco, tiene una litología de alternancia de arenisca y lutitas de edad Silúrica superior, concuerda con la Formación Kirusillas en la parte inferior y con la Formación Santa Rosa en la parte superior.

En la zona del proyecto se ubica al Oeste del proyecto en Jarcas y al Norte de San Pedro.

Los afloramientos de esta Formación se ubican en el tramo Sella-Gamoneda, filo San Jacinto, localidad de Panti Pampa y en la estructura plegada inmediata a la Comunidad de Pampa Redonda.

En la zona del proyecto, está compuesta por una alternancia de areniscas, areniscas limosas y lutitas de color gris olivo claro a gris verdosas, mostrando un predominio arenoso en su composición litológica, diferente a la sección tipo, donde alternan proporcionalmente areniscas y lutitas.

En la región, está en relación concordante por encima de la Formación Kirusillas y por debajo de la Formación Santa Rosa del Devónico. El espesor estimado para la sección Sella - Yesera es de 400 m.

4.5.4.6.3 FORMACIÓN KIRUSILLAS (SKR).

La Formación Kirusillas se ubica en la parte central del río Sella, litológicamente está constituida por lutitas gris oscuras, bien consolidadas micáceas, untuosas al tacto, se intercalan con delgadas capas de areniscas gris blanquecinas bien consolidadas de grano muy fino.

Esta Formación se halla expuesta al noreste de la ciudad de Tarija, extendida con rumbo Norte 15° Este, desde las cercanías de San Pedro de Buena Vista hasta el límite norte de la Provincia Cercado, pasando junto al Río Chaupicancha.

Hacia el norte y sur del Río Sella, tiene una gran cantidad de estratos de areniscas interestratificadas con lutitas y limolitas gris oscuras. Esta particularidad litológica de presentar

mayor tenor arenoso la distingue de los perfiles clásicos donde predominan las rocas pelíticas.

El límite estratigráfico inferior es concordante con la Formación Cancañiri y el superior concordante con la Formación Tarabuco. Su espesor para la sección de Sella se estima en 1.000 m.

En el Angosto de Jarcas, las Lutitas y Limolitas contienen restos de plantas vasculares fósiles de *Cooksonia* caledónica.

Se le asigna una edad silúrica (Ludloviana) en base a elementos paleontológicos y estratigráficos, los sedimentos de esta Formación se depositaron en ambiente marino somero de plataforma o costanero.

La Formación Kirusillas, se correlaciona con la Formación Lipeón del norte argentino.

4.5.4.6.4 FORMACIÓN CANCAÑIRI (SCC)

Esta formación está constituida por diamictitas marrones a gris verdosas, areniscas y limolitas micáceas, en la zona del estudio se encuentra en la parte central de la sub-Cuenca Rumicancha.

Suprayace, sobre la Formación de Kirusillas, desarrollada en la zona de San Pedrito y al pie del cerro Negro Muerto.

Esta unidad litológica constituye la parte basal del Silúrico. Aflora al noreste de la ciudad de Tarija, en afluentes del Río Sella (Río Chaupicancha, Quebrada Rumi Orkho) y en las cabeceras del Río San Pedro.

En Sella, esencialmente, se compone de diamictitas gris oscuras o gris verdosas con clastos de arenisca, cuarcitas, de diferente tamaño y formas, enclavados en una matriz limo arcillosa. Los clastos por lo general están pulidos y estriados.

En la Provincia Cercado, se apoya en discordancia sobre la Formación Sella, ordovícica, e infrayace concordante a la Formación Kirusillas, silúrica. Su espesor se estima de 50 a 200 m.

Los sedimentos de esta Formación, se depositaron probablemente en un ambiente de aguas cálidas y poco profundas, deducción hecha por la presencia del género *Dalmanophyllum* (Anaya et al., 1987).

La Formación Cancañiri se correlaciona con la Formación Zapla. Esta última contiene importantes yacimientos ferríferos en las Provincias de Jujuy y Salta de Argentina.

La Formación Cancañiri contiene niveles ferríferos y bancos fosfáticos en el área de Sella, (Koeberling,1919).

4.5.4.7 ORDOVÍCICO

En la zona de estudio afloran rocas de edad Ordovícica, en las cuales afloran rocas sedimentarias diferenciadas según su identificación estratigráfica, en Formaciones Sella y San Benito.

4.5.4.7.1 FORMACIÓN SAN BENITO (OSB)

En la zona de estudio, afloran las rocas de edad Ordovícica, en especial la Formación de San Benito (Osb), en la parte Oeste del proyecto Rumicancha, en el sector Noroeste y Sudoeste del Río la Sella; del presente estudio.

Las características petrográficas de las rocas de la Formación San Benito, pertenecen al Grupo Cochabamba, tiene una litología dominante de cuarcitas con estratos de areniscas intercaladas con Lutitas, aproximadamente tiene un espesor de 500 m, se apoya discordantemente con la Formación Cancañiri.

4.5.4.7.2 FORMACIÓN SELLA (OSE)

Constituye la unidad litológica superior del Ordovícico en Tarija, los únicos afloramientos se ubican al noreste de la ciudad de Tarija y comprenden las elevaciones plegadas y falladas de Monte Cercado Loma y de la Santa Cruz Loma hasta las márgenes del Río Sella.

Está constituida por areniscas gris claras, en bancos gruesos que se intercalan con areniscas arcillosas, esta sobrepuesta por las diamictitas de la Formación Cancañiri, debido a fallas inversas que han modificado su ubicación estratigráfica, en la zona de estudio, en algunas zonas se alterna con la Formación de San Benito. La Formación Sella, pertenece a una edad Ordovícica (Llanvirniano).

Los niveles estratigráficos inferiores conforman una alternancia de areniscas de grano fino y lutitas o limolitas gris verduscas, en estratos de menos de 30 cm.

Por encima los términos superiores de la secuencia estratigráfica están compuestos por areniscas blanquecinas a gris claras, en bancos gruesos hasta de 4,00 m. de espesor.

En el cuadro que sigue, se resume la estratigrafía de la zona del proyecto, enmarcado en las sub-Cuencas de Rumicancha, Jarcas y San Pedrito, en la cual resaltan los materiales recientes, hasta la edad Ordovícica, diferenciada en formaciones geológicas y su correspondiente descripción petrográfica.

FIGURA 4. 15 ESTRATIGRAFÍA DE LA ZONA DEL PROYECTO



4.5.4.8 GEOLOGIA ESTRUCTURAL

La evolución tectónica del sur de Bolivia se caracteriza desde el paleozoico superior hasta la base del mesozoico, por una subsidencia casi continua, interrumpida por movimientos Epiro genéticos que generaron discontinuidades relacionadas con las fases tectónicas ya mencionadas.

De igual manera, los ámbitos de deposición han sufrido acortamientos en sentido oeste-este como consecuencia de las orogenias del oligoceno-plioceno (fase incaica y quechuana).

Estas orogenias ocasionaron, entre otros, el cabalgamiento andino principal y el cabalgamiento frontal principal; éste último ubicado hacia la parte oriental del área.

La imbricación a gran escala de bloques tectónicos, a lo largo de planos de despegue ubicados dentro de sedimentitas del ordovícico, así como el levantamiento de la cordillera oriental, son también efectos de las orogenias citadas.

La geología estructural en general en el Departamento de Tarija, es compleja por ubicarse mayormente en el borde oriental de la Provincia geológica Cordillera Oriental, que se caracteriza por un plegamiento y fallamiento intenso de las formaciones rocosas.

La estructura geológica es complicada debido a la compresión oeste - este, que ha ocasionado acortamiento, alargamiento, fracturación, fallamiento y ascenso de la Cordillera Oriental originada por la tectónica de la orogenia andina, en el Terciario Superior e inicios del Cuaternario.

En la zona del proyecto, predominan las estructuras plegadas y falladas o estructuras imbricadas por fallas de empuje (inversas)

Se observan estructuras de plegamiento: anticlinales y sinclinales asimétricos, en algunos casos, buzantes, doblemente buzantes o con relieve invertido,

Los pliegues frecuentemente están fallados en sus flancos por fallas de empuje (inversas). Algunos pliegues buzantes con fallas perianticlinales o transversales de estiramiento.

Las fallas longitudinales son de tipo inverso (fallas de empuje), de alto buzamiento y rumbo casi norte-sur, cuyos desplazamientos han configurado un estilo tectónico de pliegues y fallas en bloques montañosos, fajas y escamas rocosas.

El estilo tectónico de fallamiento en bloque responde a los levantamientos del basamento Paleozoico por fallas de empuje (inversas), cuyas trazas siguen las faldas de la serranía de Tajzara al poniente y serranía El Cóndor al naciente.

Es evidente que las deformaciones rocosas están relacionadas con la dirección de los esfuerzos, derivados de los movimientos de los bloques paleozoicos de Tajzara y El Cóndor que, por su carácter compresivo y ascenso, han impreso estructuras plegadas y falladas en cizalla en áreas de mayor compresión y estructuras menos complicadas en las de menor compresión.

4.5.4.9 PRESA SAN PEDRITO

La Presa San Pedrito se encuentra ubicada en el sector sudeste de Rumicancha, las aguas embalsadas, se constituyen en el principal aporte a la Presa San Pedrito mediante el río San Pedro.

El río San Pedro, en la zona de la Presa discurre sobre estructuras rocosas, el drenaje se ajusta al rumbo de los estratos, con modificaciones debido a la presencia de fallas regionales y locales que se orientan transversalmente a los pliegues de los estratos.

4.5.4.10 EJE DE PRESA

El sitio de Presa se halla ubicada en el río San Pedro, en una confluencia homoclinal, en cuanto a la estructura rocosa y drenaje, está conformado por rocas de origen sedimentario, donde la litología es diferencial, por una parte el margen izquierdo las rocas pertenecen a una edad Silúrica, con aforamientos de diamictitas y areniscas, hasta la parte media del Río San Pedro, luego cambia a limolitas, lutitas intercaladas con areniscas, pertenecientes al sistema Devónico.

FIGURA 4. 16 EJE DE PRESA SOBRE RÍO SAN PEDRO



El comportamiento estructural, está relacionado a los ajustes y reajustes tectónicos de los estratos y modificados por fallas regionales y locales, en el eje de Presa, el comportamiento estructural responde a los siguientes parámetros:

R: N-S - B: 51° NW

A la altura del eje de la Presa el lecho del Río tiene una orientación de: 65°NE

Un aspecto que es importante tomar en cuenta es la orientación de los estratos, los planos de estratificación se disponen en forma paralela al lecho del Río, lo que podría ocasionar la fuga de agua del embalse, para lo cual será necesario proyectar una Pantalla de Impermeabilización mediante la perforación de pozos y la inyección de los mismos.

FIGURA 4. 17 PLANOS DE ESTRATIFICACIÓN “PARALELOS” A LA DIRECCIÓN DEL RÍO



4.5.4.11 ESTRIBO DERECHO

El estribo derecho está constituido por limolitas, lutitas y areniscas de edad Devónica, el talud es más uniforme con menor ángulo de reposo, se observa a que el mismo es más estable, con estratos menos fracturados

Estructuralmente la margen derecha es una estructura rocosa de muy buena estabilidad, para soportar el embalse de las aguas.

FIGURA 4. 18 ESTRIBO DERECHO TALUD MÁS ESTABLE



En general el talud tiene rocas más compactas y menos fracturadas y diaclasadas.

4.5.4.12 ESTRIBO IZQUIERDO

El estribo izquierdo se caracteriza por presentar por presentar afloramientos de rocas de edad Silúrica, la litología está conformada por diamictitas, intercaladas con areniscas y arenisca cuarcíticas, en general las rocas se encuentran fracturadas y diaclasadas, con

fracturas abiertas, o que se separan los estratos por los planos de estratificación como se indicó anteriormente se constituyen en “camino”, para la fuga de agua debido a que la dirección del Río es casi paralela al Rumbo de los estratos. Los parámetros estructurales del afloramiento son los siguientes:

Rumbo: 21°-30° NE

Buzamiento: 50-70°SE

Dirección del lecho del Río: 25° NE

Las areniscas se presentan en bancos de gran espesor de 0,20-2,00m., fracturadas y diaclasadas y meteorizadas alteradas por el intemperismo y los cambios climáticos.

**FIGURA 4. 19 PLANOS DE ESTRATIFICACIÓN PARALELOS A LA CORRIENTE DE AGUA-
AFLORAMIENTOS DE ARENISCAS FRACTURADAS EN 3 DIRECCIONES**



4.5.4.13 VASO DE ALMACENAMIENTO

El vaso de embalse tiene forma alargada y se ajusta el drenaje de manera homoclinal, el vaso es de tipo estructural controlado longitudinalmente por estratos que forman un potente macizo estructuralmente estable, en ambos sectores de del embalse.

Sobre el lecho aflora la roca “in situ”, compuesta por paquetes de lutitas de color gris intercaladas con bancos de areniscas, dispuestas en dirección transversal y paralelas al flujo del agua.

Existen sectores del lecho donde la roca toma una orientación paralela a la dirección del lecho del Río, los planos de estratificación entre las areniscas y las lutitas, están rellenos de material de arrastre del Río, que durante la época de lluvia es lavado y arrastrado por la fuerte corriente, lo que puede ocasionar la filtración de agua en profundidad.

En general se puede indicar que el vaso de almacenamiento presenta afloramientos de areniscas, diamictitas estratificadas en casi en toda su extensión, lo que da seguridad y estanqueidad a la obra a proyectarse, debido que las condiciones de filtración de agua son mínimas tomando en cuenta la calidad de roca existente.

FIGURA 4. 20 VASO DE ALMACENAMIENTO, CON MATERIAL ALUVIAL Y TERRAZAS ALUVIALES



4.5.4.14 CONCLUSIONES

La zona de estudio, vaso de embalse y sitio de Presa se encuentra en la Provincia Geológica de la Cordillera Oriental, donde afloran rocas que pertenecen al Silúrico, Devónico y Cuaternario.

Las estructuras rocosas, están afectadas por el tectonismo regional y plegamiento del Sub-Andino, causando fallas, fracturas, diaclasas, reflejando una geomorfología ondulada y abrupta adecuada a los pliegues estructurales.

Como resultado de los trabajos de campo se puede indicar que existe roca “in situ” consolidada, tanto en los lechos como en los estribos de las tres Presas, dispuesta en capas estratificadas, en los estribos la roca adopta una posición concordante a la estratificación general y disposición casi paralela en el lecho a la dirección del flujo del agua en especial en la Presa San Pedro.

En la zona del proyecto afloran rocas que pertenecen a los sistemas Cuaternario, Devónico, Silúrico y Ordovícico, de origen sedimentario.

La zona de estudio ha estado sujeto a intensas actividades tectónicas, con dominio interandinos, donde se reflejan cabalgamientos, y fallas regionales de tipo inverso, que han afectados a las estructuras del proyecto de San Pedrito.

Desde el punto de vista geológico no existen problemas que pudieran impedir la construcción de las Presas, se deberá lograr la estanqueidad de la roca en los ejes de las Presa para evitar filtraciones y garantizar la utilidad de las obras a ejecutarse.

Debido a las condiciones actuales de falta de caminos de acceso para movilidades, a los sitios de la Presa de San Pedro, se hace imposible ejecutar perforaciones a diamantina, sobre los ejes de ambas Presas, razón por la cual para poder conocer el subsuelo en los ejes de las Presas será necesario realizar investigaciones a través de métodos sísmicos o tomografías eléctricas, para tener una apreciación de la profundidad del material aluvial y rocas meteorizadas, lo cual podrá proporcionar una estimación de la profundidad de excavación y determinar el nuevo perfil del eje en ambas Presas.

4.5.4.15 RECOMENDACIONES

Se recomienda que durante la etapa de construcción de la Presa San Pedrito, previamente se ejecuten Perforaciones a Diamantina, tanto en el eje de la Presa, como en los estribos (4-6 pozos, ubicados en el lecho y en ambos estribos).

La zona de fundación de las Presas aparentemente no tienen problemas naturales que produzcan filtraciones del agua a través del sustrato, sin embargo será necesario certificar esta situación mediante las perforaciones y ensayos de permeabilidad previamente a la construcción de las Presas.

Los pozos a ejecutarse sobre los ejes de las Presas y estribos, deben tener una profundidad mínima de la altura de coronamiento de la Presa, en los pozos se deben realizar pruebas de permeabilidad entre 3,00-a 5,00 m de profundidad, mediante Ensayos Lugeón, asimismo se debe realizar la descripción litológica de los testigos de perforación, el grado de determinación del RQD(determinación de la calidad de la roca),porcentaje de recuperación de testigos de roca, grado de alteración, meteorización, la densidad de las fracturas, con la finalidad de diseñar una Pantalla de Impermeabilización en el eje de la

Presas si fuera necesario, para evitar la fuga del agua embalsada a través del material aluvial o también por los planos de más débiles desde el punto de vista litológico.

En la San Pedrito, el rumbo de los estratos es casi coincidente con el lecho de ambas Presas, por lo tanto se sugiere que en la etapa de construcción, previamente se rellene con hormigón pobre todas las fracturas abiertas en ambos ejes, luego se programen perforaciones inclinadas, que permitirán atravesar varias capas de roca para poder rellenar los planos de estratificación y fisuras existentes en las rocas.

4.6 TOMOGRAFÍA DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA

4.6.1 UBICACIÓN DEL PERFIL

El área de prospección geofísica, se encuentra a 25 kilómetros al Norte de la Ciudad de Tarija, la línea está ubicada transversalmente al curso de una Quebrada y perpendicular al rumbo de las estructuras, con una topografía accidentada y fuertes pendientes, corresponde con el ámbito de las del interandino y andino, afectada por intensos procesos tectónicos que ha dado lugar a fallas geológicas y plegamiento de las rocas del paleozoico, están conformadas por gruesos paquetes de areniscas cuarcíticas bien consolidadas y paquetes Pelíticos con lutitas y limolitas, con presencia de juegos de diaclasas producidas por los efectos tectónicos mencionados. En el cuadro a continuación, se muestra las coordenadas UTM del punto inicial y final de la línea levantada, para su posterior ubicación en terreno y en mapas.

CUADRO 4. 64 COORDENADAS UTM WGS 84

PERFIL	Punto inicial		Punto central		Punto final	
	Este	Norte	Este	Norte	Este	Norte
PERFIL 1	329949	7629075	330050	7629076	330184	7629075

FIGURA 4. 21 IMAGEN SATELITAL DE LA UBICACIÓN DEL PERFIL



4.6.2 PRINCIPIOS TEÓRICOS DEL MÉTODO GEOFÍSICO

El método geofísico geo-eléctrico de Tomografía de Resistividad Eléctrica ERT consiste en una técnica de relevamiento Geofísico, que nos permite obtener mediciones de la respuesta eléctrica del subsuelo, como la resistividad eléctrica, Polarización inducida, Potencial espontáneo, ampliando con estos parámetros el espectro de investigaciones del subsuelo y sus aplicaciones. Se aplican con mayor eficacia que los métodos convencionales como los Sondeos Eléctricos Verticales, Georadar, que no permiten su aplicación en áreas con topografía irregular y geológicamente complejas. Esta técnica consiste en obtener lecturas de resistividad de campo, por medio de un arreglo tetra-electródico reducido determinado por una separación de electrodos constante a lo largo del perfil de tal manera de obtener una sección o corte a distintos niveles de profundidad. Los resultados del procesamiento son graficados en Secciones o Pseudo-secciones de resistividades aparentes y calculadas.

El número o cantidad de medidas y el espaciamento son determinantes en la resolución y profundidad de investigación, así el método de tomografías de resistividad eléctrica, requiere de una gran cantidad de datos con el menor espaciamento que permita corregir las variaciones laterales y también la medidas tomadas generen varios rangos de profundidad. Los resultados finales consisten en gráficos o secciones distancia profundidad, con

distribución real de valores de resistividad del subsuelo que permita una fácil comprensión en términos geológicos geotécnicos.

4.6.3 METODOLOGÍA DE TRABAJO

4.6.3.1 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL EQUIPO DE GEOFÍSICA

RESISTIVIMETRO ARES G-4

Transmisor

Potencia 300W (ARES-G4)

Corriente 2.0 A (ARES G-4)

Voltaje 10 – 550 V (1100 Vp-p)

Protección electrónica

Precisión 0.1%

Receptor

Impedancia de entrada 20 MΩ

Rango de voltaje de entrada ±5 V

Filtro de frecuencia 50 o 60 Hz

Precisión 0.1%

Accesorios

Jabalinas de acero inoxidable

2 rollos de multicables de 235 metros de longitud

2 pares de radios portátiles

1 Caja adaptadora de multicables pasivos

2 baterías de 12v 75 A

1 GPS portátil GARMIN

4.6.3.2 ADQUISICIÓN DE DATOS

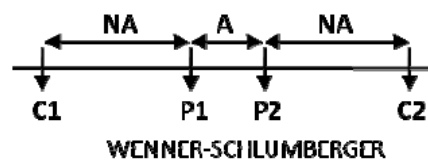
Los trabajos de adquisición de datos geofísicos de campo, se llevó a cabo el 27 de Abril de 2012, sobre una línea con dirección aproximada E-O en la parte frontal de la Presa proyectada, de longitud en terreno de 235 metros con 48 electrodos con espaciamiento de 5 metros, utilizando el arreglo electródico Wenner-Schlumberger, por sus características favorables en terrenos geológicamente complejos, se ha realizado el levantamiento topográfica de la línea en forma simultánea, Se ha utilizado electrodos de acero inoxidable

y una solución saturada de sulfato de cobre para mejorar el contacto con los terrenos resistivos. Durante el proceso de lecturas no se ha observado ruido electromagnético externo que hayan producido datos erráticos, sin embargo se han obtenido datos con error debido a los cambios de litología y presencia de capas superficiales altamente resistivos. Los datos de topografía han sido proporcionados oportunamente por el cliente para el procesamiento.

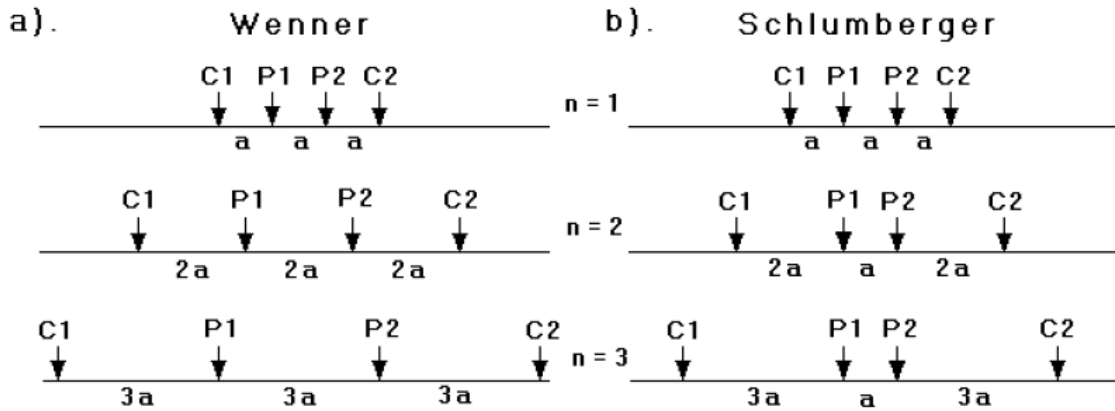
4.6.3.3 CONFIGURACIÓN ELECTRÓDICA

Se ha aplicado en el presente trabajo de geofísica, el dispositivo electródica Wenner-Schlumberger, que consiste en una configuración híbrida entre los dispositivos Wenner y Schlumberger, cuyo conjunto es notablemente más sensible en estructuras horizontales y verticales, se aplica convenientemente en zonas donde se espera ambos tipos de estructuras geológicas permitiendo obtener datos con buena resolución y definición en sentido horizontal y vertical. Esquemáticamente, el dispositivo Wenner-Schlumberger consiste en lo siguiente:

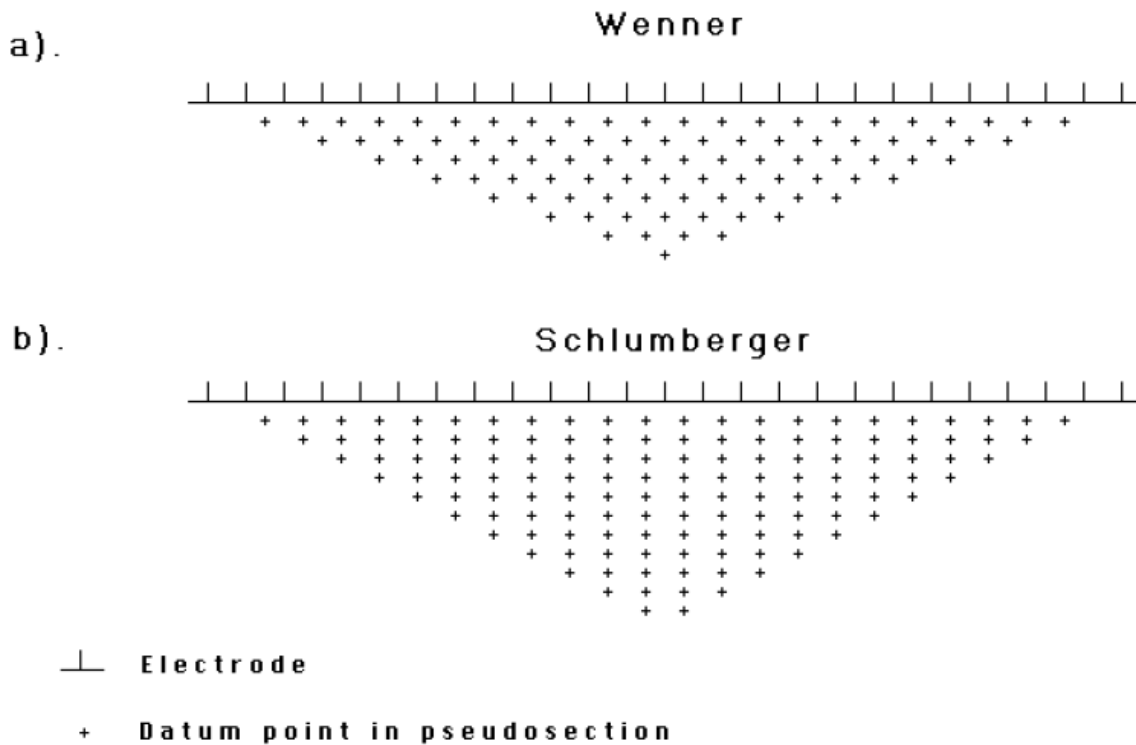
FIGURA 4. 22 ESQUEMA DEL DISPOSITIVO WENNER-SCHLUMBERGER



Dónde: C1 y C2 son los electrodos de emisión de corriente, P1 y P2, electrodos de potencial, A separación entre electrodos, NA nivel de medición.



En los pasos utilizados por a) Wenner y b) Wenner-Schlumberger se observa el incremento de la profundidad.



La configuración de los puntos en las Pseudo-secciones para a) Wenner y b) el arreglo Wenner-Schlumberger.

4.6.3.4 PROCESAMIENTO E INTERPRETACIÓN

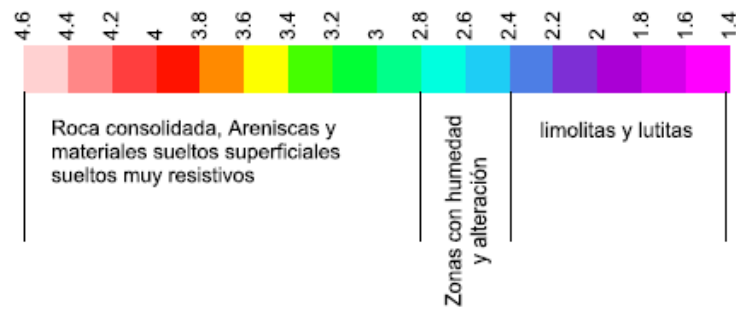
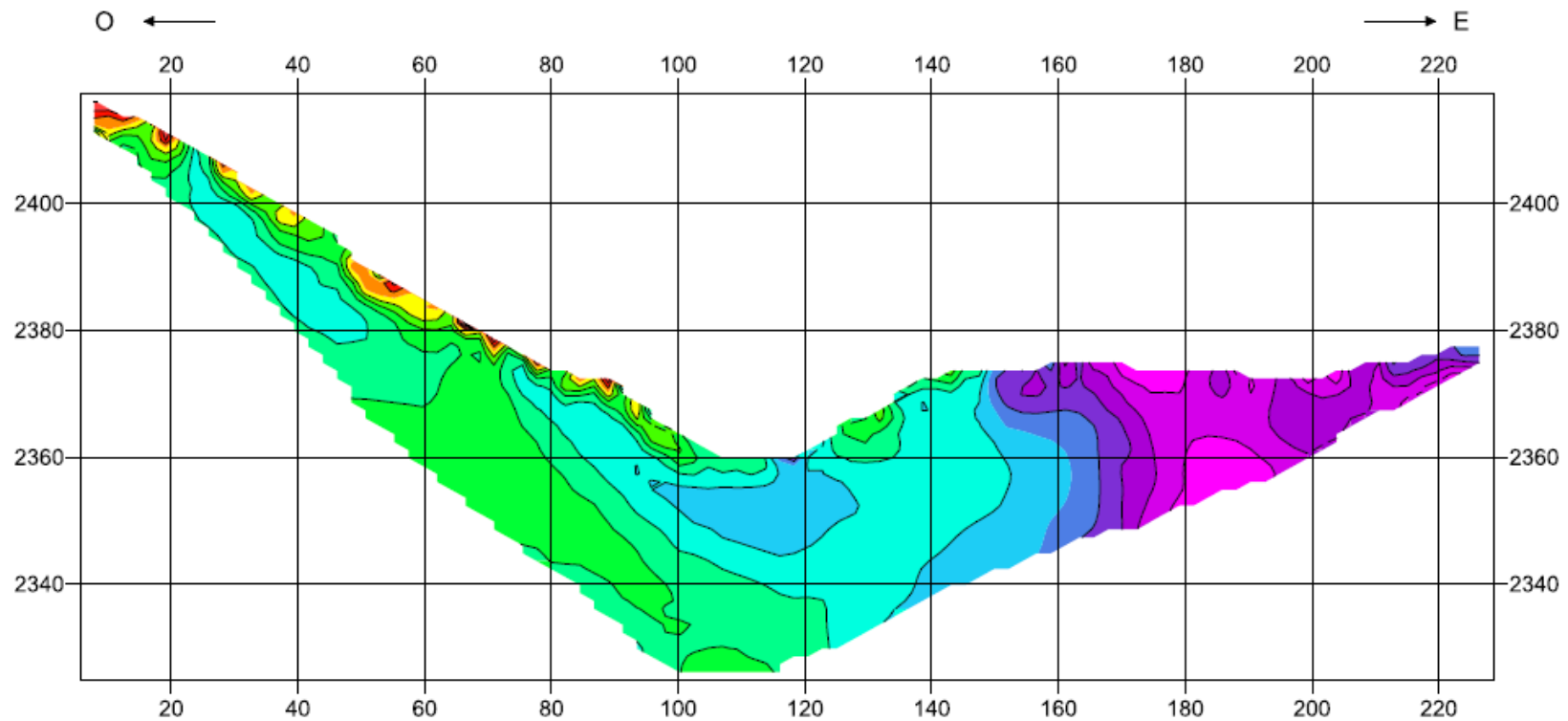
Los datos geofísicos crudos de campo, han sido procesados mediante programas de computación especializados con datos de topografía de la línea, y efectuar las inversiones con diferentes métodos hasta obtener un modelo coherente, que se adecue a las condiciones reales con el menor índice de error. Por el alto contraste de resistividades debido a las

variaciones de litología, se ha efectuado las inversiones reduciendo el espacio de electrodos a 2.5m con la finalidad de eliminar datos erróneos, luego de obtener un modelo matemático que coherente que refleje de mejor manera las características litológicas y estructurales del subsuelo, se procede a la interpretación, atribuyendo una característica litológica relacionada a un rango de valores de resistividad, que nos permitirá identificar las características litológicas y la distribución las características estructurales de las rocas del substrato.

4.6.4 REPRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS

A partir de los resultados de la Tomografía eléctrica se han generado gráficos de imágenes de resistividad del modelo obtenido en 2D, con atribución litológica o perfil geológico interpretado, perfil con las zonas de filtración de agua y alteración de la roca, que permiten visualizar claramente las condiciones litológicas y estructurales en profundidad, asimismo un perfil del modelo de resistividad obtenido de la inversión con resistividad verdadera como base para las interpretaciones realizadas.

FIGURA 4. 23 PERFIL DE MODELO DE RESISTIVIDAD CALCULADO CON TOPOGRAFÍA




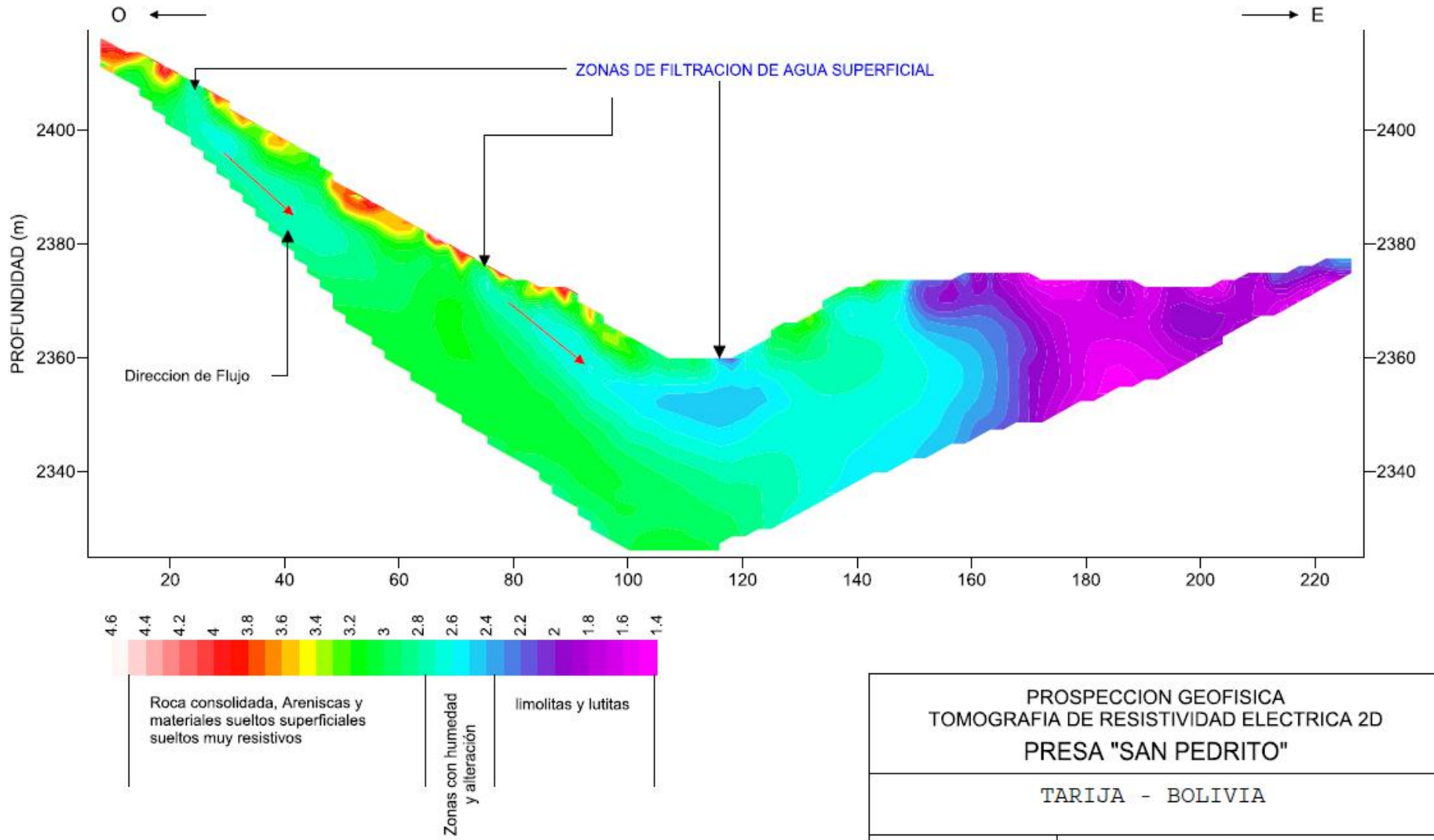
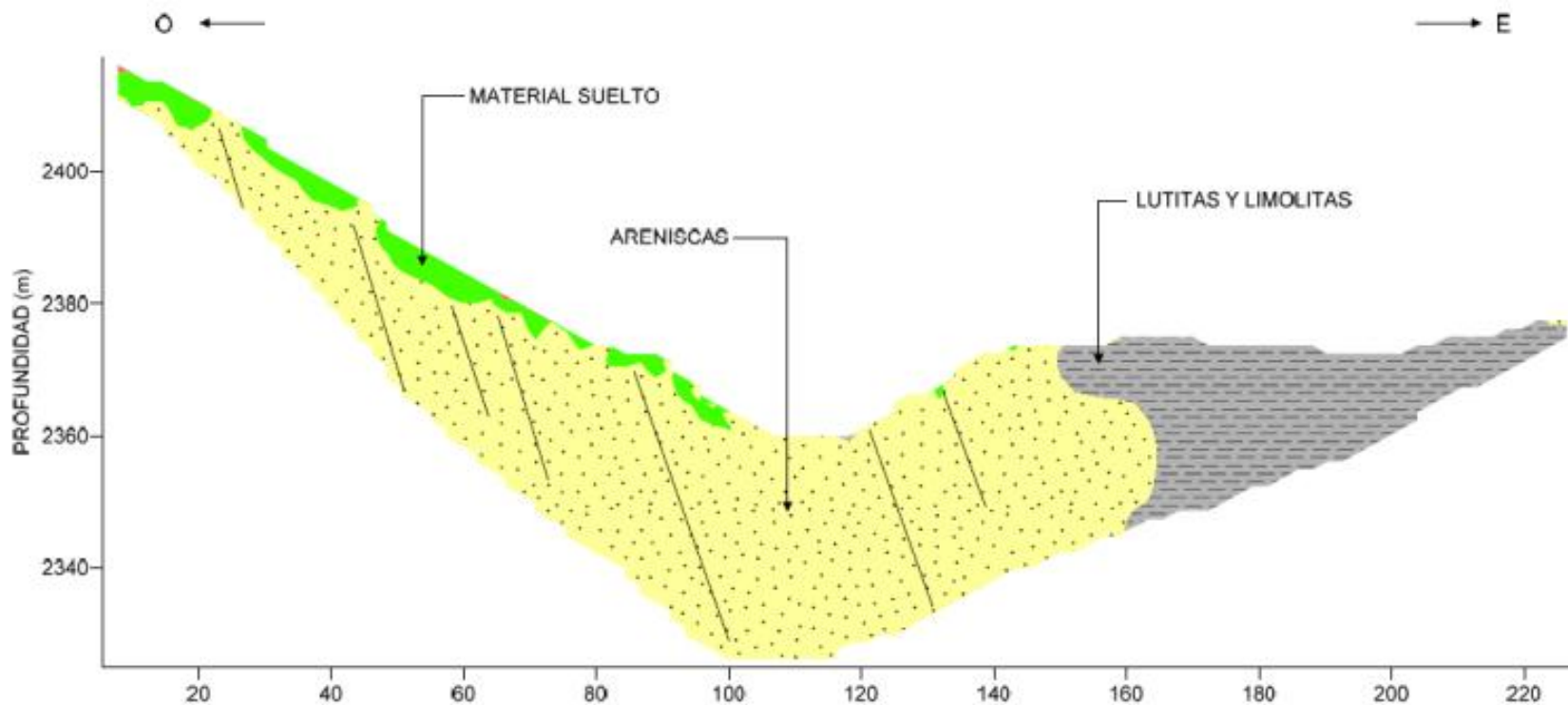
PROSPECCION GEOFISICA TOMOGRAFIA DE RESISTIVIDAD ELECTRICA 2D PRESA "SAN PEDRITO"	
TARIJA - BOLIVIA	
04/2012	

Figura 4. 24 Perfil con zonas de infiltración de agua con posible alteración de la Roca



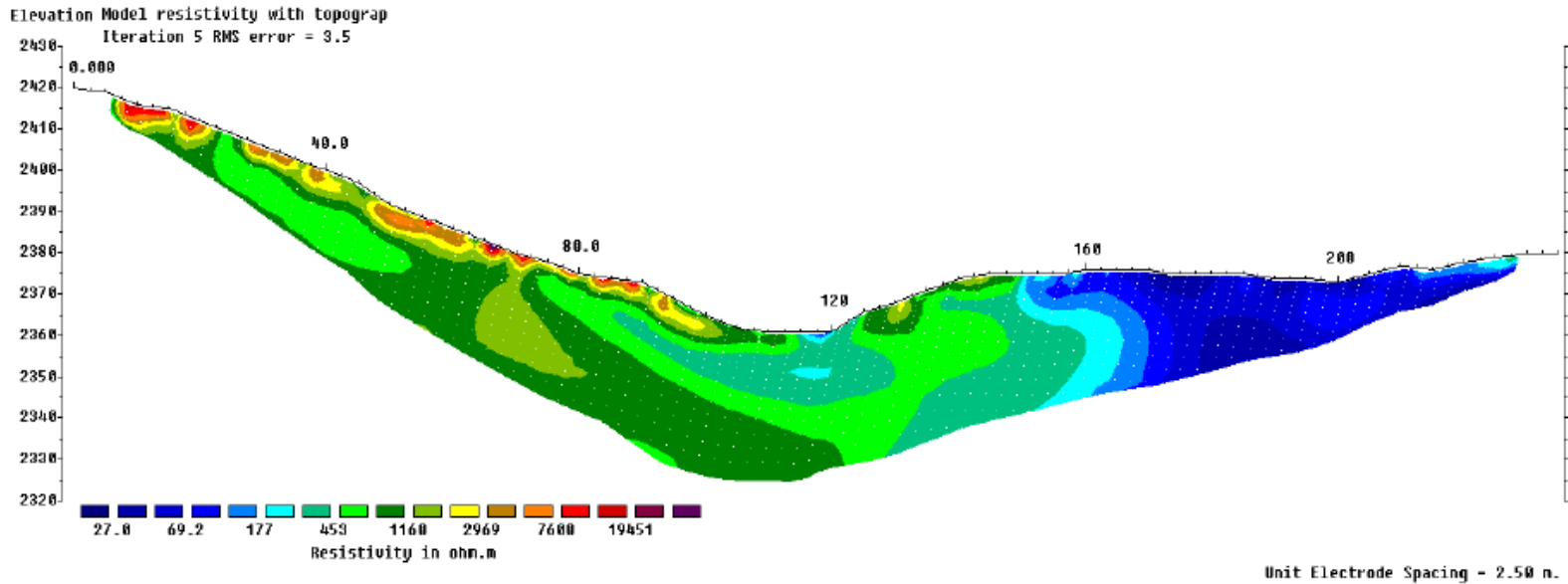
<p>PROSPECCION GEOFISICA TOMOGRAFIA DE RESISTIVIDAD ELECTRICA 2D PRESA "SAN PEDRITO"</p>	
<p>TARIJA - BOLIVIA</p>	
<p>04/2012</p>	

FIGURA 4. 25 SECCIÓN GEOLÓGICA INTERPRETADA



PROSPECCION GEOFISICA TOMOGRFIA DE RESISTIVIDAD ELECTRICA 2D PRESA "SAN PEDRITO"	
TARIJA - BOLIVIA	
04/2012	

FIGURA 4. 26 PERFIL CON MODELO DE RESISTIVIDAD CALCULADO CON RESISTIVIDADES VERDADERAS



Horizontal scale is 13.67 pixels per unit spacing
Vertical exaggeration in model section display = 0.60
First electrode is located at 0.0 m.
Last electrode is located at 235.0 m.

PROSPECCION GEOFISICA
TOMOGRAFIA DE RESISTIVIDAD ELECTRICA 2D
PRESA "SAN PEDRITO"

TARIJA - BOLIVIA

04/2012

FRACTAL
Ingeniería & Servicios

4.6.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los resultados obtenidos reflejan las características litológicas y condiciones estructurales en profundidad alcanzando aproximadamente 35 metros en la parte central de la sección, con una longitud medida en terreno de 235 metros, la sección refleja valores elevados de resistividad debido a la presencia de rocas consolidadas, se observa parcialmente estratificación de las capas y el contacto con diferente tipo litológico por el alto contraste de resistividad, asimismo las zonas con saturación de agua con alteración, el Perfil 1 permite realizar una evaluación de las condiciones de las rocas del substrato.

4.6.6 DESCRIPCIÓN DE LOS RESULTADOS

El perfil 1 ubicado en el área del proyecto de construcción de la Presa, ha sido emplazado de E a O sobre areniscas consolidadas desde y parte sobre litología Pelítica al Este. El Perfil 1 tiene una longitud de 235m con una profundidad de investigación máxima de 35 metros aproximadamente y mínima de 1.25 metros, presenta resistividades en un rango de 27 a 10000ohm.m. Los valores mayores en tonos de rojo corresponden con rocas superficiales probablemente sueltas y secas alteradas por intemperismo, con tonos azul es el área que corresponde con una litología de intercalación de Limolitas y Lutitas, los tonos verde están relacionados con resistividades altas correspondientes a areniscas consolidadas y con colores celeste y verde claro las zonas con presencia de humedad, relacionadas con zonas de infiltración de agua desde superficie a través de diaclasas y planos de estratificación.

4.7 OFERTA Y DEMANDA DE AGUA

4.7.1 OFERTA DE AGUA

4.7.1.1 OFERTA MENSUAL DE AGUA DE LA FUENTE

Anteriormente se determinaron los aportes de los caudales medios mensuales de la Cuenca, según procedimiento explicado, en el presente trabajo, obteniéndose valores que se mostraran en el cuadro de oferta de riego

En el cual se puede observar los valores de los caudales de la oferta regulada en la Presa de acuerdo a las demandas proporcionadas en la propuesta agrícola realizada

CUADRO 4. 65 OFERTA DE RIEGO

	l/s	m ³
Enero	0.000	0.00
Febrero	0.000	0.00
Marzo	0.200	518.40
Abril	18.600	48211.20
Mayo	7.200	18662.40
Junio	8.000	20736.00
Julio	13.100	33955.20
Agosto	28.400	73612.80
Septiembre	40.000	103680.00
Octubre	41.000	106272.00
Noviembre	17.000	44064.00
Diciembre	3.200	8294.40

4.7.2 DEMANDA DE AGUA

4.7.2.1 DEMANDA DE AGUA DEL MÓDULO AGRÍCOLA

4.7.2.1.1 CÉDULA DE CULTIVOS BAJO RIEGO

En forma conjunta con los beneficiarios, se llegó a establecer los cultivos para los diferentes períodos en el año agrícola, tomando en cuenta las prácticas de rotación y el uso sostenible del suelo, obteniendo de esta manera el modelo de finca para una hectárea.

Por otro lado se tiene la ventaja, que los productores conocen y tienen suficiente práctica en el manejo técnico y de mercadeo de los productos que se contemplan en la cédula de cultivos para la fase de operación del proyecto.

La cédula adoptada, está compuesto por: Maíz grano, maíz choclo, papa miská o temprana, papa tardía, arveja en verde, hortalizas menores, alfalfa como forraje, y frutales principalmente como la vid, durazno y manzano.

El actual uso de la tierra está adecuado a los patrones culturales y tradicionales. Las condiciones de clima y suelos permiten lograr un desarrollo normal de los diferentes cultivos y un mejoramiento substancial con el establecimiento del proyecto.

La utilización de la oferta de agua será optimizada, ya que contará con la infraestructura de riego, con una obra de regulación del recurso hídrico mediante una Presa, la construcción

del sistema de conducción que en su mayoría serán tuberías de presión y algunos canales de distribución del riego, así como la construcción de los partidores (compuertas), medidores y otras obras de arte para dotar de agua a las parcelas de riego.

Por otra parte, a través del asesoramiento técnico a los usuarios, la aplicación de agua a sus parcelas deberá ser eficiente.

CUADRO 4. 66 CÉDULA DE CULTIVOS

		INVIERNO					VERANO					TOTAL		
		J	J	A	S	O	N	D	E	F	M		A	M
1	Maíz grano						16	16	16	16	16	16		16
2	Maíz choclo			5	5	5	5	5						5
3	Papa temprana			11	11	11	11							11
4	Papa tardía							13	13	13	13	13	13	13
5	Arveja en verde								8	8	8	8	8	8
6	Hort. menores							9	9	9				9
7	Alfalfa	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
8	Vid	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
9	Durazno	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
10	Manzano	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	T O T A L	30	30	46	46	46	62	73	76	76	67	67	51	92

4.7.2.1.2 CALENDARIO DE CULTIVOS

El calendario de cultivos fue elaborado con la guía de un Ingeniero Agrónomo, quedando establecido de la siguiente manera:

CUADRO 4. 67 CALENDARIO DE CULTIVOS

Nº	Cultivo (Has)	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY
1	Maíz grano						S					C	
2	Maíz choclo			S				C					
3	Papa temprana			S			C						
4	Papa tardía							S					C
5	Arveja en verde								S				C
6	Hort. menores							ST		C			
7	Alfalfa	CR		B		CR		CR		CR		CR	
8	Vid			B	B						C	C	
9	Durazno			B	B						C	C	
10	Manzano			B	B						C	C	

FUENTE: Elaboración propia,

Simbología: S = Siembra, T = Trasplante, C = Cosecha, CR = Corte, B = Brotación.

4.7.2.1.3 REQUERIMIENTOS NETOS DE RIEGO

Para el cálculo de requerimientos netos de riego para cultivos, en primer término se ha definido la cédula de cultivos para el proyecto, y luego calcular la Evapotranspiración Potencial (ETp), los Coeficientes de Cultivo (Kc), la Evapotranspiración Real de los Cultivos (ETC) y la Precipitación Efectiva (Pe), tal como se puede ver en la planilla del ABRO versión 3.1 y como se explica a continuación.

El cálculo, se realizó aplicando el programa ABRO 3.1, del Vice Ministerio de Desarrollo Rural MACA. Dirección de Riego y Suelos, cuyos componentes arrojan directamente los resultados de la evapotranspiración/día en función de datos proporcionados, temperaturas medias mínimas y máximas y la humedad relativa, el cálculo se efectúa mediante el método Penman Monteith, los resultados del ABRO se encuentran en el ANEXO-3 pag. 1. En la zona del proyecto para los efectos del cálculo se ha tomado como referencia las estaciones meteorológicas de Sella Quebradas

Los resultados obtenidos se presentan en el siguiente cuadro:

CUADRO 4. 68 CÁLCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL (MM/DÍA) (MÉTODO PENMAN MONTEITH)

	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO
ETP	2,96	3,30	4,34	4,92	4,94	5,23	4,55	4,19	4,10	3,71	3,38	2,93

FUENTE: Elaboración propia sobre la base del ABRO 3.1.

4.7.2.1.4 COEFICIENTE DE CULTIVO (Kc)

La zona cuenta con coeficientes de cultivo (Kc) determinados experimentalmente por el PRONAR. Los valores utilizados para el cálculo de la evapotranspiración real (ETR) corresponden a valores ya incorporados en el paquete ABRO 3.1, por lo que los resultados corresponden a los datos ya procesados en función de la cédula de cultivos y el ciclo de estos que también ya se encuentran inmersos en el paquete. En función a estos datos introducidos en el paquete, se han obtenido los valores que se muestran a continuación:

CUADRO 4. 69 PERÍODO VEGETATIVO Y COEFICIENTE DE CULTIVO

CULTIVO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO
Maíz grano						0,24	0,41	0,80	1,08	1,03	0,80	
Maíz choclo			0,24	0,41	0,80	1,08	1,03					
Papa precoz			0,24	0,74	1,02	0,48						
Papa tardía							0,24	0,74	1,02	0,75	0,61	0,48
Arveja verde								0,41	0,78	1,15	1,05	
Hortalizas menores							0,38	1,00	0,90			
Alfalfa	0,82	0,67	0,71	1,09	1,13	0,70	1,14	1,15	0,63	0,83	1,07	0,66
Vid	0,00	0,00	0,45	0,60	0,70	0,70	0,70	0,65	0,50	0,30	0,00	0,00
Durazno	0,00	0,00	0,55	0,95	1,05	1,15	1,15	1,15	1,10	0,90	0,58	0,00
Manzano	0,00	0,00	0,50	0,75	0,95	1,00	1,00	0,95	0,90	0,85	0,70	0,00

FUENTE: Elaboración propia sobre la base del ABRO 3.1.

4.7.2.1.5 EVAPOTRANSPIRACIÓN REAL

La Evapotranspiración real (ETR) para los cultivos programados se determinó sobre la base de la ETP y el Kc estimado para la región, estos coeficientes ponderados de Kc de

cada mes se multiplica por valores de evapotranspiración potencial, como la ecuación siguiente:

$$ETR = Kc * ETp$$

Dónde:

ETR = Evapotranspiración real.

Kc = Coeficiente de cultivo ponderado para cada mes.

ETp = Evapotranspiración potencial.

La Evapotranspiración Real (ETR) por mes tomando en cuenta la cédula de cultivos, se determinó mediante la ETp y el Kc ponderado de los cultivos considerados por cada mes. Los resultados se encuentran en el siguiente cuadro:

CUADRO 4. 70 EVAPOTRANSPIRACIÓN REAL POR MES (MM/MES)

	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO
ETR	147.51	249.27	512.09	664.18	874.83	894.75	760.14	816.04	798.33	515.76	418.65	104.54

FUENTE: Elaboración propia sobre la base del ABRO 3.1.

4.7.2.1.6 PRECIPITACIÓN EFECTIVA

La precipitación efectiva (75%) se determinó aplicando el paquete ABRO 3.1, en base a los datos de la precipitación de la Estación climatológica de Sella Quebradas, instalado y administrado por SENAMHI, que tiene información registrada desde 1964 hasta la actualidad. Para la determinación de la precipitación efectiva (Pef), se empleó el método del porcentaje fijo de precipitación, de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$Pef = a * Prec$$

Dónde:

Pef = Precipitación efectiva mensual en mm/mes.

a = Porcentaje fijo en función a la escorrentía y percolación profunda que se tienen.

Normalmente las pérdidas son de 10 a 30 %, por tanto, "a" se estima entre los

valores de 0.7 a 0.9. En el caso presente se adoptó el valor de 0.75 por ajustarse más a las condiciones de la zona del proyecto.

Prec = Precipitación media mensual en mm/mes.

La región se caracteriza por aportar parte de la demanda de agua en forma de lluvia, cuyos volúmenes varían mes a mes y de año en año, luego es necesario calcular el valor de la precipitación mensual al 75 % de persistencia o precipitación confiable, que es el 75% de probabilidad de ocurrencia (seguridad de presentarse 3 de cada 4 años), los datos de precipitación utilizadas son de la estación climatológica de Sella Quebradas. Los resultados obtenidos en el ABRO 3.1 desarrollada por PRONAR, se presenta en el siguiente Cuadro:

CUADRO 4. 71 PRECIPITACIÓN EFECTIVA

	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	TOTAL
Prec.	4,30	2,40	8,20	20,00	53,70	134,60	180,90	244,10	235,50	186,60	58,70	8,40	1137,40
P. ef.	0,00	0,00	0,00	3,75	29,03	89,70	124,43	171,83	165,38	128,70	32,78	0,00	745,58

FUENTE: Elaboración propia sobre la base del ABRO 3.1.

4.7.2.1.7 DEMANDA NETA O CONSUMO TEÓRICO

Representa la demanda exacta de agua que requiere un cultivo en un período de tiempo dado. Se obtiene restando la precipitación efectiva (Pe) de la evapotranspiración real (ETR).

$$\mathbf{Dn = ETR - Pef}$$

Dónde:

Dn = Requerimiento de riego mensual del cultivo, en mm/mes.

ETR = Evapotranspiración mensual del cultivo, en mm/mes.

Pef = Precipitación efectiva mensual en mm/mes.

Para transformar a metro cúbico por hectárea, se multiplica por 10 los valores encontrados, toda vez que un milímetro de altura de agua equivale a 10 m³/ha. Los resultados obtenidos en el paquete ABRO 3,0, se presentan a continuación:

CUADRO 4. 72 DEMANDA NETA O REQUERIMIENTO NETO (DN EN MM)

	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	TOTAL
Dn	46.86	78.24	81.2	110.44	116.26	34.94	5.84	0	0	0.54	48.38	48.43	571.13

FUENTE: Elaboración propia sobre la base del ABRO 3.1.

4.7.2.1.8 DEMANDA DE CAUDALES NETOS

Cuadro 4. 73 Demanda neta total y unitaria (l/s) y (l/s/ha)

	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	TOTAL
Dn	3.98	6.43	13.95	19.6	19.97	8.36	1.59	0	0	0.1	9.33	3.25	
Du	0.18	0.29	0.3	0.43	0.43	0.13	0.02	0	0	0	0.19	0.18	2.16

FUENTE: Elaboración propia sobre la base del ABRO 3.1.

4.7.2.1.9 EFICIENCIA TOTAL DEL SISTEMA DE RIEGO

La eficiencia del sistema de riego mejorado y bajo condiciones con proyecto, de acuerdo a la experiencia en sistemas de riego similares al proyectado, está previsto un 90% para la eficiencia de captación y 90% para el sistema de conducción principal.

La eficiencia de distribución parcelaria se estableció en 95%.

La eficiencia de aplicación del agua, en sistemas similares de acuerdo a trabajos de investigación realizados a escala nacional a cargo de un experto en riegos de la FAO, reportó eficiencias de aplicación entre 40 a 80%.

Sin embargo, la zona del proyecto tiene tradición en riego y los usuarios operan pequeños sistemas de micro riego donde manejan el agua con buen criterio; además que el riego se realizara por goteo u aspersion, por lo cual se puede considerar que la eficiencia de aplicación puede alcanzar a un 95% aproximadamente.

Bajo estos parámetros, se obtiene una eficiencia total de sistema en 73.10%, lo cual se considera racionalmente alcanzable y sobre todo conservador.

La forma de riego esperada a ejecutar en el proyecto, es la que actualmente utilizan en los sistemas precarios que tiene la Comunidad que ha sido aplicada desde muchos años atrás, sin haberse observado modificación alguna.

Los problemas presentados en los últimos años, en los sistemas de micro riego existentes se resumen en el escaso caudal natural que llega a tener el Río en la época de mayor demanda, con caudales insuficientes para regar las áreas sembradas.

Llegando incluso a situaciones donde falta el agua para la gran parte del área preparada y sembrada, teniéndose un caudal que llega a las parcelas que no satisface la programación prevista y no llena los requerimientos de los cultivos.

Por tanto se tiene que observar dos aspectos para solucionar el problema del agua para el sistema de riego proyectado:

1. Aprovechar los recursos hídricos de la Cuenca del Río San Pedro, mediante una Presa de regulación con dimensiones adecuadas para regular agua necesaria en estiaje, y con un vertedor de excedencias adecuado para las crecidas extraordinarias del mismo.
2. Respetar los derechos de agua que tiene todas las Comunidades, de acuerdo a la legislación local y nacional.

Al solucionar el problema del agua se podrá aprovechar eficientemente los recursos potenciales de la zona (suelo, clima y cultivos), que son excepcionales, de modo que se puedan lograr altos rendimientos en cosechas, y por ende mayores beneficios económicos y sociales para los agricultores de la zona. La eficiencia de aplicación tomará el valor de 73.10%, valor factible de lograrse, al cual los usuarios deberán aspirar a llegar mediante el manejo adecuado del agua. En estas circunstancias la eficiencia de riego total será:

$$\mathbf{Eft = Efp*Efc*Efa*Efd}$$

$$\mathbf{Eft = 0.90*0.90*0.95*0.95 = 73.10\%}$$

Dónde:

Eft = Eficiencia de riego total.

Efp = Eficiencia de captación.

Efc = Eficiencia de conducción.

Efd = Eficiencia de distribución.

Efa = Eficiencia de aplicación.

4.7.2.1.10 DEMANDA BRUTA O REQUERIMIENTO DE RIEGO BRUTO (LÁMINA BRUTA)

La dotación de agua a las parcelas de cultivo en l/s/ha, se determina de la relación entre la necesidad de riego de los cultivos y la eficiencia del sistema. Los cálculos se realizaron solo para la situación con proyecto, una vez implementadas las obras proyectadas. Estos datos vienen de la relación entre la necesidad de riego de los cultivos y la eficiencia del sistema por captación, conducción, distribución y aplicación al nivel de área de riego o parcela estimada en 73.10% para la situación con proyecto. En el análisis de la eficiencia de riego se consideró el método de riego por gravedad en surcos, partiendo de la forma de manejo del agua al nivel de parcela y la experiencia de los agricultores en la práctica del riego.

La demanda de agua de riego del proyecto, según el total de la superficie a regar en invierno y verano, está satisfecha con el volumen de agua regulada en función de la demanda. Los incrementos en la eficiencia del sistema de riego provienen de:

- Construcción de una Presa de regulación, que captará el agua para todo el sistema, estará fundada en el estrato rocoso, y entregará el agua mediante una obra de toma que esta empotrado dentro de la Presa con un sistema de válvulas mariposa.
- Construcción del sistema de conducción principal en base a una red de tuberías, obras de distribución y obras de arte.

La determinación de las demandas brutas, se realizó mediante la ecuación siguiente:

$$\mathbf{Db = Dn*100/EA}$$

Dónde:

Db = Demanda unitaria bruta al nivel de parcela (m3/ha)

Dn = Demanda unitaria neta al nivel de parcela (m3/ha)

EA = Eficiencia de aplicación de riego (73.10%). Método riego localizado de alta frecuencia. Según SCS de EE.UU.

CUADRO 4. 74 DEMANDA BRUTA DE RIEGO (DB) (MM), DEMANDA TOTAL DE RIEGO (DT) (L/S)

	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	TOTAL
Db	64.1	107.03	111.08	151.08	159.03	47.79	7.99	0	0	0.74	66.18	66.25	781.28
Dt	5.44	8.79	19.08	26.81	27.31	11.43	2.18	0	0	0.14	12.77	4.45	118.4

FUENTE: Elaboración propia sobre la base del ABRO 3.1.

4.7.2.1.11 CAUDAL UNITARIO CONTINUO

Responde a la ecuación siguiente:

$$q = Db \cdot 1000 / n \cdot h \cdot 3600 \text{ seg}$$

Dónde:

q = Caudal unitario continuo/mes de máxima demanda a nivel de parcela (l/s/ha).

Db = Demanda unitaria bruta (m³/ha.).

n = Número de días del mes a regar.

h = Número de horas del día a regar.

CUADRO 4. 75 CAUDAL UNITARIO CONTINUO (Q) (L/S/HA)

	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	TOTAL
Q	0.25	0.4	0.41	0.58	0.59	0.18	0.03	0	0	0	0.26	0.25	2.96

De acuerdo a los resultados obtenidos, la demanda máxima corresponde al mes de octubre con 0,8 l/s/ha, siendo este el caudal entregado en parcela, considerando una eficiencia de captación, conducción y distribución de 73.10% y toma en cuenta las 24 horas de riego. El mayor caudal continuo necesario para los cultivos propuestos con el proyecto es de 27.31 l/s para las 46 has bajo riego en ese mes, con un tiempo de riego de 24 horas.

4.7.3 ANÁLISIS DEL BALANCE HÍDRICO

De acuerdo al balance hídrico se muestra que existe un déficit hídrico, porque la Evapotranspiración es mayor frente a la precipitación en todos los meses del año. Este déficit muestra la necesidad de un riego integral para los diferentes cultivos.

Sin proyecto Las Comunidad utiliza el agua para riego del caudal natural del Río San Pedro, siendo la demanda actual mayor, en esta forma no satisface los requerimientos del riego.

Con proyecto Las Comunidades utilizan el agua para riego en forma eficiente mediante la regulación del recurso hídrico, satisfaciendo las necesidades de riego para los diferentes cultivos.

El agricultor no tiene contratiempos temporales de riego, puesto que cuenta con una Presa de regulación de los recursos hídricos de la Cuenca del Río San Pedro, garantizando de esta manera, un caudal continuo y constante durante todo el año.

4.7.4 DETERMINACIÓN DEL ÁREA INCREMENTAL

La ejecución y puesta en marcha del proyecto, proporcionará un conjunto de beneficios en favor de los agricultores de la zona, al lograr implementar una superficie cultivada adicional con riego con el consiguiente incremento de la producción agropecuaria y de los ingresos netos de los beneficiarios, también se incrementará el empleo de la mano de obra desocupada. Con la finalidad de establecer el efecto del proyecto, se determinó el área incremental bajo riego óptimo, como se explica a continuación.

En primer término se estimó el número de hectáreas que, para la cédula de cultivos establecida y las condiciones de eficiencia del sistema, pueden ser regadas en forma óptima (sin déficit hídrico), en las situaciones “Sin” y “Con” proyecto.

Una vez calculados los balances hídricos para las situaciones Sin y Con proyecto mediante la utilización del programa ABRO 3.1 preparada por el PRONAR, estableciendo las áreas regadas en forma óptima, por diferencia se obtuvieron el número de hectáreas incrementales.

Los resultados obtenidos se puede observar que en la situación actual (sin proyecto) se riegan cerca de 0.32 hectáreas bajo riego óptimo. Con las obras proyectadas donde se

regula el recurso hídrico, se espera regar 100 hectáreas, superando totalmente los problemas de falta de riego actual.

CAPÍTULO V

INGENIERÍA DEL PROYECTO

5.1 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

5.1.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA UBICACIÓN DE LA PRESA

5.1.1.1 CONSIDERACIONES TOPOGRÁFICAS

La Presa debe tener la menor longitud posible, lo cual se logra ubicándola en cañones estrechos. En este caso la Presa resultante suele ser de mayor altura para lograr el embalsamiento necesario que si se ubica en valles amplios. Cañones estrechos también dificultan la desviación del cauce para la construcción de las obras resultando que las ataguías y conducciones son más costosas y difíciles de construir. Es conveniente ubicar la toma de agua en la parte externa de la curva del cauce en caso de que la Presa se sitúe en un tramo curvilíneo. Un valle amplio permite la construcción de las obras en etapas. Si existe un rápido en el cauce, resulta mejor localizar la Presa aguas arriba de él, en zonas de más bajas pendientes. En cauces navegables, la Presa debe tener la longitud suficiente para ubicar el vertedero, las esclusas de navegación, y las escalas para peces.

5.1.1.2 CONSIDERACIONES GEOLÓGICAS

La ubicación de la Presa se fija por la necesidad de aprovechar una buena cimentación o estribación. Así mismo, se requiere estabilidad de las laderas del embalse creado.

5.1.1.3 CONSIDERACIONES HIDROLÓGICAS

La disposición rectilínea de la Presa se usa cuando con ella se logra suficiente longitud del vertedero pues da menor longitud y menores costos. En caso contrario se puede pensar en alineamientos curvos, tipo abanico, que permiten tener longitudes del frente vertedero mayores y así poder disminuir la carga de agua sobre la estructura y disminuir altura total de Presa.

Es conveniente usar la disposición rectilínea en el caso de Presas bajas localizadas en Ríos de aguas limpias en que no se tema por sedimentos que produzcan islotes de forma que en épocas de estiaje no se logre la derivación del agua

5.1.1.4 CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS

El sitio escogido debe facilitar la desviación del cauce durante la construcción de las obras y la derivación del Río durante la operación del proyecto. Si el cauce es navegable, la Presa debe tener la longitud suficiente de forma que se pueda ubicar el vertedero y las esclusas.

5.1.1.5 CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES

La disposición curva de la Presa aumenta la distribución de los esfuerzos hacia los estribos pero resulta más difícil constructivamente.

5.1.1.6 CONSIDERACIONES GENERALES

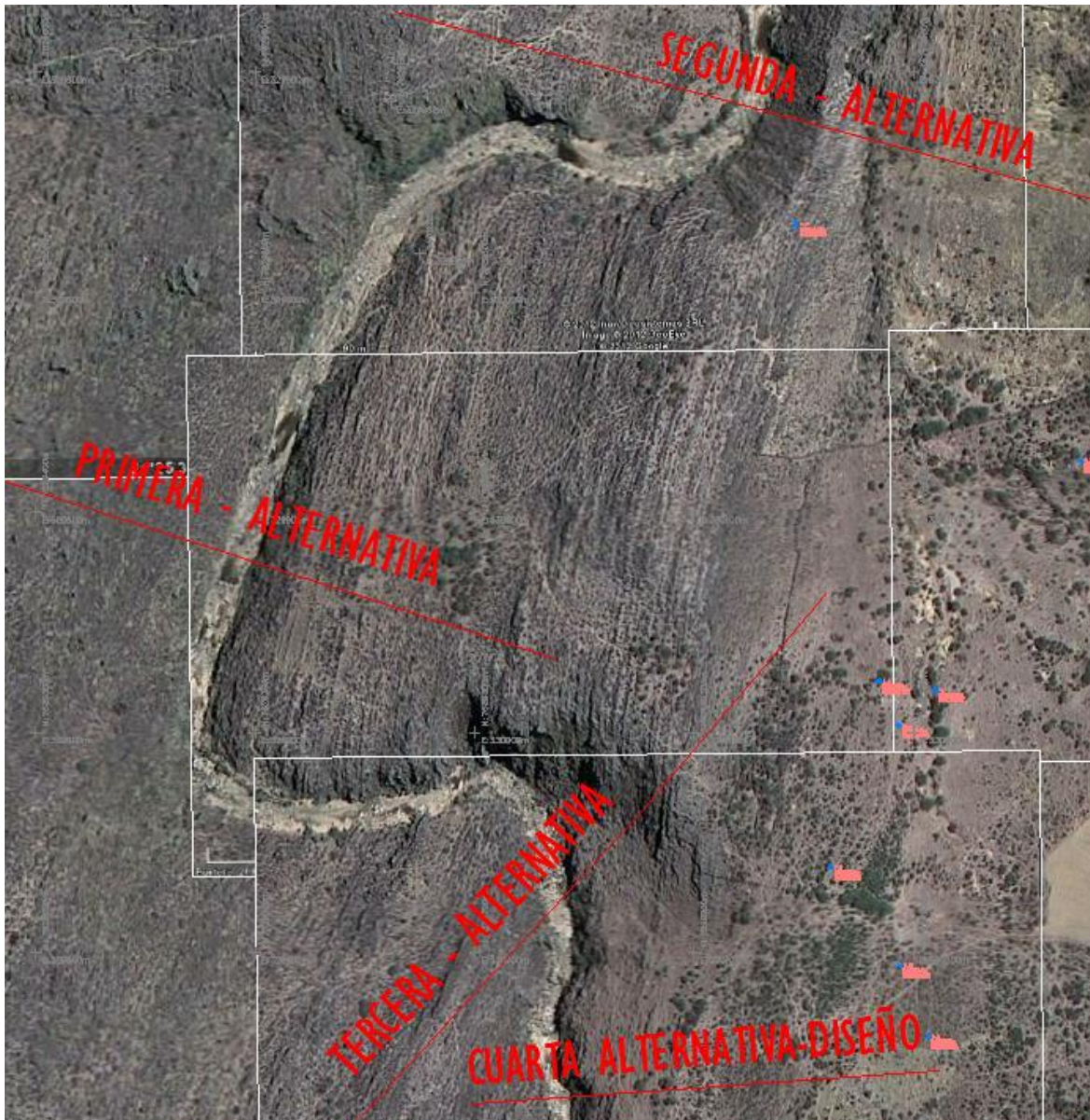
Se busca ubicar la Presa próxima al sitio de suministro. Esto no siempre es conveniente. Por ejemplo: la altura de carga sobre las turbinas puede mermar a medida que se acerca la Presa a la casa de máquinas. Para compensar ésto, tocaría aumentar la altura de la Presa. Cuando la solución no es obvia, se requiere hacer la comparación técnica y económica considerando aspectos tales como la altura de la Presa, la longitud, tipo y dimensiones de la conducción, pérdidas de carga y altura de presión disponible.

5.1.2 UBICACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS

La selección del tipo de Presa y de sus obras complementarias (aliviadero de crecidas, obras de toma y descargador de fondo) se sustenta en los siguientes criterios:

1. En la primera inspección de campo realizada conjuntamente con la supervisión y fiscalización del proyecto, fue posible identificar 4 posibles sitios de Presa, en las cuales se puede observar en la siguiente figura:

FIGURA 5. 1 ALTERNATIVAS DE CIERRE



2. Para la selección de alternativa de materiales para la construcción de la Presa se puede definir dos aspectos: Con la alternativa de Presa de materiales sueltos (tierra, enrocado), en los 4 cierres identificados no existe espacio para ubicar el aliviadero de crecidas, a menos que se lleven a cabo grandes excavaciones laterales. Además, debe considerarse que para las Presas de materiales sueltos, también se requiere de obras de toma y descargadores de fondo en torre, independientes del cuerpo de la Presa. Las Presas de tierra y de enrocado, requieren que los aliviaderos de crecidas se encuentren fuera del cuerpo de la Presa

para garantizar que asentamientos diferenciales no se transformen en fisuras y/o grietas que luego permitan fugas de agua que; además, pueden afectar la estabilidad de la obra.

3. En el lugar preseleccionado de cierre, la fundación es roca en la parte de los estribos y no así en todo el eje de la Presa, situación apta para la implantación de Presas de enrocado. Los estribos son óptimos, por la forma y por el nivel de fracturación del macizo rocoso.
4. El sitio de cierre presenta una sección transversal trapezoidal con gran predisposición para la conformación de volúmenes considerables de sedimentos, por lo que se debe diseñar un desagüe de fondo para prolongar la vida útil de la Presa, siendo fundamental la incorporación del mismo en un lugar estratégico que cumpla las funciones requeridas.
5. Desde el punto de vista exclusivo de la disponibilidad de materiales de construcción, las alternativas de análisis son una Presa de enrocado con pantalla de impermeabilización.
6. En cuanto a la geología del sitio de cierre, se debe manifestar que el sitio elegido está sustentado en el estudio geológico – geotécnico y presenta mejores condiciones de fundación para la alternativa de Presa de gravedad.

5.1.3 ALTERNATIVA ESCOGIDA

De acuerdo a un análisis realizado en base a la información básica y a los requerimientos técnicos expuestos, la alternativa elegida es la **número 4** en la figura consiste en una Presa de enrocado, con aliviadero de crecidas, obras de toma y descargador de fondo, incorporados al cuerpo de la Presa, ubicados en una sección transversal de cierre que optimiza el embalse y presenta mejores condiciones de fundación, por su aplicación en todo sitio valles anchos, cañones, laderas, etc. Por su adaptabilidad a un rango amplio de condiciones de cimentación desde rocas a suelos blandos, minimiza el uso de materiales

sueltos a transportar, el diseño es flexible y se acomoda con facilidad a diferentes materiales de relleno.

5.2 DISEÑO DEL CUERPO DE LA PRESA

5.2.1 DETERMINACIÓN DE LA ALTURA ÚTIL DE LA PRESA

Para la determinación de la altura útil, es necesario hacer una regulación de la Presa, para lo cual necesitaremos de los datos topográficos, caudales medio mensuales, demandas de riego, evaporación, infiltración, precipitación.

Para la estimación de la infiltración, el USBR recomienda utilizar aproximadamente el 1% del volumen embalsado, dicha suposición no es confiable cuando se trata de suelos Cuaternarios, el cual es el tipo de suelo predominante en nuestro vaso de almacenamiento.

Por tanto, para calcular la infiltración aproximada que tendremos en nuestro embalse, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

El embalse de San Pedrito tiene los siguientes tipos de suelo:

CUADRO 5. 1 TIPO DE SUELO EMBALSE SAN PEDRITO

DIC	NOMBRE DEVÓNICO ICLA	DESCRIPCIÓN
		lutitas y limolitas color gris claro
QT	CUATERNARÍO TERRAZA ALUVIAL	similar a la de los depósitos aluviales con cantos de rocas medianos, gravas y arenas
QCO	QUATERNARÍO ALUVIAL	arenas, gravas de diferente gradación, arenas finas, cantos rodados sub-redondeados heterogéneos
QA	QUATERNARÍO COLUVIAL	compuesto por fragmentos de areniscas, limolitas o lutitas blandas

La Presa comenzara a funcionar una vez que el embalse este lleno, esto quiere decir que el suelo debajo del embalse estará saturado, para estas condiciones podemos utilizar las tablas de permeabilidad de Darcy.

CUADRO 5. 2 COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD SEGÚN DARCY

Permeabilidad relativa	Valores de K (cm/seg)	Suelo típico
Muy permeable	$> 1 * 10^{-1}$	Grava gruesa
Moderadamente permeable	$1 * 10^{-1}$ a $1 * 10^{-3}$	Arena, arena fina
Poco permeable	$1 * 10^{-3}$ a $1 * 10^{-5}$	Arena limosa, arena sucia
Muy poco permeable	$1 * 10^{-5}$ a $1 * 10^{-7}$	Limo y arenisca fina
Impermeable	$< 1 * 10^{-7}$	Arcilla

Figura 1.22. Tabla de valores relativos de permeabilidad.
Fuente: Terzaghi K. y Peck R., 1980.

La siguiente tabla la podemos encontrar en la tercera edición en español del libro “Diseño de Presas Pequeñas”

CUADRO 5. 3 VALORES DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (K) EN CM/SEG

	100	10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Drenaje	Bueno				Pobre				Prácticamente impermeable			
Tipo de suelo	Grava limpia	Arenas limpias y mezclas limpias de arena y grava			Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla, morenas glaciares, depósitos de arcilla estratificada				Suelos “impermeables”, es decir, arcillas homogéneas situadas por debajo de la zona de descomposición			
					Suelos “impermeables”, modificados por la vegetación o la descomposición. ^d							

Una vez identificado la permeabilidad que corresponde a los tipos de suelo que tenemos, podemos hallar la permeabilidad ponderada, multiplicando cada valor de permeabilidad con su área respectiva de suelo y dividiéndola entre el área total del embalse.

CUADRO 5. 4 COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD PONDERADO PARA EL VASO DE ALMACENAMIENTO.

	AREA (m2)	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD K (cm/seg)	K (cm/seg) * AREA (m2)	K ponderado (cm/seg)	K ponderado (mm/día)
DIC	229120.916	1.00E-07	2.29E-02	3.53E-06	3.050283575
QT	8420.817	1.00E-04	8.42E-01		
QCO	4574.623	1.00E-05	4.57E-02		
QA	16315.025	1.00E-07	1.63E-03		

TOTAL 258431.381

Con el valor de la permeabilidad ponderada en mm/día, las llevamos a mm/mes, y al multiplicar por el área del espejo de agua mes a mes de la regulación obtendremos una estimación del volumen mensual de pérdida debido a la infiltración.

REGULACIÓN DE LA PRESA SAN PEDRITO

Mes	Precipitación	Q Río Princ.	Q Río Trasn.	Q Total Disp.	Evaporación	Infiltración	Demanda Riego	Demanda H ₂ O Pot.	Demanda Total
	[mm]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[mm/día]	[mm/día]	[l/s]	[l/s]	[l/s]
Enero	119	0.077	0	0.077	4.308	3.050	0.000	2.000	2.000
Febrero	100	0.070	0	0.070	4.045	3.050	0.000	2.000	2.000
Marzo	85	0.074	0	0.074	3.754	3.050	0.200	2.000	2.200
Abril	19	0.030	0	0.030	3.734	3.050	18.600	2.000	20.600
Mayo	5	0.006	0	0.006	3.819	3.050	7.200	2.000	9.200
Junio	1	0.002	0	0.002	4.172	3.050	8.000	2.000	10.000
Julio	1	0.001	0	0.001	4.117	3.050	13.100	2.000	15.100
Agosto	2	0.000	0	0.000	4.286	3.050	28.400	2.000	30.400
Septiembre	11	0.000	0	0.000	4.482	3.050	40.000	2.000	42.000
Octubre	26	0.000	0	0.000	4.922	3.050	41.000	2.000	43.000
Noviembre	56	0.013	0	0.013	4.533	3.050	17.000	2.000	19.000
Diciembre	110	0.038	0	0.038	4.569	3.050	3.200	2.000	5.200

				Ubicación del resto de parámetros	
h UTIL Presa	Cota	Área	Volumen	Ubicación del NAMIN	
m	[m.s.n.m.]	[m2]	[m3]		
0	2355	415.29	460.555		descargador de fondo
1	2356	1032.59	1184.495		
2	2357	2094.57	2748.075		
3	2358	4636.55	6113.635		
4	2359	7773.49	12318.655		
5	2360	10756.96	21583.88		
6	2361	14344.99	34134.855		
7	2362	18544.24	50579.47		
8	2363	23810.06	71756.62		
9	2364	29813.9	98568.6		
10	2365	35930.47	131440.785		
11	2366	42653.34	170732.69		
12	2367	50567.22	217342.97		
13	2368	59828.27	272540.715		nivel de sed
14	2369	69922.18	337415.94		obra de toma
15	2370	81138.83	412946.445	NAMIN	
16	2371	93238.08	500134.9		
17	2372	106576.56	600042.22		
18	2373	120962.09	713811.545		
19	2374	136540.37	842562.775		vertedero
20	2375	153832.06	987748.99		coronamiento
	2376	171807.01	1150568.525		
	2377	190766.8	1331855.43		

ORDENANDO DATOS PARA REGULAR, COMENZANDO PRESA LLENA

Mes	Precipitacion [mm]	Evaporacion [mm]	Aporte [m3]	Demanda [m3]	Infiltración [mm]
Abril	19.15627935	112.0143473	77967.36	53395.2	91.5
Mayo	4.543528933	114.5848915	15577.92	23846.4	91.5
Junio	0.608610868	125.1681675	5365.44	25920	91.5
Julio	0.696648918	123.5203448	2177.28	39139.2	91.5
Agosto	1.742419741	128.5801353	777.6	78796.8	91.5
Septiembre	10.59758028	134.4550164	388.8	108864	91.5
Octubre	25.73645664	147.6684442	1010.88	111456	91.5
Noviembre	55.98853161	135.9959514	34447.68	49248	91.5
Diciembre	109.543985	137.0805168	98262.72	13478.4	91.5
Enero	119.3	129.2333861	200465.28	5184	91.5
Febrero	99.9892154	121.3350649	182476.8	5184	91.5
Marzo	85.00440562	112.6183325	192170.88	5702.4	91.5
				520214.40	
				TOTAL	
				DEMANDA	

$$Evaporacion_{[mm]} = Evaporacion_{\left[\frac{mm}{dia}\right]} * \# \text{ de dias (30 [dias])}$$

$$Aporte_{[m^3]} = Aporte_{\left[\frac{m^3}{s}\right]} * 30_{[dias]} * \frac{86400_{[seg]}}{1_{[dia]}}$$

$$Demanda_{[m^3]} = Demanda_{[l/s]} * 30_{[dias]} * \frac{86400_{[seg]}}{1_{[dia]}} * \frac{1_{[m^3]}}{1000_{[l]}}$$

$$Infiltración_{[mm]} = Infiltración_{\left[\frac{mm}{dia}\right]} * \# \text{ de dias (30 [dias])}$$

Mes	Inicio del mes			Volumen afluente			Volumen efluente					Fin del mes					
	Nivel [m.s.n.m.]	Area [m ²]	Volumen [m ³]	Precipitacion [m ³]	Río [m ³]	Total [m ³]	Evaporacion [m ³]	Infiltracion [m ³]	Demanda [m ³]	Total [m ³]	Δ Volumen [m ³]	Nivel [m.s.n.m.]	Area [m ²]	V _o + Δ Volumen [m ³]	Volumen final [m ³]	Volumen excedente [m ³]	Altura de regulacion [m]
Abril	2375.0	153832.1	987749.0	2946.85	77967.36	80914.21	17231.40	14075.63	53395.2	84702.23	-3788.02	2375.0	153380.91	983960.97	983960.97		19.97
Mayo	2375.0	153380.9	983961.0	696.9	15577.9	16274.8	17575.1	14034.35	23846.4	55455.9	-39181.1	2374.7	148714.44	944779.89	944779.89		19.70
Junio	2374.7	148714.4	944779.9	90.5	5365.4	5455.9	18614.3	13607.37	25920.0	58141.7	-52685.7	2374.3	142439.56	892094.16	892094.16		19.34
Julio	2374.3	142439.6	892094.2	99.2	2177.3	2276.5	17594.2	13033.22	39139.2	69766.6	-67490.1	2373.9	134367.45	824604.06	824604.06		18.86
Agosto	2373.9	134367.5	824604.1	234.1	777.6	1011.7	17277.0	12294.62	78796.8	108368.4	-107356.7	2373.0	121377.81	717247.38	717247.38		18.03
Septiembre	2373.0	121377.8	717247.4	1286.3	388.8	1675.1	16319.9	11106.07	108864.0	136289.9	-134614.8	2371.8	104252.22	582632.57	582632.57		16.83
Octubre	2371.8	104252.2	582632.6	2683.1	1010.9	3694.0	15394.8	9539.08	111456.0	136389.8	-132695.9	2370.4	86272.01	449936.69	449936.69		15.42
Noviembre	2370.4	86272.0	449936.7	4830.2	34447.7	39277.9	11732.6	7893.89	49248.0	68874.5	-29596.6	2370.1	82164.85	420340.08	420340.08		15.08
Diciembre	2370.1	82164.9	420340.1	9000.7	98262.7	107263.4	11263.2	7518.08	13478.4	32259.7	75003.7	2370.9	92573.21	495343.78	495343.78		15.95
Enero	2370.9	92573.2	495343.8	11047.4	200465.3	211512.7	11963.5	8470.45	5184.0	25618.0	185894.7	2372.7	116843.40	681238.50	681238.50		17.71
Febrero	2372.7	116843.4	681238.5	11683.1	182476.8	194159.9	14177.2	10691.17	5184.0	30052.4	164107.5	2374.0	136871.85	845346.01	845346.01		19.02
Marzo	2374.0	136871.9	845346.0	11634.7	192170.9	203805.6	15414.3	12523.77	5702.4	33640.5	170165.1	2375.0	153832.06	1015511.14	987748.99	27762.15389	20.00

$$Precipitacion_{[m^3]} = Precipitacion_{[mm]} * \frac{1_{[m]}}{1000_{[mm]}} * A_i_{[m^2]}$$

$$Volumen\ efluente_{total\ [m^3]} = Precipitacion_{[m^3]} + Rio_{[m^3]}$$

$$Evaporacion_{[m^3]} = Evaporacion_{[mm]} * \frac{1_{[m]}}{1000_{[mm]}} * A_i_{[m^2]}$$

$$\Delta Volumen_{[m^3]} = Volumen\ afluente_{[m^3]} - Volumen\ efluente_{[m^3]}$$

$$Volumen\ afluente_{total\ [m^3]} = Evaporacion_{[m^3]} + Infiltracion_{[m^3]} + Demanda_{[m^3]}$$

$$Infiltracion_{[m^3]} = Infiltracion_{[mm]} * \frac{1_{[m]}}{1000_{[mm]}} * A_i_{[m^2]}$$

$$Volumen\ excedente_{[m^3]} = Volumen\ final_{[m^3]} - Volumen\ del\ embalse_{[m^3]}$$

$$Volumen\ final_{[m^3]} = Volumen\ inicial_{[m^3]} + \Delta V_{[m^3]}$$

$$Altura\ de\ regulacion_{[m]} = Cota_i_{[m.s.n.m.]} - Cota\ del\ sitio\ del\ embalse\ antes\ de\ la\ sedimentacion_{[m.s.n.m.]}$$

	ALTURA (M)	COTA (MSNM)	AREA (m2)	VOLUMEN m3
NAMIN	15.00	2370.00	81138.83	412946.45

	ALTURA (M)	COTA (MSNM)	AREA (m2)	VOLUMEN m3
	20.00	2375.00	153832.06	987748.99

Cumplimiento o Deficit de la demanda	Volumen Deficitario (m3)	Volumen Satisfecho (m3)	Garantía de Suministro en porcentaje (%)
Cumplimiento	0.0	53395.2	100.00 %
Cumplimiento	0.0	23846.4	
Cumplimiento	0.0	25920.0	
Cumplimiento	0.0	39139.2	
Cumplimiento	0.0	78796.8	
Cumplimiento	0.0	108864.0	
Cumplimiento	0.0	111456.0	
Cumplimiento	0.0	49248.0	
Cumplimiento	0.0	13478.4	
Cumplimiento	0.0	5184.0	
Cumplimiento	0.0	5184.0	
Cumplimiento	0.0	5702.4	
TOTALES	0.0	520214.4	
MAX DEF EN 1 MES	0.0		
Nº DE MESES DEF.	0 meses		

La altura útil óptima para la regulación del embalse es de 20 m, correspondientes a la cota 2375 m.s.n.m

5.2.2 DETERMINACIÓN DE LA ALTURA MÁXIMA DE LAS OLAS

Debido a que el viento causa una altura de oleaje se diseña una protección para contrarrestar este fenómeno de acuerdo a parámetros que se pueden definir como los siguientes:

La longitud máxima del embalse sobre la que sopla el viento dominante denominado como Fetch. La velocidad del viento, valor que fue obtenido de la estación Sella Quebradas :

CUADRO 5. 5 DATOS CLIMATOLÓGICOS ESTACIÓN “SELLA QUEBRADAS”

RESUMEN CLIMATOLOGICO

Período Considerado: 1991 - 2010

Estación: SELLA QDAS.

Latitud S.: 21° 23' 11"

Provincia: MENDEZ

Longitud W.: 64° 40' 52"

Departamento: TARIJA

Altura: 2.145 m.s.n.m.

Índice	Unidad	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
Temp. Max. Media	°C	25.9	25.5	25.2	25.2	24.7	24.6	23.9	25.8	26.2	27.1	26.5	26.5	25.6
Temp. Min. Media	°C	13.5	12.8	12.6	10.1	6.2	4	3.6	5.4	7.4	10.9	12.1	13.3	9.3
Temp. Media	°C	19.7	19.1	18.9	17.7	15.4	14.3	13.7	15.6	16.8	19	19.3	19.9	17.5
Temp.Max.Extr.	°C	34.5	34.5	34.5	33.9	35	33	35	36.8	38.2	39.6	37.5	38.2	39.6
Temp.Min.Extr.	°C	7	2.7	5	-1.5	-3	-9.5	-9.5	-5	-3	-1	1	4	-9.5
Dias con Helada		0	0	0	0	2	5	7	3	1	0	0	0	18
Humed. Relativa	%	64	67	69	68	60	50	43	42	43	51	55	61	56
Nubosidad Media	Octas	5	5	5	4	3	2	2	2	3	4	5	5	4
Evapo. Media	mm/dia	4.31	4.04	3.75	3.73	3.82	4.17	4.12	4.29	4.48	4.92	4.53	4.57	4.23
Precipitación	mm	137.9	113.6	96.6	21.8	5.2	0.7	0.8	2	12	29.2	63.6	124.4	607.7
Pp. Max. Diaria	mm	78	110	80	40	17.2	2.6	3	9.5	38.1	32	88.5	80.5	110
Dias con Lluvia		14	12	11	5	2	0	1	1	3	6	9	12	74
Velocidad del viento	km/hr	5.8	5.8	5.5	7	6.2	6.5	7.4	9.8	10.3	9.6	13.3	9.7	8.1
Dirección del viento		E	W	W	W	W	W	W	W	W	E	W	W	W

La altura de la Presa a nivel del vertedero, de acuerdo a las fórmulas planteadas se pudo llegar a la determinación del valor de la altura máxima de las olas con un incremento del

25 % de la velocidad del viento y un 10% de elevación producida por el choque de las olas contra la pantalla, obteniendo de esta manera la siguiente altura:

Datos

$V := 16.625$	$\frac{\text{km}}{\text{hr}}$	Velocidad del viento
$\text{Fetch} := 1.29$	km	Longitud del fetch
$\text{AL} := 1.5$	m	Altura libre o borde de seguridad

Calculo por la formula WOLF

$$H_o := (0.005 \cdot V - 0.068) \cdot \sqrt{\text{Fetch}} \quad H_o = 0.017 \quad \text{m}$$

Incrementando en 10% la altura por el choque de las olas con la pantalla, obtenemos:

$$H_o = 0.018 \text{ m}$$

5.2.3 DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DE BORDO LIBRE

Margen adicional de seguridad considerado necesario para tener en cuenta especialmente asentamientos de la Presa, y sub dimensionamiento del vertedero de excedencias.

Los valores que recomienda el Bureau Reclamation para las características de la Presa de materiales sueltos es de 1.5 m.

5.2.4 DETERMINACIÓN DE LA ALTURA TOTAL DE LA PRESA

La altura total de la Presa será la suma de la altura útil + borde libre, siempre y cuando el borde libre sea igual o mayor que la suma de la altura de oleaje con la altura de carga sobre el vertedero de excedencias para un caudal con período de retorno de 1000 años.

En el caso de la Presa San Pedrito, tenemos las siguientes alturas:

Altura de oleaje: 0.018m

Altura de carga sobre el vertedero de excedencias para caudal de 1000 años: 0.92 m

La suma de ambas alturas es: 0.94 m.

Como el borde libre es de 1.5 m, vemos que el borde libre es mayor que la suma de la altura de oleaje con la máxima carga sobre el vertedero.

Por tanto, podemos concluir que la altura total de la Presa será la suma de la altura útil +borde libre.

$$\text{Altura total} = \text{Altura útil} + \text{borde libre} = 20 + 1.5 = \mathbf{21.5 \text{ m}}$$

Cuya cota será: **2376.5 m.s.n.m**

5.2.5 DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE CORONAMIENTO

Al proyectar la coronación de una Presa de tierra deben considerarse los siguientes puntos: anchura, drenaje, bombeo, recubrimiento, requisitos de seguridad, zonificación.

Además, deben de construirse zonas de aparcamiento en los estribos de la Presa para los visitantes, especialmente en el caso de una Presa de almacenamiento, donde su lago será utilizado con fines recreativos. Cuando se permita el tráfico de vehículos por encima de la coronación, debe de construirse una rotonda en el extremo final de la carretera.

La anchura mínima de coronación debe ser tal que proporcione, con un coeficiente, la anchura de coronación como norma se determina empíricamente y con amplitud basándose en la información existente. Se sugiere la siguiente fórmula para la determinación del ancho de coronación para Presas pequeñas:

$$w = \frac{z}{5} + 3$$

Dónde:

W= ancho de coronación en metros.

Z= altura de la Presa en metros, desde el punto más bajo del lecho del Río.

Para facilitar la construcción con un equipo adecuado, la anchura mínima debe ser por lo menos 3.5 m, muchas veces la anchura mínima está determinada en función de la necesidad de instalar una carretera sobre ella.

En nuestro caso, la Presa de San Pedrito, tiene los siguientes datos:

Z= 20 m.

Reemplazando el valor en la fórmula propuesta tenemos:

W= 7 m.

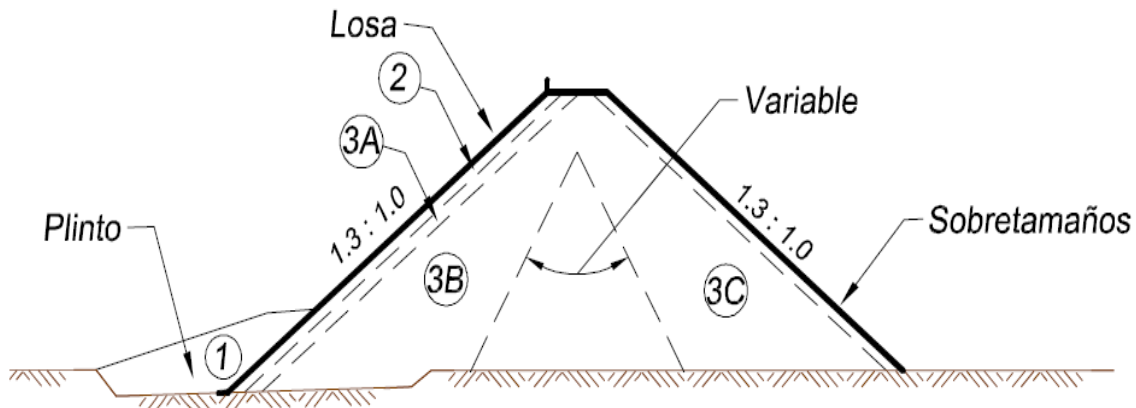
Este coronamiento es ancho para nuestro caso, ya que si bien es cierto que pasará un camino por dicho coronamiento, este camino será de una sola vía, así que asumiremos un valor de W=6m.

5.2.6 ESTABILIDAD DE LA PRESA

El diseño de la Presa San Pedrito, establece una Presa de enrocado, que corresponde al tipo denominado CFRD (Concrete Faced Rocfill Dam), que consiste en una Presa de enrocado con membrana impermeable de hormigón.

Este tipo de Presas están conformadas por un terraplenado de cuya estabilidad depende de principalmente de la roca. Este tipo de Presas de enrocado debe contener una zona impermeable, generalmente obtenida mediante una membrana impermeable en el talud aguas arriba.

Figura 5. 2 Sección Típica CFRD Cooke, 1995



¹Este tipo de Presas son más baratas, porque puede utilizarse cualquier tipo de roca disponible localmente, de baja resistencia (3.5 MPa a 17 MPa), de resistencia media (17MPa a 70 MPa) y de alta resistencia (70 MPa a 200 MPa), con la condición de que la Presa este correctamente zonificada; la roca más blanda se coloca en las zonas menos críticas sometidas a tensiones menores.

La inclinación del talud exterior de una Presa de escollera depende no sólo de la resistencia del cemento; sino también, de la calidad del material de la zona impermeable, de la resistencia y la densidad de la escollera y del tipo de Presa.

¹ Enfoque de Diseño de Presas de Enrocado con Membrana Impermeable Gandarillas Antezana Humberto

Los taludes aguas arriba y aguas debajo de la mayoría de las Presas de escollera con elementos impermeables de materiales distintos de las tierras están próximos al ángulo del talud natural, variando entre 1.3H:1V y 1.5H:1V.

Características de la Presa San Pedrito

Área de la Cuenca San Pedrito:	7.04 km ²
Avenida máxima del Río San Pedrito en 1000 años:	37.88 m ³ /seg
Volumen total del embalse:	987,748 m ³
Volumen Útil:	715,208 m ³
Volumen Muerto:	272,540 m ³
Longitud del coronamiento	116.07 m
Ancho del coronamiento:	6.00 m.
Borde Libre:	1.50 m.
Altura total de la Presa	21.50 m
Talud Aguas Arriba:	1.3 H. : 1.0 V.
Talud Aguas Abajo:	1.4 H. : 1.0 V.

5.2.6.1 ESTABILIDAD DE TALUDES EN PRESAS DE ENROCAMIENTO

La estabilidad de taludes en Presas de enrocado puede ser evaluada mediante los sistemas estáticos convencionalmente aplicados en mecánica de suelos, para fallas de tipo circular, en base al análisis de estabilidad aplicado mediante cuñas de soporte y dovelas. No obstante el factor que limita la convicción de una plena y confiable aplicabilidad de tales métodos es la variación del ángulo de fricción, que en el caso de los enrocados puede modificarse con la presión normal que ejerce el peso propio del cuerpo de la Presa.

Por las características de las Presas de enrocado, que tienen una estructura conformada por roca compactada y trabada, muchos ingenieros recurren a la definición de los taludes simplemente en base al ángulo de reposo de los materiales que conforman el cuerpo de la Presa, y no aplican los cálculos de estabilidad convencionales para mecánica de suelos, puesto que las fallas de talud mínimas bajo éstos métodos tienden a presentarse en el borde del talud por efecto del volteo de piezas individuales que al carecer de cohesión entre ellas representan la situación más crítica, a pesar de no representar ningún peligro de daño estructural.

Cuando no se aplican métodos de análisis mecánico para la estabilidad de taludes, que es el caso en la mayoría de los diseños de Presas pequeñas de enrocamiento, se utilizan taludes que van desde 1.3H:1V hasta alrededor de 1.5H:1V, en base al tipo de material y el ángulo de reposo del mismo. En tales casos el factor de seguridad de los taludes de la Presa de enrocamiento puede calcularse y verificarse aplicando los siguientes criterios:

- La máxima inclinación del talud es igual al ángulo de fricción interna (ϕ) del material.
- El talud es estable si su ángulo de inclinación (α) es menor al ángulo de fricción interna.

Estos dos criterios se resumen en la fórmula: $FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} > 1.00$

Sin embargo, en años recientes se ha estudiado intensamente la estabilidad de taludes en las Presas de enrocado desde la óptica de los efectos sísmicos, aplicando una diversidad de métodos y enfoques.

5.2.6.2 ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS PARA EL MATERIAL DE ENROCADO

Para determinar los parámetros del material de enrocado del cuerpo de la Presa, se considera que por el efecto que tiene el ángulo de fricción interna en la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales, es necesario recurrir a experiencias en las cuales se haya obtenido con suficiente precisión los parámetros mecánicos de cálculo de estabilidad de taludes. Consecuentemente, para la identificación del ángulo de fricción interna del enrocado en el proyecto de la Presa San Pedrito se han utilizado tablas que proporcionan valores aproximados de ángulo de fricción interna en base a los siguientes factores:

1. El ángulo de fricción básico para diferentes tipos de roca (ϕ).
2. El ángulo de rugosidad efectiva de las diaclasas del tipo de roca (i).
3. El efecto de compactación (densificación de la masa de roca) y trabamiento que se produce entre las piedras del enrocado (Ψ).

A partir de los valores correspondientes a cada uno de estos factores, se establece el ángulo de fricción interna adoptado para el enrocado (ϕ_a) de la siguiente manera:

$$\phi_a = \phi + i + \Psi$$

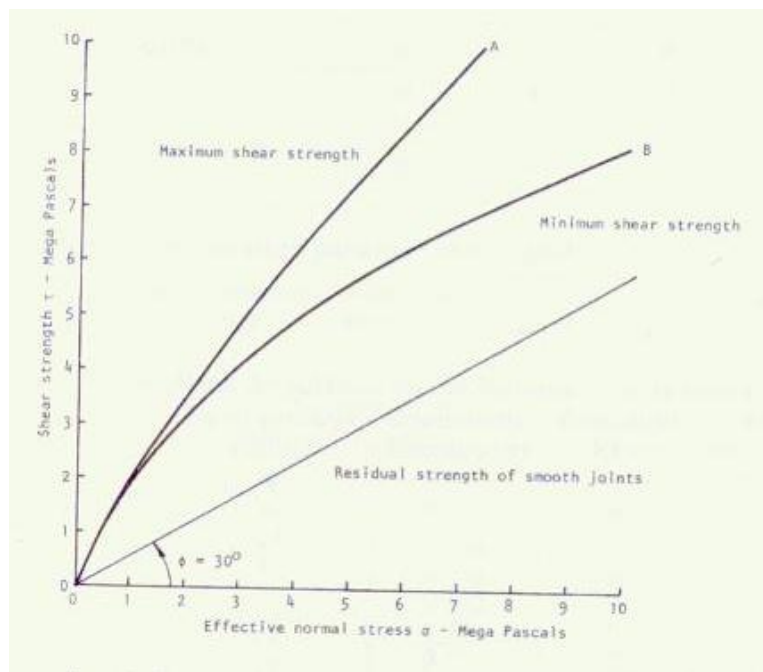
El valor de ϕ puede presentar variaciones. En este caso, se estima que con la compactación del material de enrocado se logrará un incremento con respecto al valor adoptado, en base a las consideraciones que se describen a continuación:

Diversos investigadores, entre ellos Hoek y Bray han demostrado que la compactación de los materiales y consecuentemente la densificación de sus partículas produce un importante incremento en el ángulo de fricción interna y consecuentemente en la resistencia al esfuerzo cortante.

Los resultados de estos ensayos se presentan a continuación, donde la curva A representa los valores máximos obtenidos para el esfuerzo de corte, mientras que la curva B presenta los mínimos.

Como parte de las conclusiones se hace notar que el trabado de las partículas de la roca genera importantes incrementos en el esfuerzo de corte.

FIGURA 5. 3 EFECTO DE LA COMPACTACIÓN EN RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE



Del mismo modo, el efecto de la compactación en el incremento del ángulo de fricción interna en suelos granulares, es representada por Terzagui y Peck en *Soil Mechanics in Engineering Practice*, con el siguiente resumen de datos.

FIGURA 5. 4 EFECTO DE LA COMPACTACIÓN EN MATERIALES GRANULARES

Material	Ángulo de fricción (grados)	
	Suelto	Denso
Arena, granos redondeados, uniforme	27.5	34
Arena, granos angulosos, bien graduada	33	45
Gravas arenosas	35	50
Arena limosa	27 - 33	30 - 34
Limo orgánico	27 - 33	30 - 35

Fuente: Presas Pequeñas (Marsal y Resendiz)

En el caso de la Presa San Pedrito para la alternativa de utilizar el material de la Quebrada de San Pedrito, se cuenta con un material Gravo arenoso, para el cual se considera que el ángulo de fricción interna del material de Río tendrá un importante incremento por efecto de compactación.

Bajo las condiciones señaladas y tomando en cuenta que tanto los materiales para la zona 3B y la zona 3C, incluyen material pétreo con tamaños mayores (desde 50cm. o 20”), procedentes del mismo banco de préstamo en el Río Guadalquivir, se adoptan los siguientes valores:

FIGURA 5. 5 ÁNGULO DE FRICCIÓN PARA EL ENROCADO

Descripción	ϕ	i	¥	ϕ_a
ϕ_a (banco Río) (menor)	30	0	15	45
ϕ_a (banco Río) (promedio)	33	0	15	48
ϕ_a (banco Río) (mayor)	35	0	15	50

5.2.6.3 PARÁMETROS MECÁNICOS ADOPTADOS PARA LA VERIFICACIÓN

FIGURA 5. 6 PARÁMETRO GEO MECÁNICOS ADOPTADOS

Nº	Material	Peso Unitario (KN/m ³)	Cohesión Kpa	Ángulo de fricción Interna (°)
1	Fundación	24	40	60
2	Membrana H° A°	24	100	60
3	Prepantalla Ho Co	24	80	60
4	Rip Rap	20	10	35
5	Zona 2B	20	10	38
6	Zona 3A	22	10	38
7	Zona 3B	22	0	42
8	Zona 3C	22	0	42

5.2.6.4 VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA PRESA SAN PEDRITO

Para la verificación de los efectos sísmicos en las condiciones de estabilidad de la Presa San Pedrito, en el presente diseño se ha aplicado el programa computarizado SLIDE 5.0, desarrollado por la Universidad de Toronto de Canadá, con el cual utilizando el método de Bishop modificado se verificaron los siguientes estados de carga:

- Presa terminada (terminación de la construcción hasta el coronamiento)
- Presa llena (flujo estable con embalse lleno hasta el N.A.N.)

En ambos casos se aplicó la saturación total hasta la fundación. No se aplicó saturación en el cuerpo de la Presa por la alta permeabilidad del enrocado, y tampoco se aplicó el estado de carga correspondiente al descenso rápido por las mismas condiciones de alta permeabilidad e inexistencia de condiciones de retención de agua en el cuerpo de la Presa.

5.2.6.5 ANÁLISIS DE FUERZAS ACTUANTES EN LA PRESA

Se realizaron las corridas para las siguientes alternativas:

5.2.6.5.1 PRIMERA ALTERNATIVA

Taludes 1.3 H : 1.0 V aguas arriba y aguas abajo

FIGURA 5.7 SECCIÓN ADOPTADA

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface	Ru
Fundación	Yellow	24	Mohr-Coulomb	40	60	None	0
Pantalla Ho Ao	Grey	24	Mohr-Coulomb	100	60	None	0
Prepantalla de Ho Co	Red	24	Mohr-Coulomb	80	60	None	0
Zona 2B	Yellow	20	Mohr-Coulomb	20	38	None	0
Zona 3A	Orange	22	Mohr-Coulomb	10	38	None	0
Zona 3B	White with cross-hatch	22	Mohr-Coulomb	0	42	None	0
Rip Rap	Pink	20	Mohr-Coulomb	10	35	None </td <td>0</td>	0
Zona 3C	Green with cross-hatch	22	Mohr-Coulomb	0	42	None	0

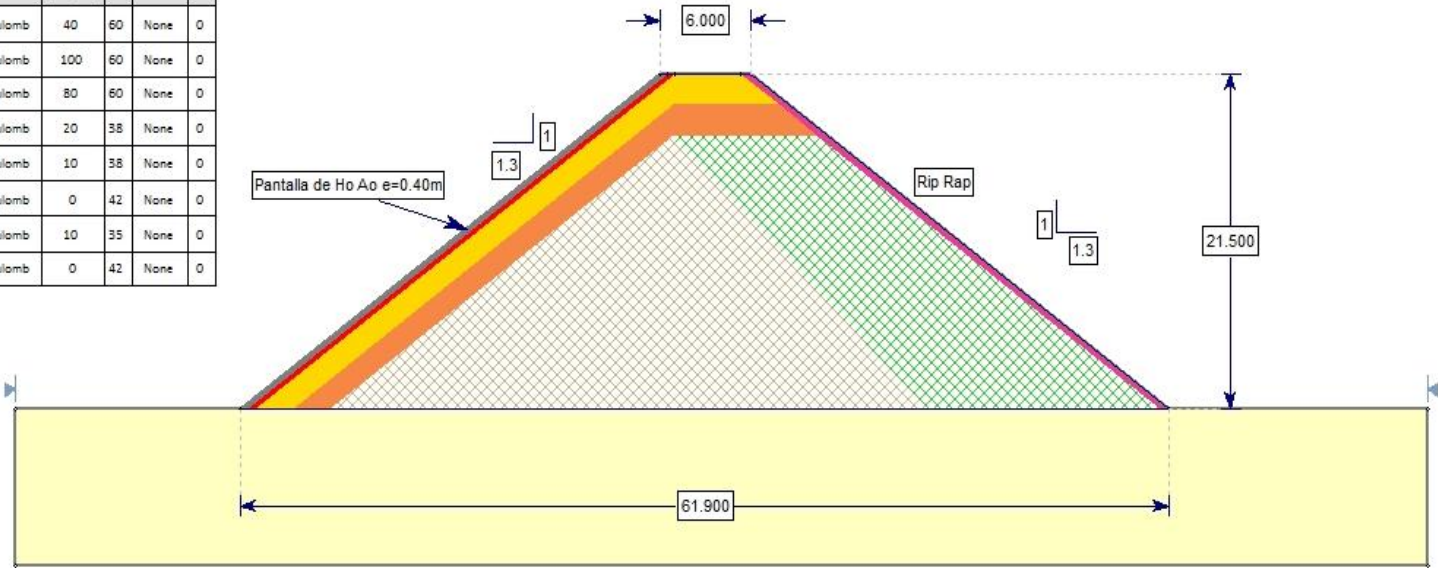


FIGURA 5. 8 PRESA TERMINADA – AGUAS ARRIBA (SIN SISMO)

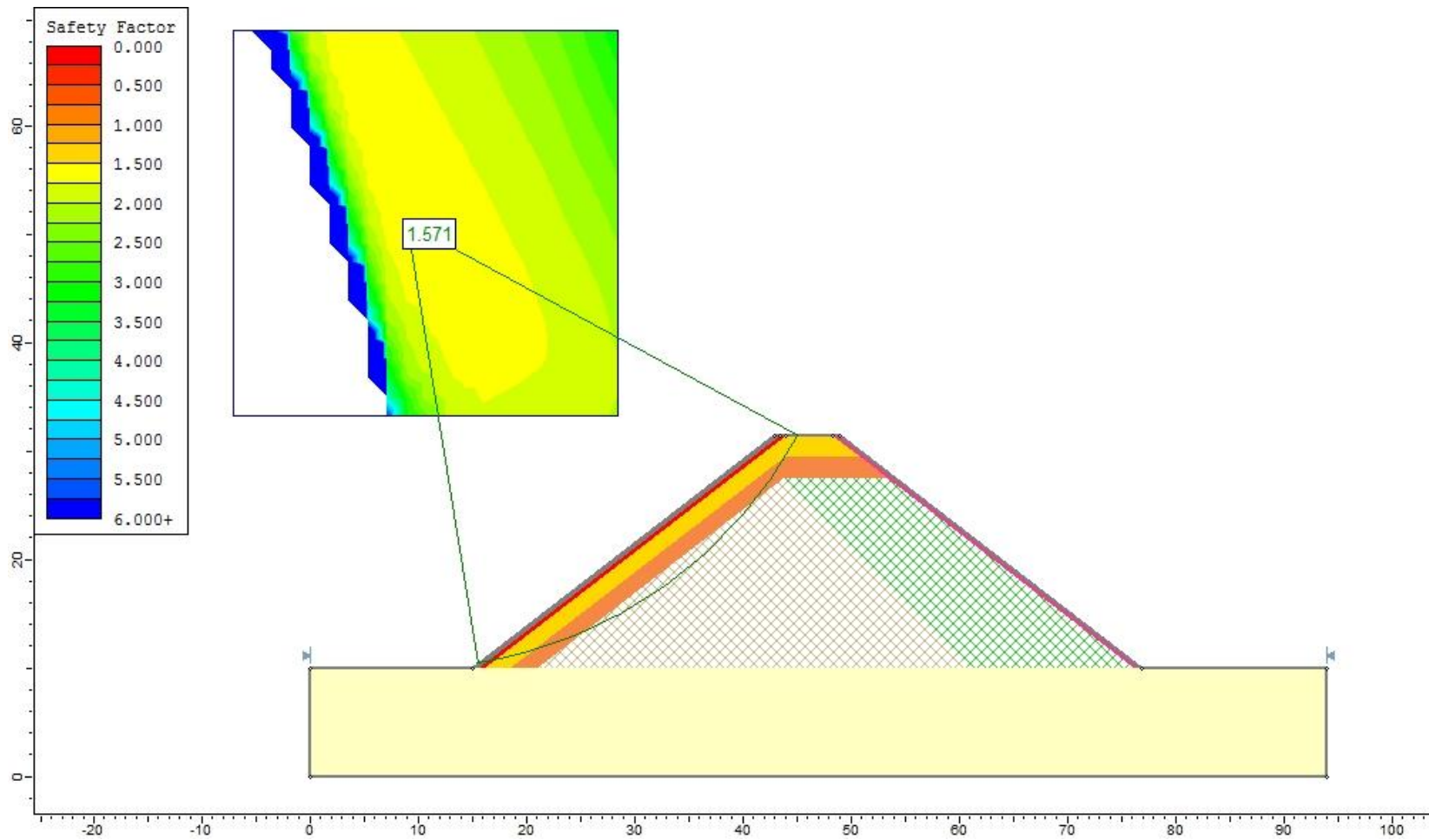


FIGURA 5. 9 PRESA TERMINADA – AGUAS ABAJO (SIN SISMO)

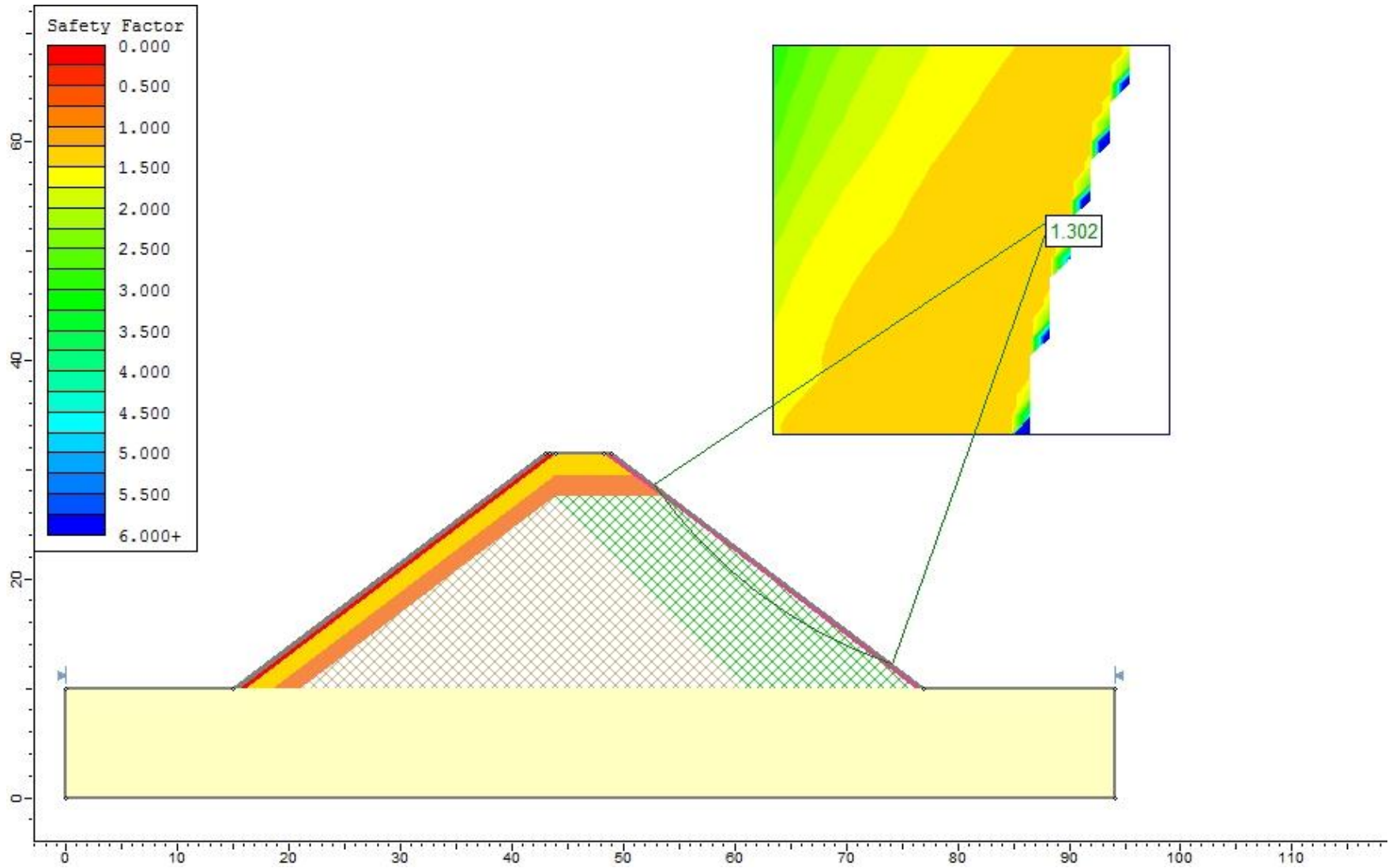


FIGURA 5. 10 PRESA LLENA – AGUAS ARRIBA (SIN SISMO)

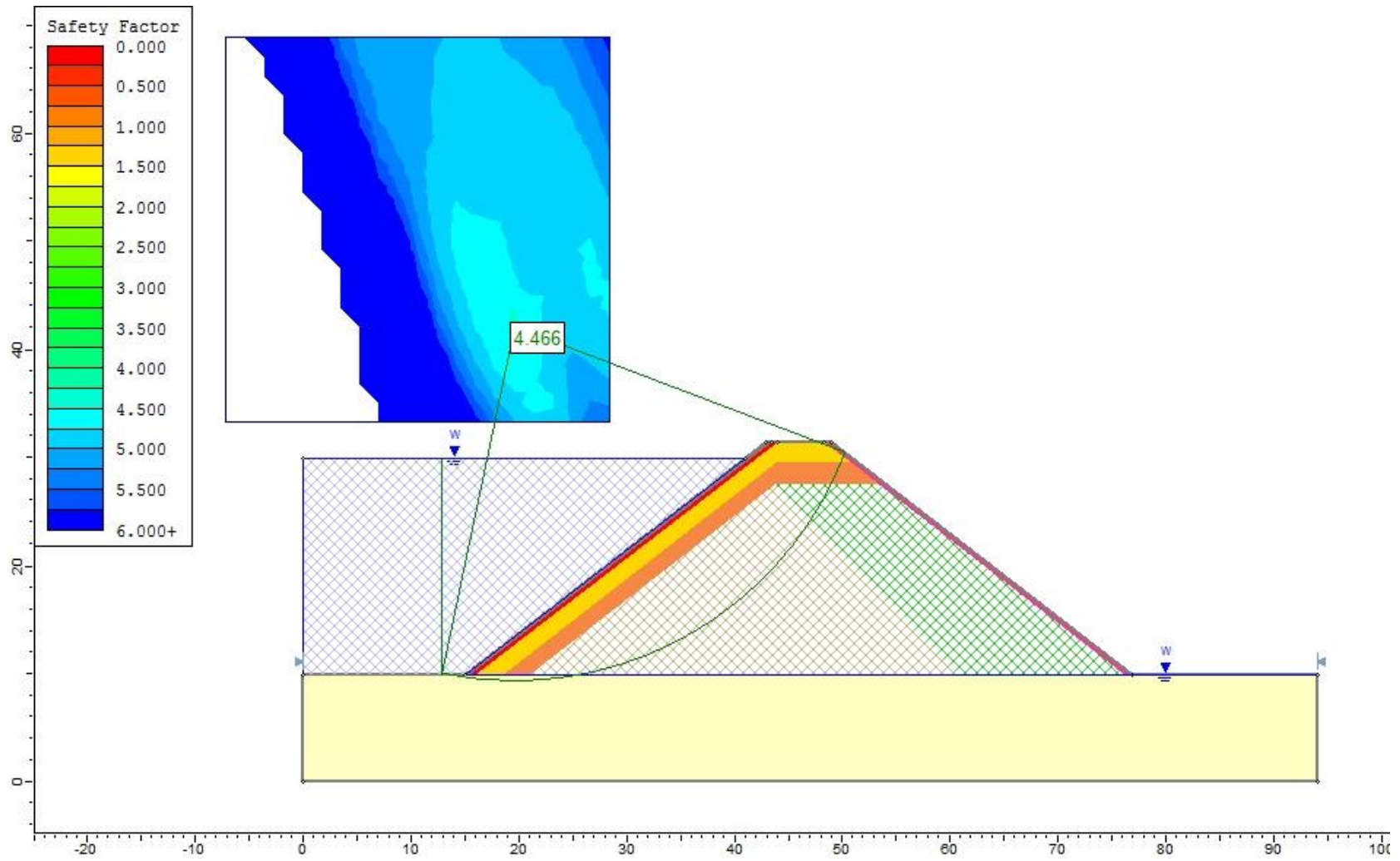


FIGURA 5. 11 PRESA LLENA – AGUAS ABAJO (SIN SISMO)

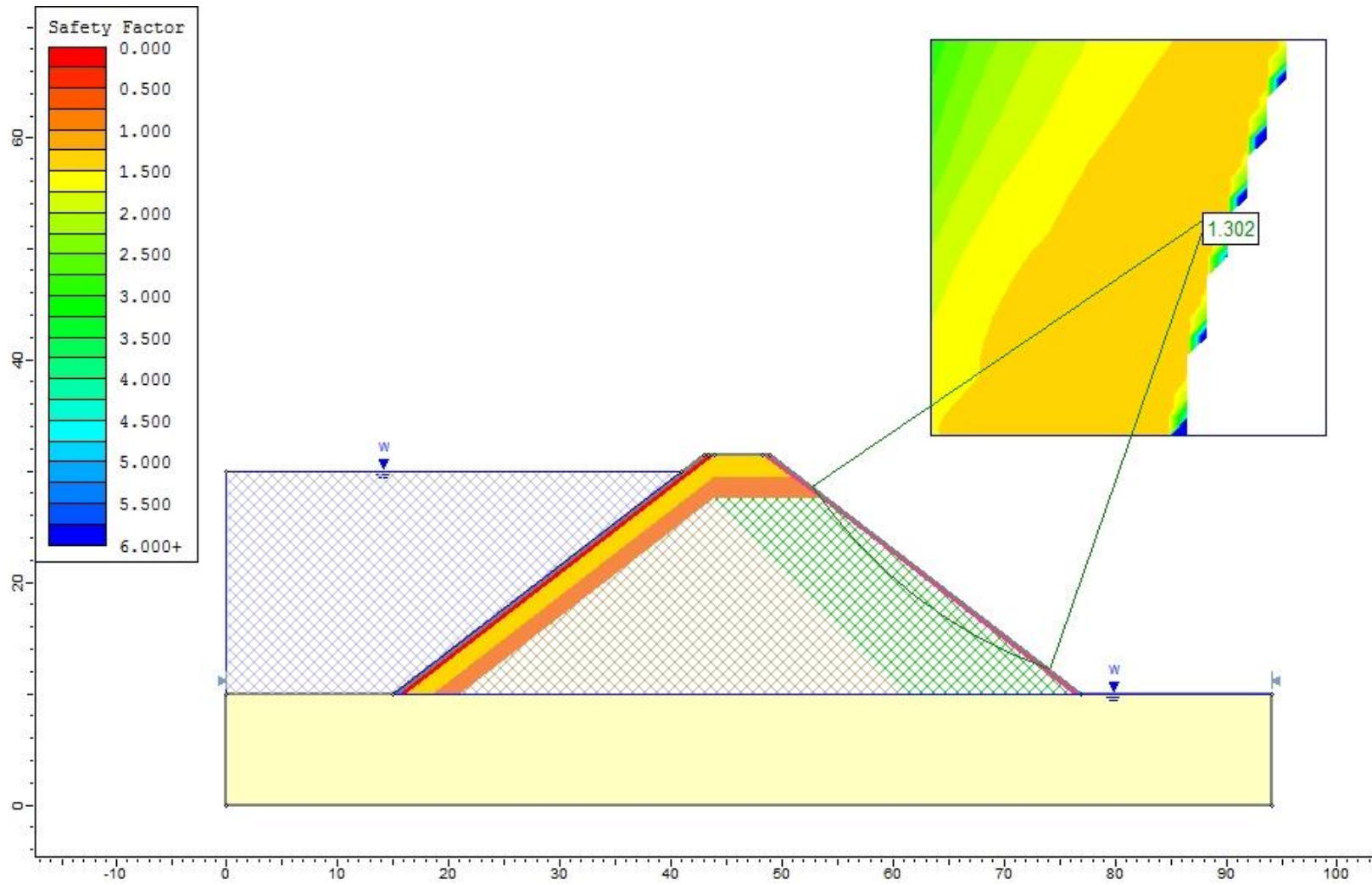


FIGURA 5. 12 PRESA TERMINADA – AGUAS ARRIBA (CON SISMO)

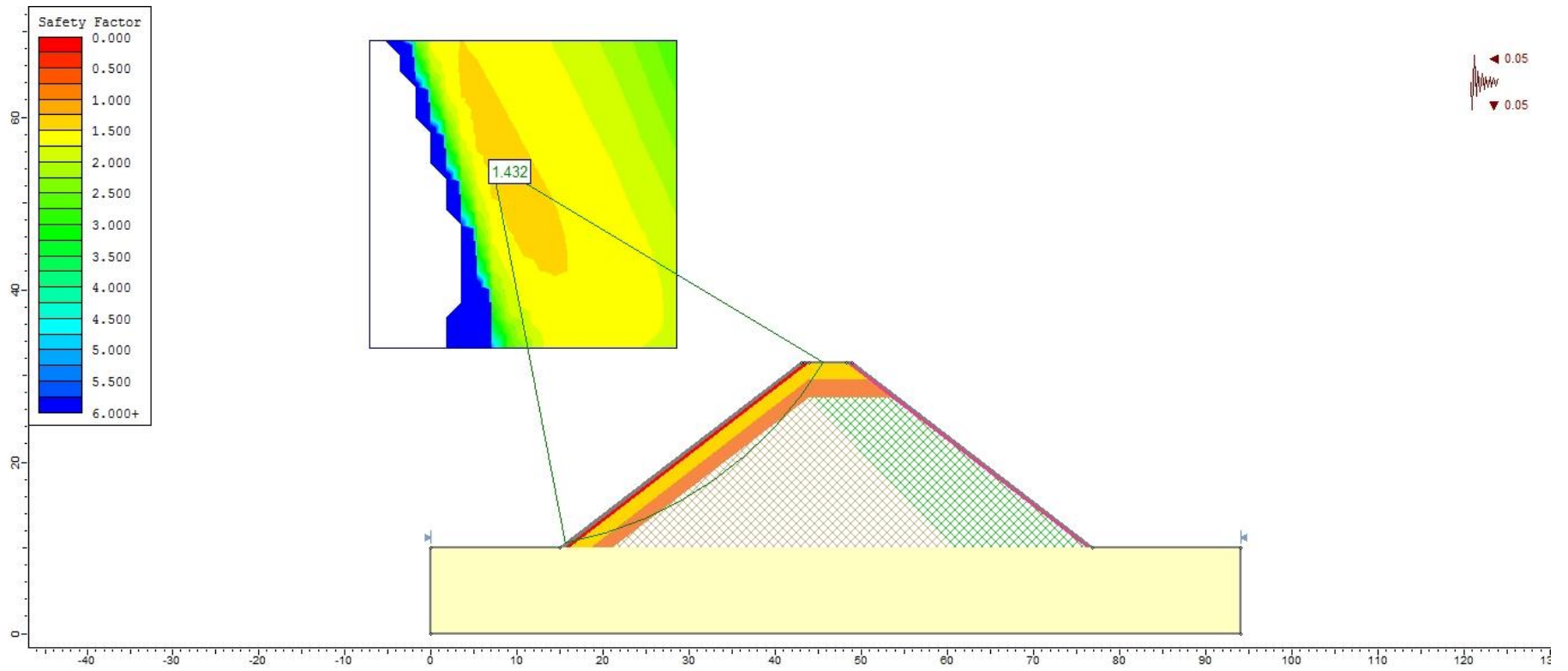


FIGURA 5. 13 PRESA TERMINADA – AGUAS ABAJO (CON SISMO)

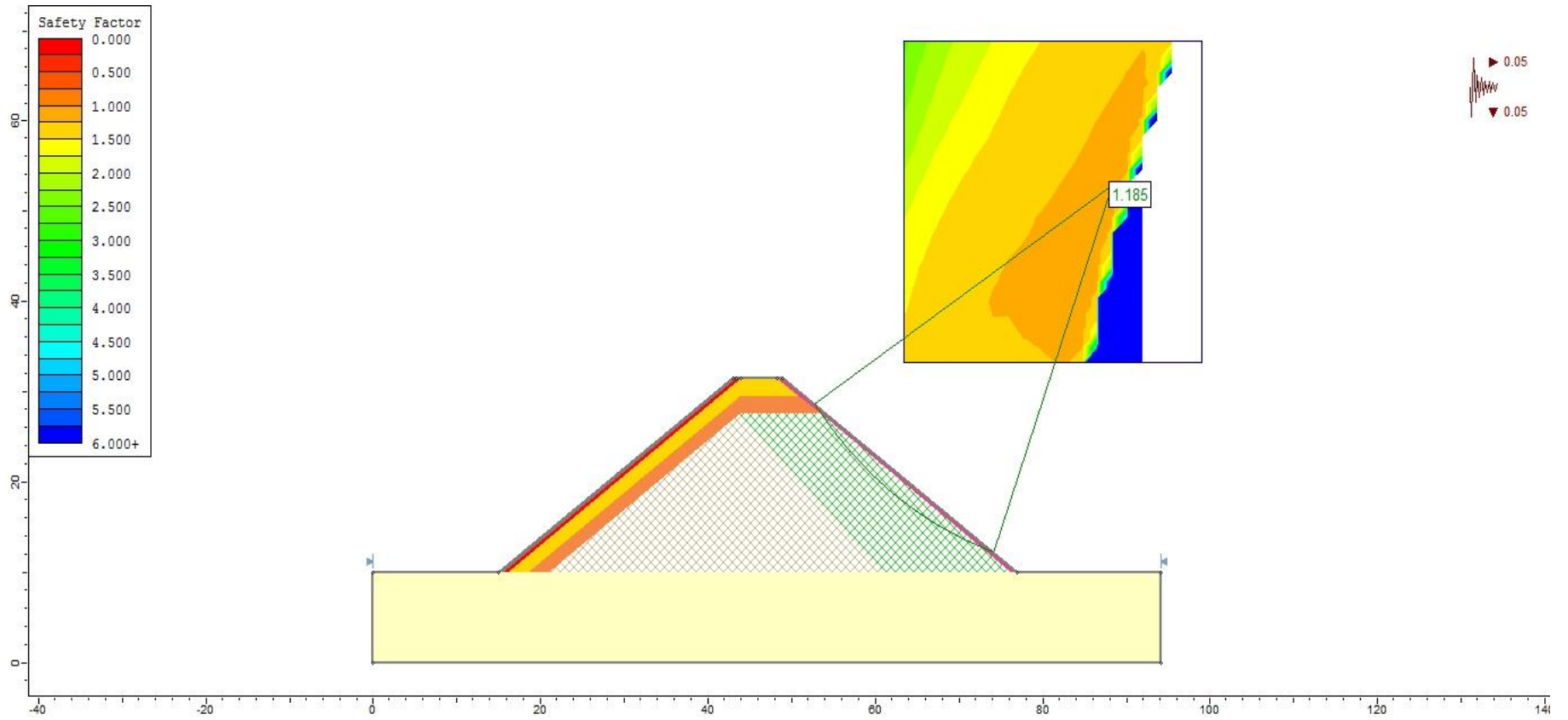


FIGURA 5. 14 PRESA LLENA – AGUAS ARRIBA (CON SISMO)

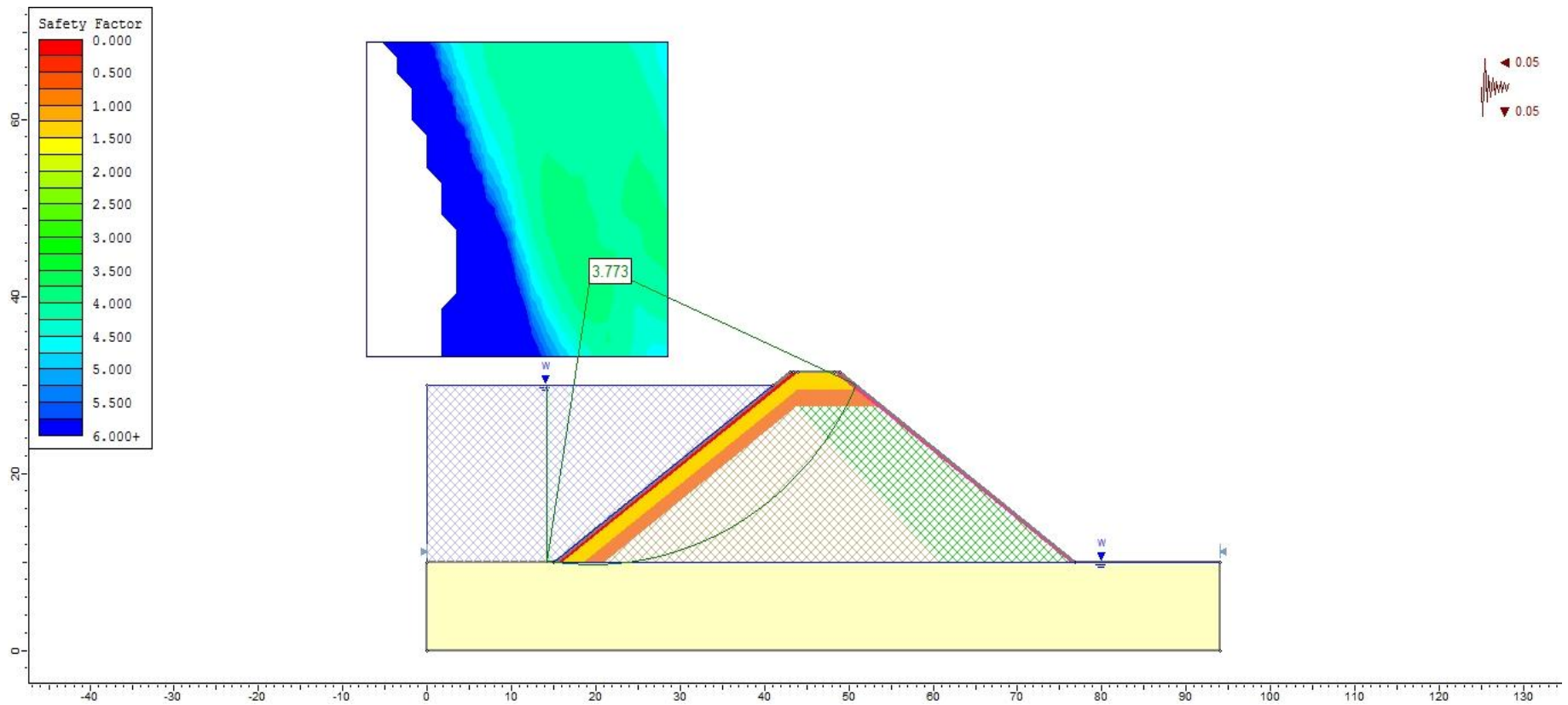
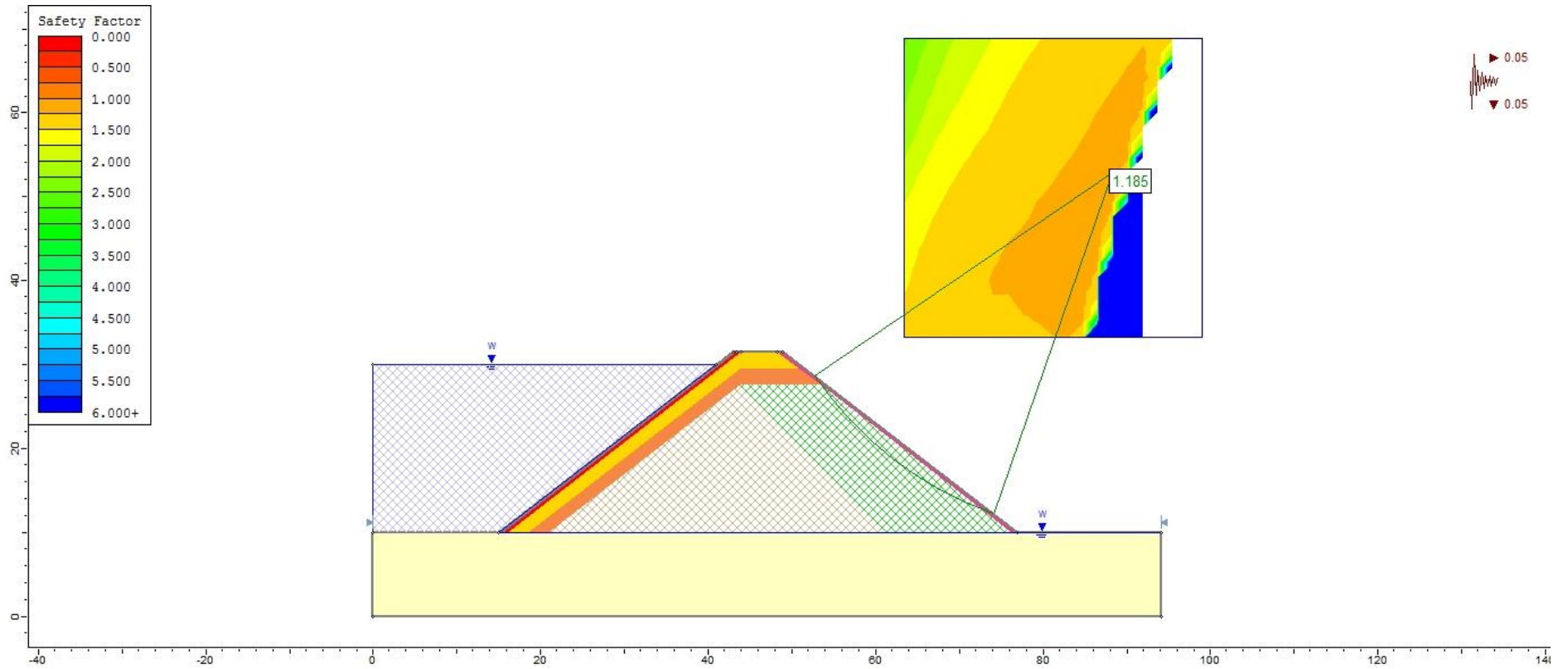


FIGURA 5. 15 PRESA LLENA – AGUAS ABAJO (CON SISMO)



5.2.6.5.2 ALTERNATIVA 2

Taludes aguas arriba 1.3 H : 1.0 V

aguas abajo 1.4 H : 1.0 V

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Water Surface	Hu Type	Ru
Fundación	Yellow	24	Mohr-Coulomb	40	60	Water Surface	Constant	
Pantalla Ho Ao	Light Green	24	Mohr-Coulomb	100	60	Water Surface	Constant	
Prepantalla de Ho Co	Light Orange	24	Mohr-Coulomb	80	60	None		0
Zona 2B	Orange	20	Mohr-Coulomb	20	38	None		0
Zona 3A	Pink	22	Mohr-Coulomb	10	38	None		0
Zona 3B	Light Green	22	Mohr-Coulomb	0	42	None		0
Rip Rap	Pink	20	Mohr-Coulomb	10	35	None		0
Zona 3C	Grey	22	Mohr-Coulomb	0	42	None		0

FIGURA 5. 16 SECCIÓN ADOPTADA

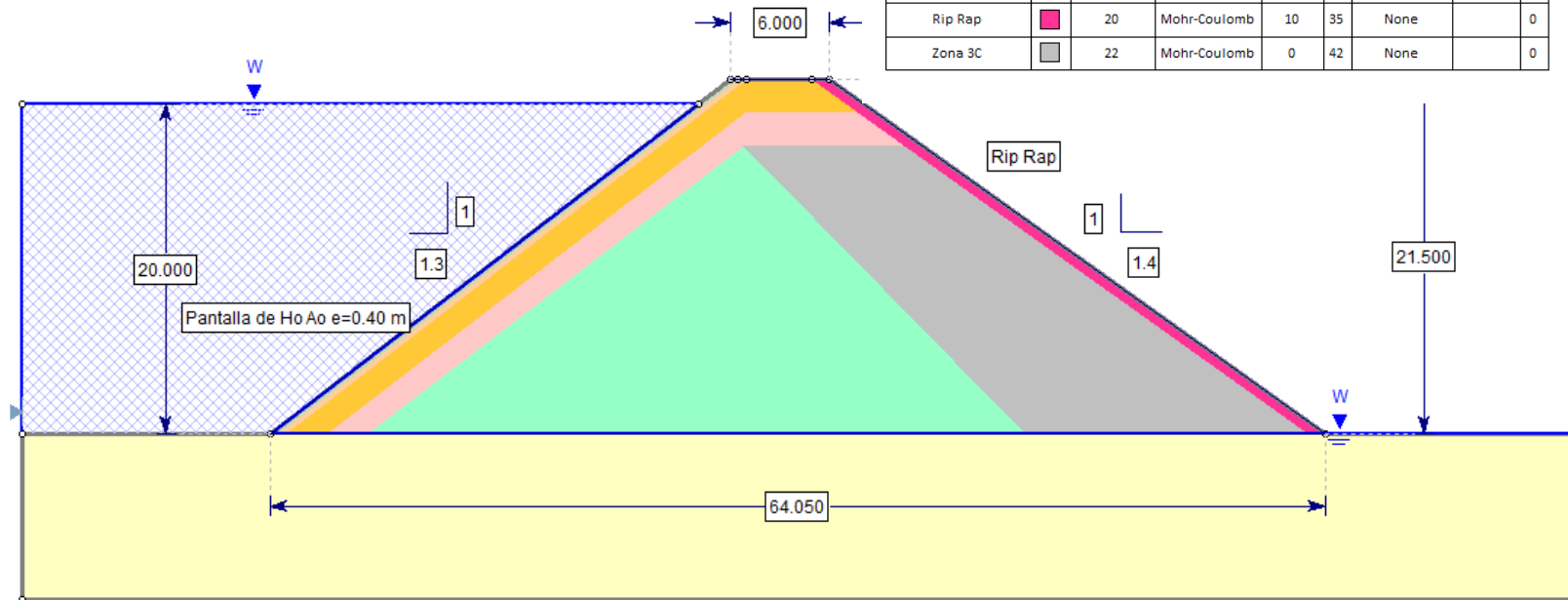


FIGURA 5. 17 PRESA TERMINADA – AGUAS ARRIBA (SIN SISMO)

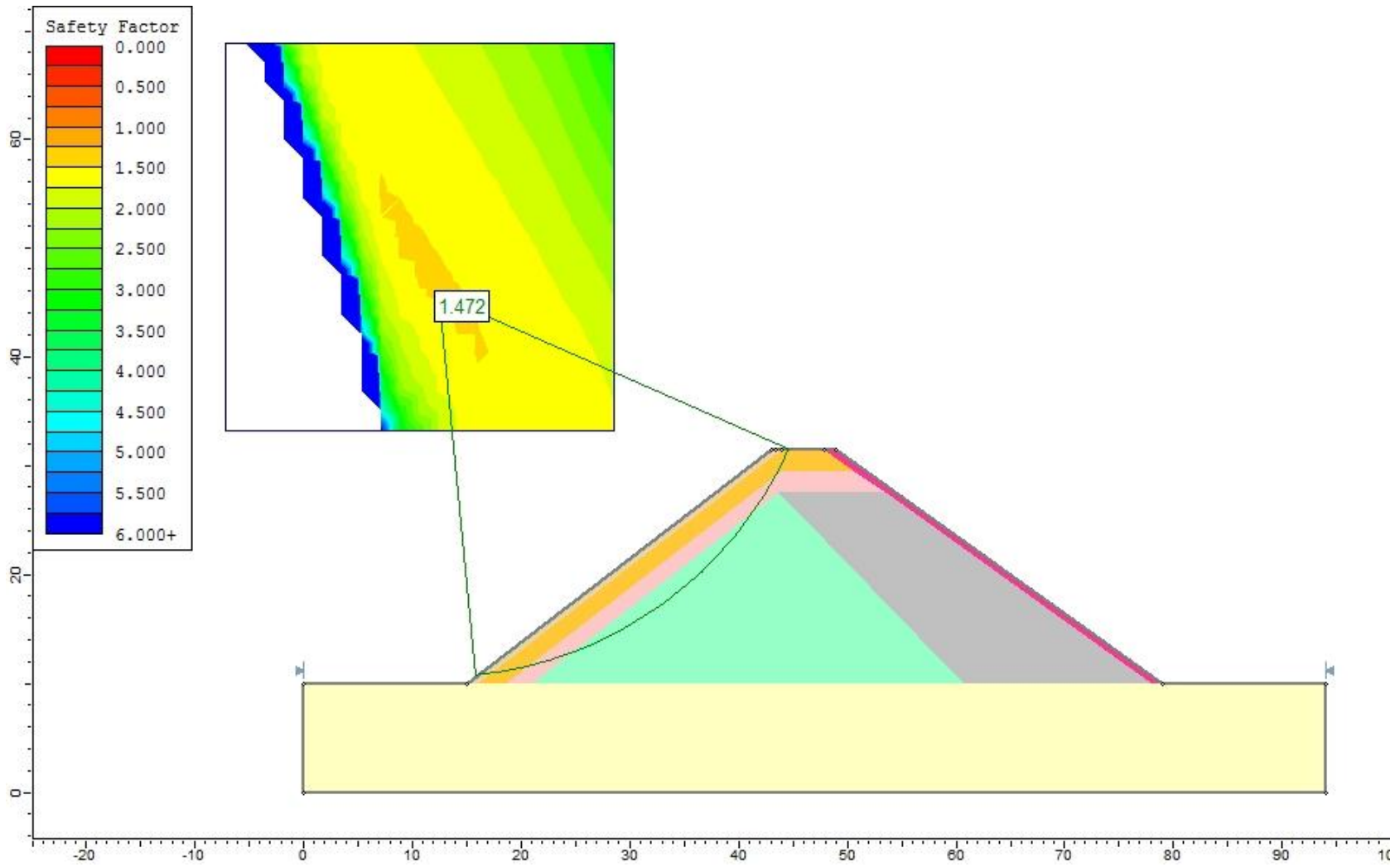


FIGURA 5. 18 PRESA TERMINADA – AGUAS ABAJO (SIN SISMO)

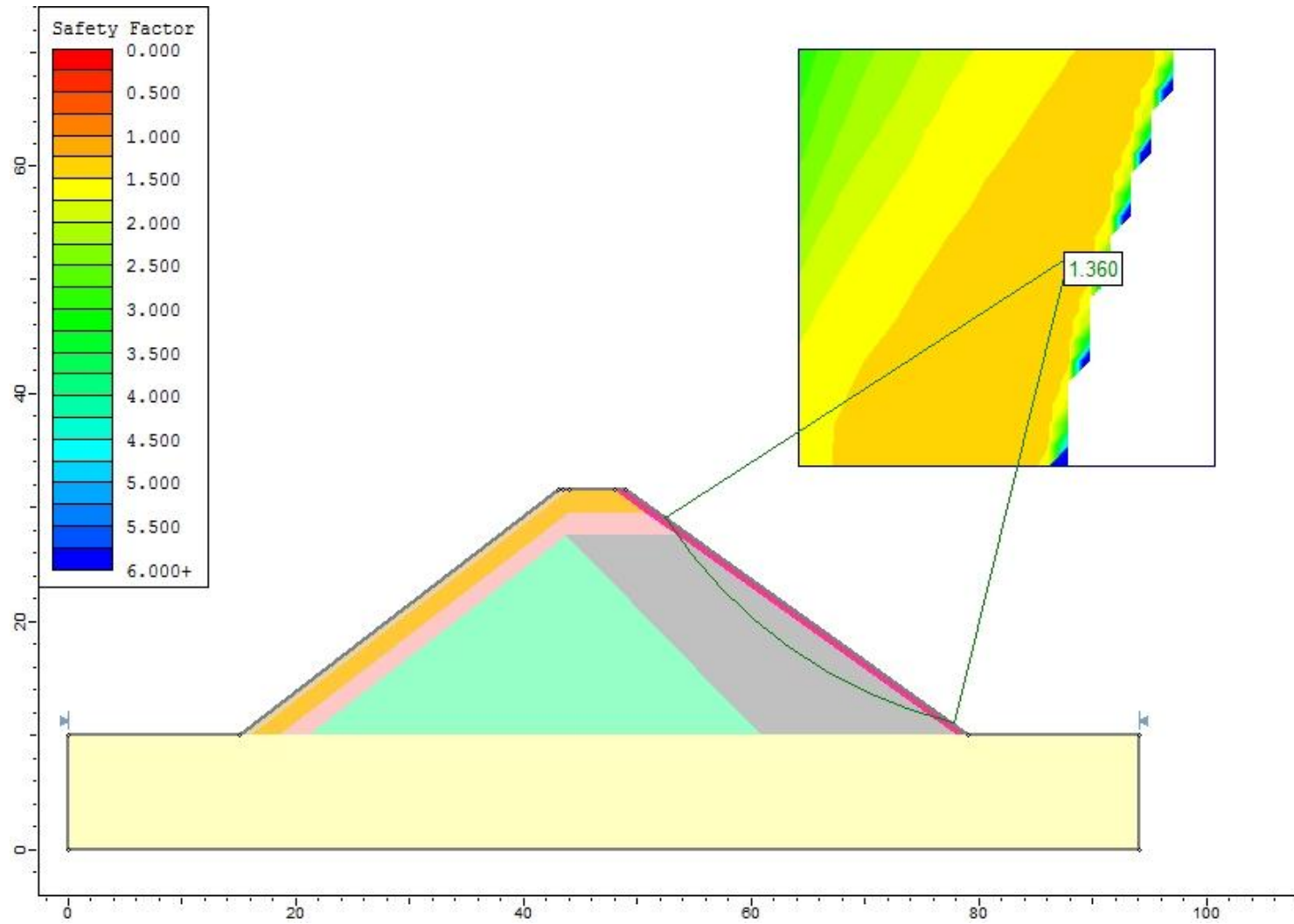


FIGURA 5. 19 PRESA LLENA – AGUAS ARRIBA (SIN SISMO)

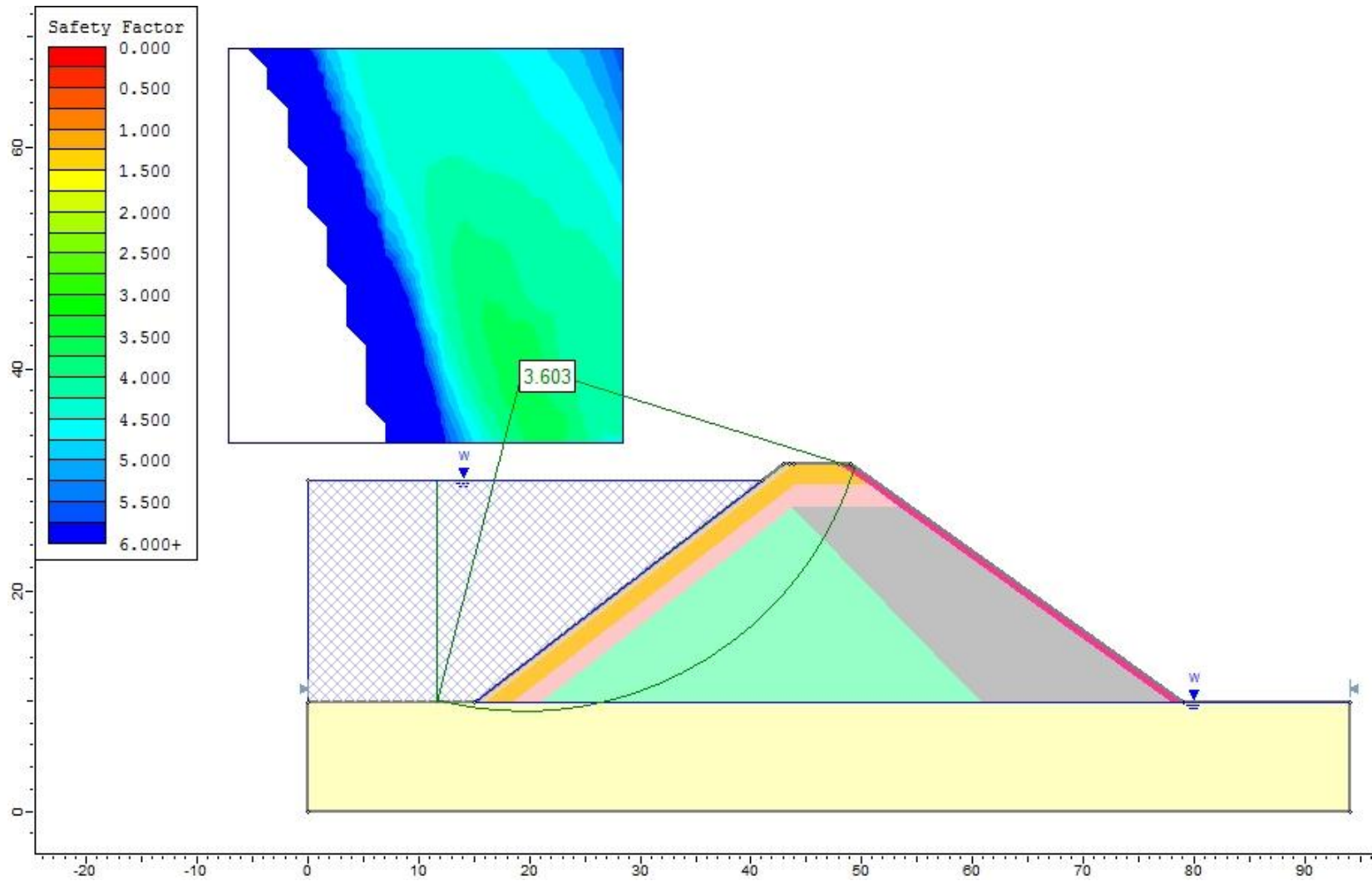


FIGURA 5. 20 PRESA LLENA – AGUAS ABAJO (SIN SISMO)

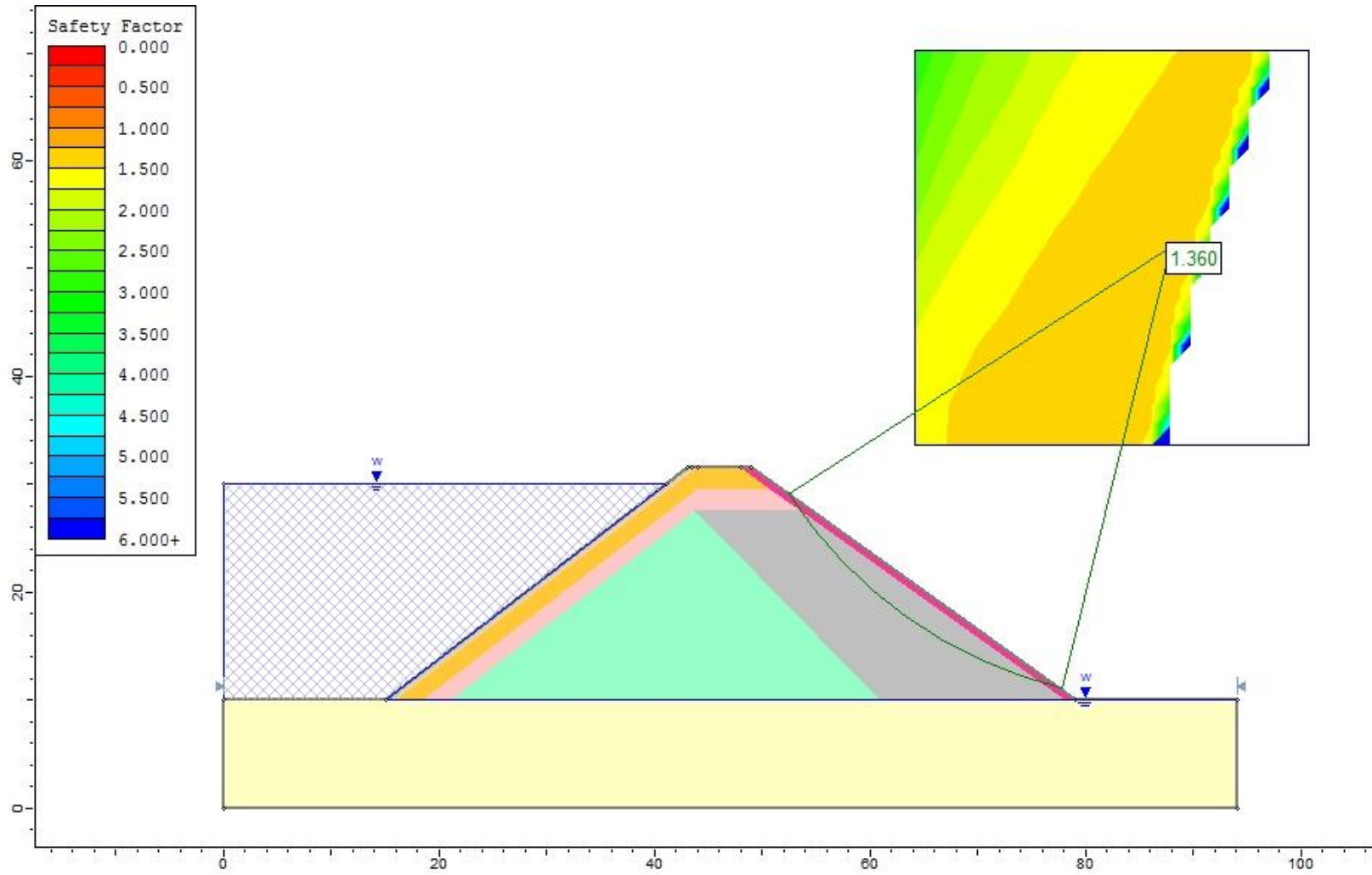


FIGURA 5. 21 PRESA TERMINADA – AGUAS ARRIBA (CON SISMO)

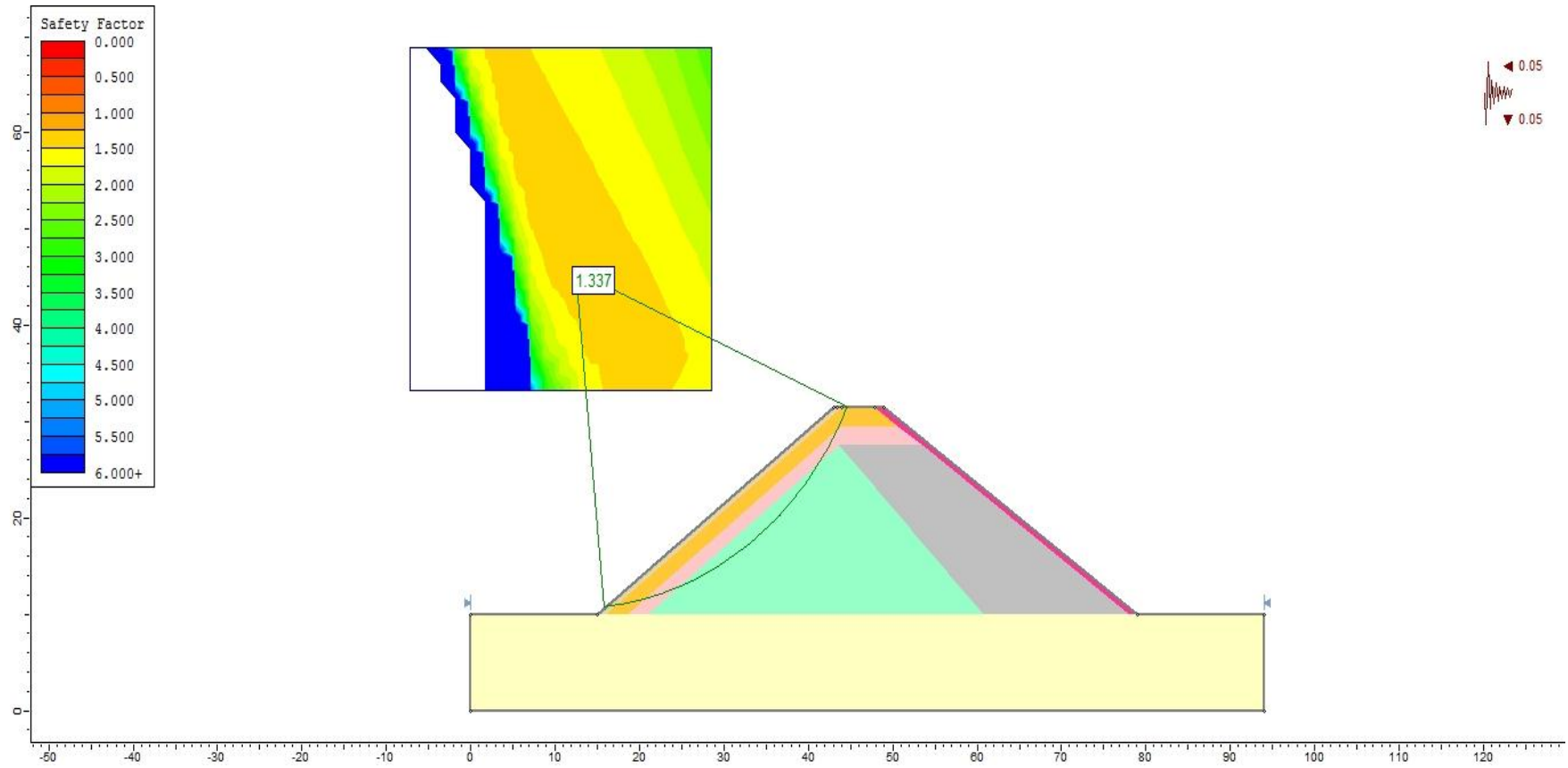


FIGURA 5. 22 PRESA TERMINADA – AGUAS ABAJO (CON SISMO)

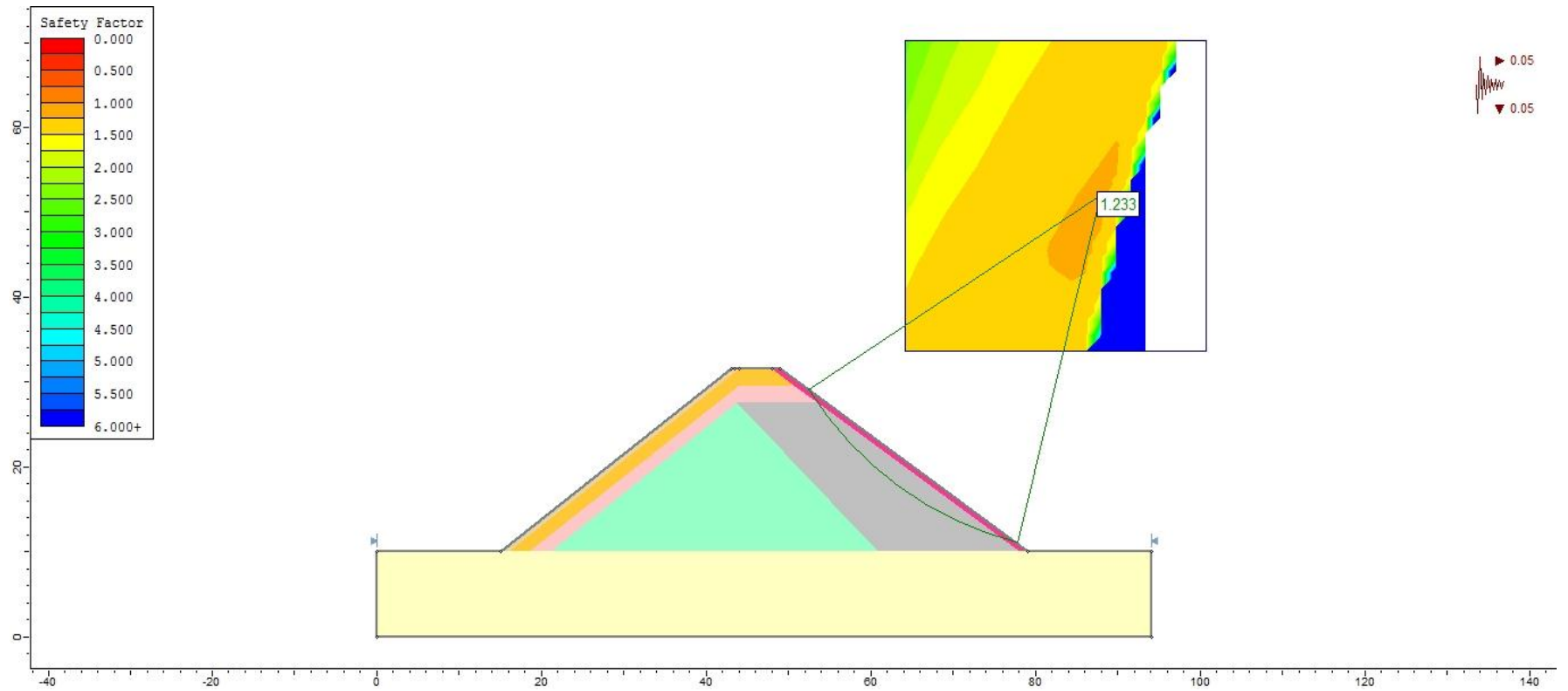


FIGURA 5. 23 PRESA LLENA – AGUAS ARRIBA (CON SISMO)

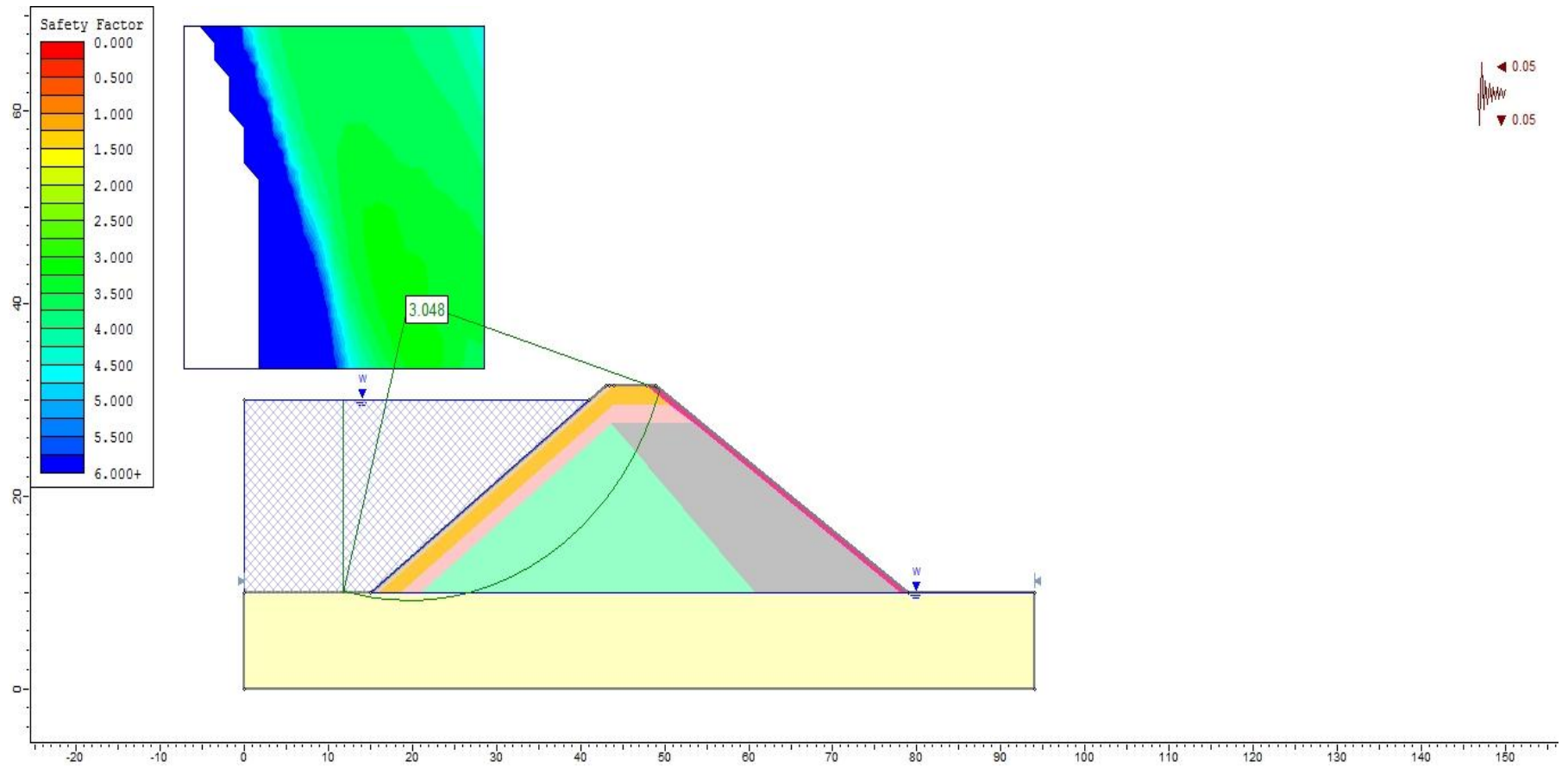
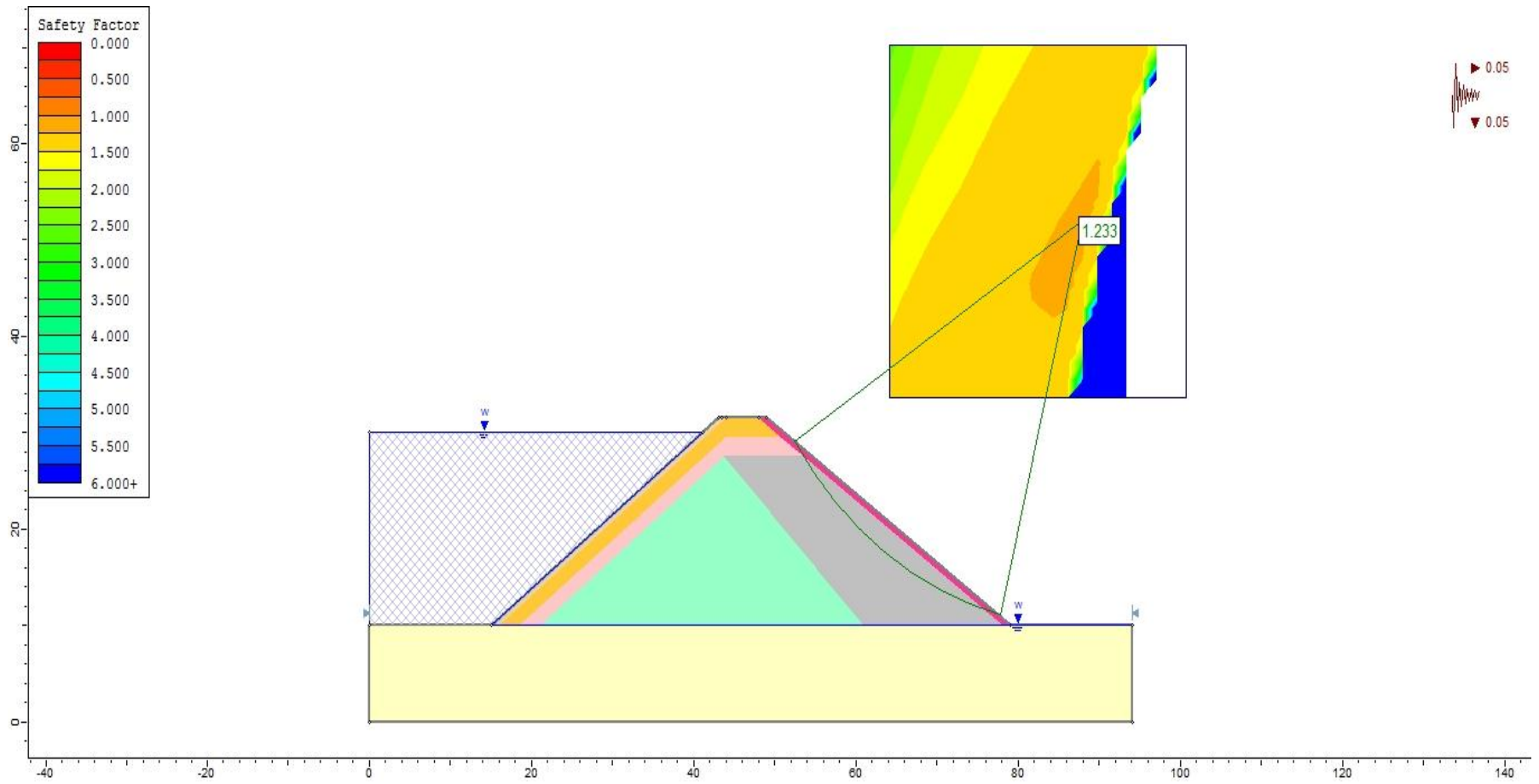


FIGURA 5. 24 PRESA LLENA – AGUAS ABAJO (CON SISMO)



Los resultados de los cálculos de estabilidad de taludes, se detallan a continuación en el siguiente cuadro resumen.

SIN SISMO

CUADRO 5. 6 FACTORES DE SEGURIDAD PARA LA PRESA SAN PEDRITO

ALTERNATIVA	ESTADO DE CARGA			
	Presa Terminada		Presa Llena	
	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo
Alternativa 1	1.571	1.302	4.666	1.302
Alternativa 2	1.472	1.36	3.603	1.36

CON SISMO

CUADRO 5. 7 FACTORES DE SEGURIDAD PARA LA PRESA SAN PEDRITO

ALTERNATIVA	ESTADO DE CARGA			
	Presa Terminada		Presa Llena	
	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo
Alternativa 1	1.257	1.05	3.901	1.05
Alternativa 2	1.181	1.039	3.563	1.039

5.2.6.5.3 FACTORES DE SEGURIDAD

A continuación se muestran los factores de seguridad mínimos recomendados para efectos de sismo, existiendo al respecto recomendaciones diversas:

- ✓ USACE (United States of America Corp of Engineers, que requieren valores de FS > 1.1 cuando se aplica métodos pseudo estáticos de análisis.
- ✓ ICOLD, para condiciones sísmicas plantea factores de seguridad FS > 1.2
- ✓ Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD) propone valores de FS del orden de 1.2 a 1.3 cuando se aplica el mismo método pseudo estático con coeficientes de sismicidad de 0.10g a 0.15g y no existe riesgo de licuefacción en el cuerpo de la Presa ni en la fundación.
- ✓ California Department of Water Resources – Division of Safety of Dams (DSO) recomienda valores de FS > 1.1 para el método pseudo estático

- ✓ Federal Emergency Management Agency (FEMA) de los Estados Unidos propone valores de FS > 1.0 además de los siguientes factores de seguridad para varios estados de carga en Presas de tierra y enrocado.

Final de la construcción	FS > 1.3
Descenso Repentino	FS > 1.1 (desde altura máxima)
Descenso Repentino	FS > 1.2 (desde cresta de compuertas)
Flujo Estable	FS > 1.5 (con embalse lleno)
Flujo Estable	FS > 1.4 (con tirante de crecida)
Con Carga sísmica	FS > 1.0

5.2.6.5.4 CONCLUSIONES

Luego de realizado el análisis de estabilidad para 2 alternativas, seleccionamos la alternativa **número 2**.

CUADRO 5. 8 SIN SISMO

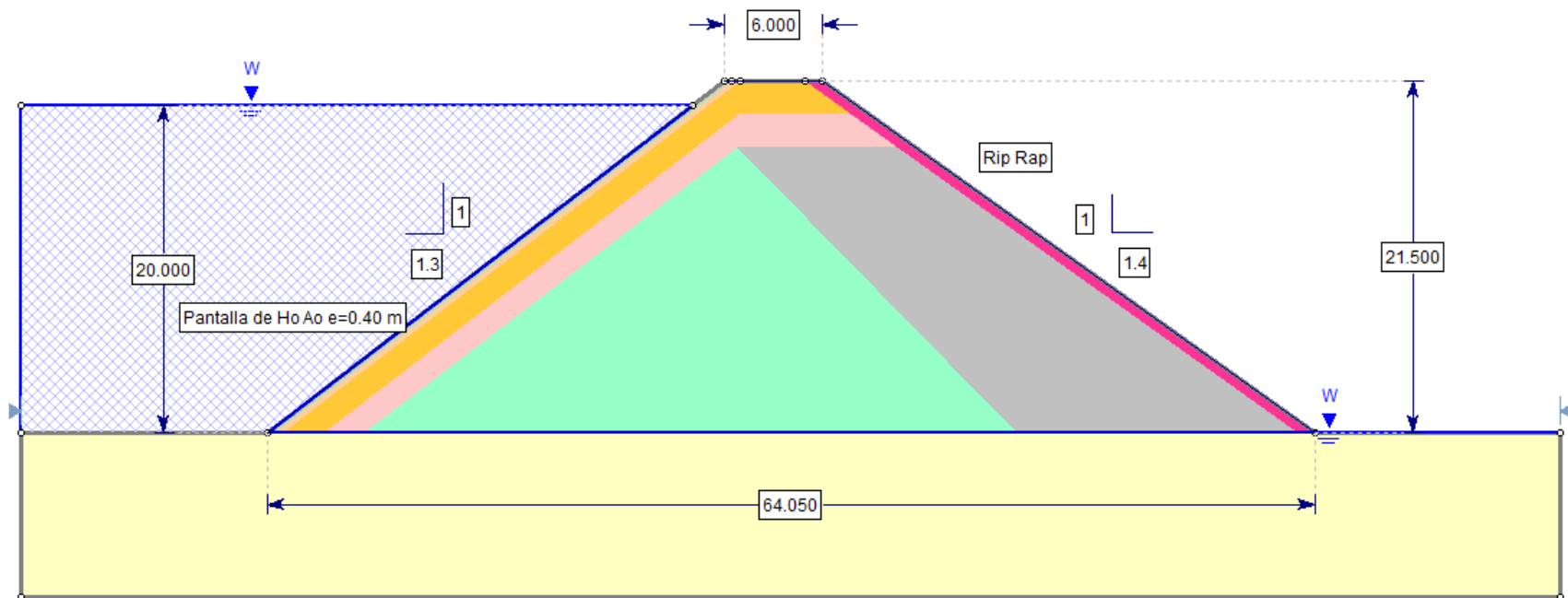
ALTERNATIVA	ESTADO DE CARGA			
	Presa Terminada		Presa Llena	
	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo
Alternativa 2	1.472	1.36	3.603	1.36

CUADRO 5. 9 CON SISMO

ALTERNATIVA	ESTADO DE CARGA			
	Presa Terminada		Presa Llena	
	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo
Alternativa 2	1.337	1.233	3.648	1.233

5.2.6.5.5 SECCIÓN ELEGIDA PARA LA PRESA SAN PEDRITO

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Water Surface	Hu Type	Ru
Fundación	Yellow	24	Mohr-Coulomb	40	60	Water Surface	Constant	
Pantalla Ho Ao	Green	24	Mohr-Coulomb	100	60	Water Surface	Constant	
Prepantalla de Ho Co	Orange	24	Mohr-Coulomb	80	60	None		0
Zona 2B	Yellow-Orange	20	Mohr-Coulomb	20	38	None		0
Zona 3A	Pink	22	Mohr-Coulomb	10	38	None		0
Zona 3B	Light Green	22	Mohr-Coulomb	0	42	None		0
Rip Rap	Pink	20	Mohr-Coulomb	10	35	None		0
Zona 3C	Grey	22	Mohr-Coulomb	0	42	None		0



5.3 DISEÑO DEL CANAL DE APROXIMACIÓN

5.3.1 DEFINICIÓN

Los aliviaderos comienzan generalmente, con un tramo de canal que permite el acceso del agua a éstos. Este canal debe cumplir el requerimiento de conducir el agua hasta la sección vertedora en condiciones tranquilas y normales a su longitud, evitando zonas de turbulencia que afecten la uniformidad de trabajo de la estructura.

El canal de acceso debe también producir las mínimas pérdidas de carga (energía por unidad de peso) para disponer de la mayor carga total para el vertimiento.

Las dimensiones del canal de acceso (ancho y longitud) están generalmente subordinadas a la elección del tamaño, tipo y ubicación de la sección de control vertedora y al tipo de terreno.

5.3.2 EXIGENCIAS HIDRÁULICAS DEL CANAL DE APROXIMACIÓN

El canal de aproximación debe cumplir para su diseño, con los siguientes requisitos:

1. Debe ser diseñado y ubicado de forma tal que las velocidades no afecten el talud de la cortina.
2. Las velocidades deben ser suficientemente pequeñas para que las pérdidas de energía y la erosión sean las menores posibles.
3. La entrada de agua al canal debe ser suave o gradual, con vista a evitar vórtices y remolinos. Deben evitarse los cambios bruscos de dirección en planta.
4. Las líneas de corriente tienen que ser normales a la sección vertedora para lograr una distribución uniforme de gastos específicos.

5.3.3 CARGA SOBRE EL VERTEDEDOR

Se denomina carga sobre el vertedor a la altura que alcanza el agua por encima de la cresta del cimacio vertedor.

En los vertedores se pueden definir tres tipos de carga:

1. Carga en el embalse ($H_{emb.}$).
2. Carga total o de diseño (H_0).
3. Carga estática (H).

La carga en el embalse no es más que aquella que tiene lugar en el embalse y se define como:

$$H_{emb} = NAM - NAN$$

La carga total o de diseño representa en sí, la carga estática más la carga de velocidad en el canal de aproximación, y se muestra en la siguiente ecuación:

$$H_0 = H + \frac{V_{ca}^2}{2g}$$

Por otra parte, la carga total o de diseño se puede definir como la diferencia que hay entre la carga en el embalse y las pérdidas en el canal de aproximación como se indica a continuación:

$$H_0 = H_{emb} - \sum h_f$$

$$H_0 = NAM - NAN - \sum h_f$$

Dónde:

NAM: nivel de aguas máximas.

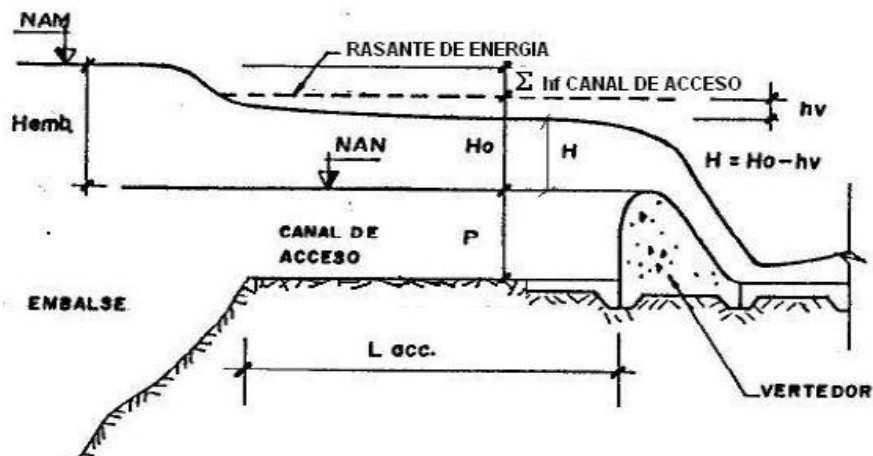
NAN: nivel de aguas normales.

Vca: velocidad en el canal de aproximación.

g : aceleración de la gravedad.

$\sum h_f$: pérdidas de carga en el canal de aproximación.

CUADRO 5. 10 CARACTERÍSTICAS DEL CANAL DE APROXIMACIÓN



5.3.4 PÉRDIDAS DE CARGA EN EL CANAL DE APROXIMACIÓN O ACCESO

Como se vio en el epígrafe anterior, en el canal de acceso se producen pérdidas que influyen en la carga de diseño que se tendrá sobre el cimacio vertedor:

$$\Sigma hf = hfe + hfl$$

hfe : pérdidas de carga a la entrada del canal, se estima según:

$$hfe = Ke \cdot hv$$

Ke : coeficiente de pérdidas de carga por entrada, generalmente se adopta $Ke = 0,05$ a $0,2$; pero, se aconseja tomar $0,1$.

hv : carga a velocidad en el canal de aproximación, se estima según:

$$hv = \frac{V_{ca}^2}{2g} = \frac{1}{2g} * \left(\frac{Q}{A} \right)^2$$

V_{ca} : velocidad media del flujo en el canal de aproximación, m/s.

Q : caudal o gasto que circula por el aliviadero, m³/s.

A : área mojada en el canal de aproximación, m².

hfl : pérdidas longitudinales en el canal de acceso, se estima aproximadamente con el empleo de alguna fórmula de régimen uniforme en canales (generalmente por la ecuación de Manning).

$$h_{f_l} = S_f L_{acc} = \left[\frac{Qn}{AR^{2/3}} \right]^2 L_{acc}$$

Dónde:

S_f : pendiente de la rasante de energía.

n : coeficiente de rugosidad de Manning.

A : área mojada en el canal de aproximación, m².

R : radio hidráulico, m.

L_{acc} : longitud del canal de aproximación, m.

En los aliviaderos ocurre generalmente que el ancho de plato del canal de acceso (B_{acc}) es mucho mayor que el tirante de circulación. En esas condiciones pueden efectuarse los cálculos como si el canal fuese rectangular, es decir:

$$A = B_{acc} * R$$

$$R = P + H$$

$$Q = q_{acc} * B_{acc}$$

Luego:

$$h_{f_1} = \frac{q_{acc}^2 n^2}{R^{10/3}} L_{acc}$$

Dónde:

q_{acc} : caudal específico en el canal de acceso, m/s² , que se determina como:

$$q_{acc} = Q / B_{acc}$$

B_{acc} : ancho del canal de acceso, m.

P: altura del paramento superior del cimacio vertedor, m.

H: carga sobre el vertedor, m.

5.3.5 RESULTADOS OBTENIDOS

Las mismas se identifican el cálculo en el **ANEXO-4** pag. 1.

Se presentan a continuación un resumen de los resultados obtenidos

Cuadro 5. 11 Dimensiones de canal de aproximación

Longitud Acceso	10 [m]
Caudal Máximo	13.73 [m ³ /seg]
Base Acceso	8 [m]
Pendiente	0.002 [m/m]

5.4 DISEÑO DEL VERTEDERO DE EXCEDENCIAS

5.4.1 DEFINICIÓN Y TIPO DE SECCIONES VERTEDORAS MÁS USADAS

Uno de los principales componentes de un aliviadero, lo constituye la estructura de control o sección vertedora porque regula y gobierna las descargas del vaso cuando en éste se alcanzan niveles mayores a los ya fijados.

Las secciones vertedoras pueden adoptar diferentes formas tanto longitudinales como transversales, dependiendo de múltiples factores entre los que se destacan su tamaño, su ubicación y la finalidad de su empleo.

Existen distintos tipos de secciones vertedoras:

- De pared delgada.
- Poligonales (umbral ancho).
- De perfil práctico sin vacío.
- De perfil práctico con vacío.

Teniendo en cuenta el objetivo que se persigue con estos apuntes que es el diseño de los aliviaderos de Presas, se presentan a continuación las características generales, metodologías y ejemplos de cálculo de los tres últimos tipos de vertedores antes mencionados, no siendo igual en el caso del vertedor de pared delgada, pues su uso más frecuente es en aforos de canales y en mediciones de Laboratorio.

5.4.2 ECUACIÓN FUNDAMENTAL QUE CARACTERIZA LA DESCARGA SOBRE EL VERTEDOR

La ecuación que caracteriza la descarga sobre el vertedor puede presentarse de la siguiente manera:

$$Q = mL\sqrt{2g}H_0^{3/2}$$

Dónde:

Q : gasto que circula por el aliviadero, m³/s.

g : aceleración de caída libre, m/s².

H₀: carga total o de diseño, m.

L : longitud efectiva de vertimiento, m. Es la longitud que se obtiene al descontar al ancho neto del vertedor las contracciones laterales del flujo debidas a la presencia de pilas y estribos.

m : coeficiente de gasto, adimensional, que caracteriza la eficiencia de la descarga sobre el vertedor, su valor depende fundamentalmente del tipo de cimacio vertedor que se emplee.

El mismo se determina según la siguiente expresión:

$$m = m_0 * \sigma_1 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4$$

Siendo:

m_0 : coeficiente de gasto nominal que depende del tipo de sección vertedora que se utilice y su valor está en función de la altura del vertedor y de la carga hidráulica actuante sobre el mismo.

σ_1 : coeficiente de afectación por carga diferente a la del proyecto. Cuando por un cimacio vertedor determinado a partir de una cierta carga de diseño H_0 , se hace circular una carga H_e diferente a la anterior, la descarga se verá afectada por esta razón. En tal sentido se deberá corregir el coeficiente de gasto nominal por un factor que podrá ser mayor o menor que la unidad en dependencia del valor de la carga real en comparación con la carga del proyecto.

σ_2 : coeficiente de afectación por inclinación del paramento superior.

Al variar la inclinación del paramento superior, al igual que en el caso anterior se producirá una afectación en la descarga del vertedor. La literatura consultada refiere que el comportamiento de este factor depende en lo fundamental del tipo de sección vertedora, la altura del paramento superior y la carga sobre la cresta.

σ_3 : coeficiente de afectación por efecto del lavadero o solera aguas abajo.

Cuando la distancia vertical desde la cresta del vertedor al lavadero aguas abajo no resulta ser lo suficientemente grande para contrarrestar el efecto de contrapresión a la que es sometida la lámina vertiente como resultado de su impacto con el lavadero aguas abajo, el valor del coeficiente de gasto será afectado por este fenómeno. Los estudios realizados sobre este tema apuntan que independientemente de la sección vertedora que se tenga, el valor adoptado por este factor, siempre es menor que la unidad.

Es importante resaltar que cuando el régimen de circulación aguas abajo es supercrítico o cuando ocurre un salto hidráulico desplazado, la reducción del coeficiente de gasto se debe fundamentalmente a la contrapresión del lavadero aguas abajo, no siendo igual en el caso de la existencia de un salto hidráulico apoyado sobre el cimacio, donde predominará en la reducción del coeficiente de gasto el efecto de sumersión.

σ_4 : coeficiente de afectación por sumersión.

Cuando el nivel del agua, aguas abajo de un vertedor es lo suficientemente elevado para afectar la descarga, se dice que el vertedor está ahogado y por ende se producirá una alteración en el coeficiente de descarga.

Vale destacar que la afectación del coeficiente de gasto debido a la sumersión está estrechamente vinculado con el tipo de sección vertedora que se utiliza; por ejemplo, en el caso de los perfiles prácticos sin vacío, para considerar el efecto de sumersión, el tirante aguas abajo deberá estar siempre por encima de la cresta vertedora, mientras que en el caso de los perfiles prácticos con vacío tiene lugar el efecto de sumersión para valores del tirante aguas abajo por debajo de la cresta, atendiendo a la característica particular que tiene este tipo de sección vertedora, donde la eficiencia del vertedor depende de forma directa de la zona de vacío y si se tiene en cuenta que dicha zona de vacío se extiende aguas abajo de la cresta, entonces se justifica el hecho de que con tirante por debajo de la cresta se produzcan afectaciones del coeficiente de gasto debido a este fenómeno.

Por último se debe destacar que si la lámina vertiente se conjuga con la profundidad de circulación en el bief inferior por medio de un salto desplazado, el vertedor no trabajará sumergido independientemente de la altura que alcance el nivel de agua, aguas abajo.

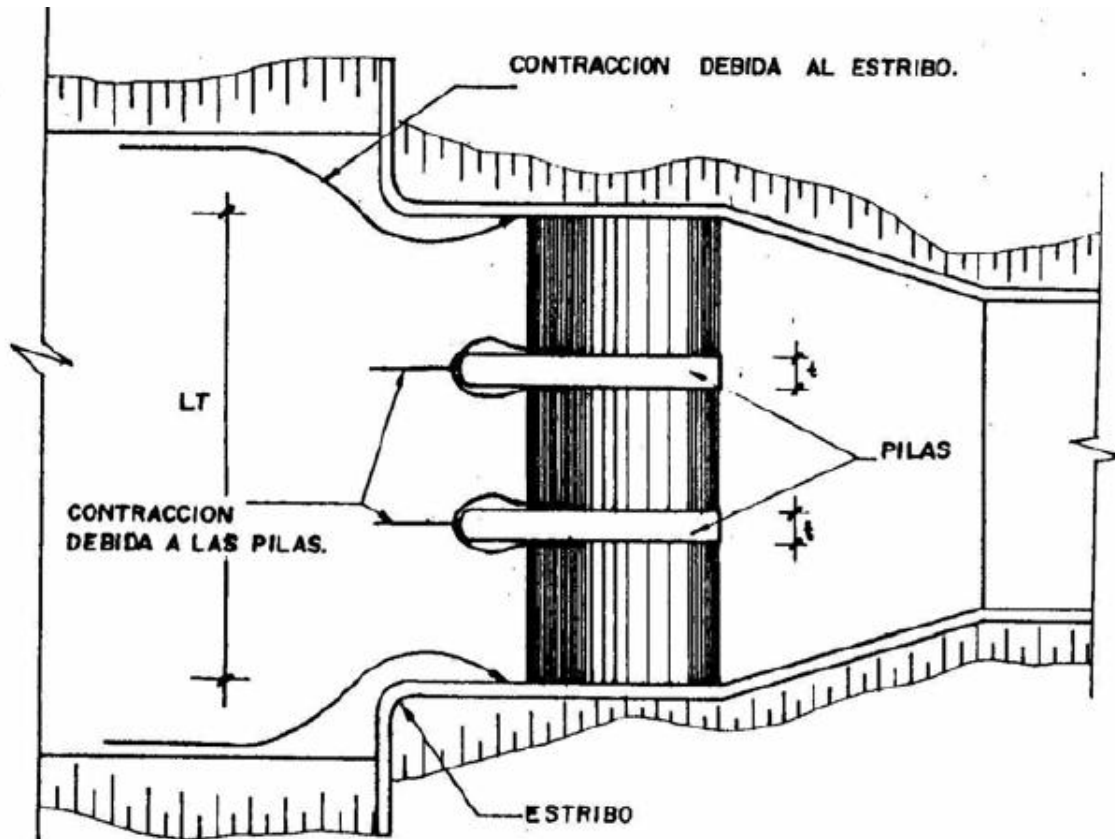
Este comentario es aplicable a cualquier tipo de sección vertedora, a continuación se recomiendan los valores de m más empleados para estos efectos en las diferentes secciones vertedoras.

1. Vertedores de umbral ancho, $m = 0,35 \sim 0,38$
2. Vertedores de pared delgada, $m = 0,42 \sim 0,44$
3. Vertedor de perfil práctico sin vacío, $m = 0,45 \sim 0,49$
4. Vertedor de perfil práctico con vacío, $m = 0,50 \sim 0,54$

5.4.3 EFECTO DE PILAS Y ESTRIBOS

Generalmente en los aliviaderos que se construyen, el ancho del canal de acceso es mucho mayor que la longitud vertedora del cimacio vertedor, cuando esto ocurre es necesario hacer una transición entre ambas longitudes, dando lugar al uso de lo que comúnmente se conocen como estribos

FIGURA 5. 25 CONTRACCIONES DE PILAS Y ESTRIBOS



Por otra parte a aquellos elementos que se emplean en los aliviaderos cuando el vertimiento es regulado y cuando por encima del mismo se colocara una vía de acceso, se denominan pilas. En el primer caso estas pilas se utilizan en el sostén de las compuertas y en el segundo caso, para el apoyo de la vía. Como se puede deducir, la colocación de pilas y estribos en los aliviaderos trae como consecuencia la reducción de la longitud total, como resultado de la ocurrencia de contracciones laterales del flujo debido al contorneo del mismo a estos elementos y del espesor de las pilas.

Cuando se hizo referencia a la expresión fundamental de la descarga sobre el vertedor se empleó el término (L) longitud efectiva, que es la longitud o ancho total del vertedor descontando el espesor de las pilas y las contracciones laterales, debido a la presencia de los estribos y las pilas; en otras palabras, la longitud efectiva es aquella por la que realmente tiene lugar el vertimiento sobre el vertedor.

De forma general se utiliza una expresión que permite el cálculo de la longitud total en los vertedores y que lleva implícita la longitud efectiva y los efectos de pilas y estribos como se muestra a continuación:

$$L^1 = L + 2(nK_p + K_e)H_o$$

Dónde:

L : longitud efectiva del vertimiento, m.

L^1 : longitud neta, m, implícita dentro de la expresión de la longitud total

n : número de pilas.

K_p : coeficiente de contracción producida por las pilas. (Tabla 2.1)

K_e : coeficiente de contracción producida por los estribos. (Tabla 2.1)

H_o : carga total sobre el vertedor

t : ancho de pila

El coeficiente K_e toma en cuenta la contracción debida a los estribos y depende de los siguientes factores:

- a) Forma del estribo.
- b) Angulo entre la dirección general de la corriente y la pared de aproximación del estribo.
- c) Relación entre la carga de operación H_e y la carga total H_0 de diseño.
- d) Velocidad de aproximación.

Los valores de K_e se pueden tomar según aparecen en la Tabla que se mostrara más adelante

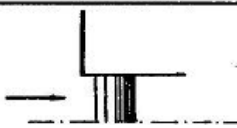
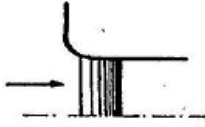

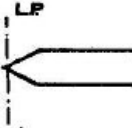
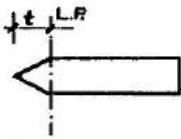
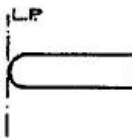
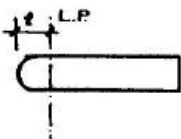
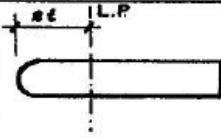
El coeficiente K_p está referido a la contracción de las pilas y depende de los siguientes factores:

- a) Forma de la pila.
- b) Posición de la pila respecto a la cresta.
- c) Espesor de la pila (en relación con la carga).
- d) Carga de operación en relación con la carga de diseño.
- e) Velocidad de aproximación.

Según Creager para pilas con un espesor $t \approx 1/3 H_o$, los valores que se brindan en la Tabla son suficientemente seguros. Se hace hincapié en el hecho de que los valores precisos de los coeficientes de contracción de las pilas sólo pueden ser obtenidos experimentalmente.

Si se considera el caso de pilas situadas entre una compuerta abierta y una cerrada los coeficientes anteriores pueden llegar a tener un valor 2,5 veces mayor que los indicados.

CUADRO 5. 12 VALORES DE KE Y KP

ELEMENTO	DESCRIPCION	ESQUEMA	COEFICIENTE
ESTRIBOS	CUADRADOS CON MUROS DE CABEZA A 90° CON LA DIRECCION DE LA CORRIENTE.		$K_e = 0.20$
	REDONDEADOS CON MUROS DE CABEZA A 90° CON LA DIRECCION DE LA CORRIENTE CUANDO $0.5 H_o \geq r \geq 0.15 H_o$.		$K_e = 0.10$
	REDONDEADOS EN LOS QUE $r > 0.5 H_o$ Y EL MURO DE CABEZA ESTA COLOCADO A NO MAS DE 45° CON LA DIRECCION DE LA CORRIENTE.		$K_e = 0.0$
PILAS	TAJAMAR TRIANGULAR		$K_p = 0.04$
	TAJAMAR TRIANGULAR CON PROLONGACION DE LA PILA DE UNA VEZ EL ESPESOR t (MEDIDA DESDE EL PARAMENTO SUPERIOR).		$K_p = 0.03$
	TAJAMAR REDONDO		$K_p = 0.045$
	TAJAMAR REDONDO CON PROLONGACION DE UNA VEZ EL ESPESOR t (MEDIDO DESDE EL PARAMENTO SUPERIOR).		$K_p = 0.055$
	TAJAMAR REDONDO CON PROLONGACION DE DOS VECES EL ESPESOR t (MEDIDO DESDE EL PARAMENTO SUPERIOR)		$K_p = 0.025$

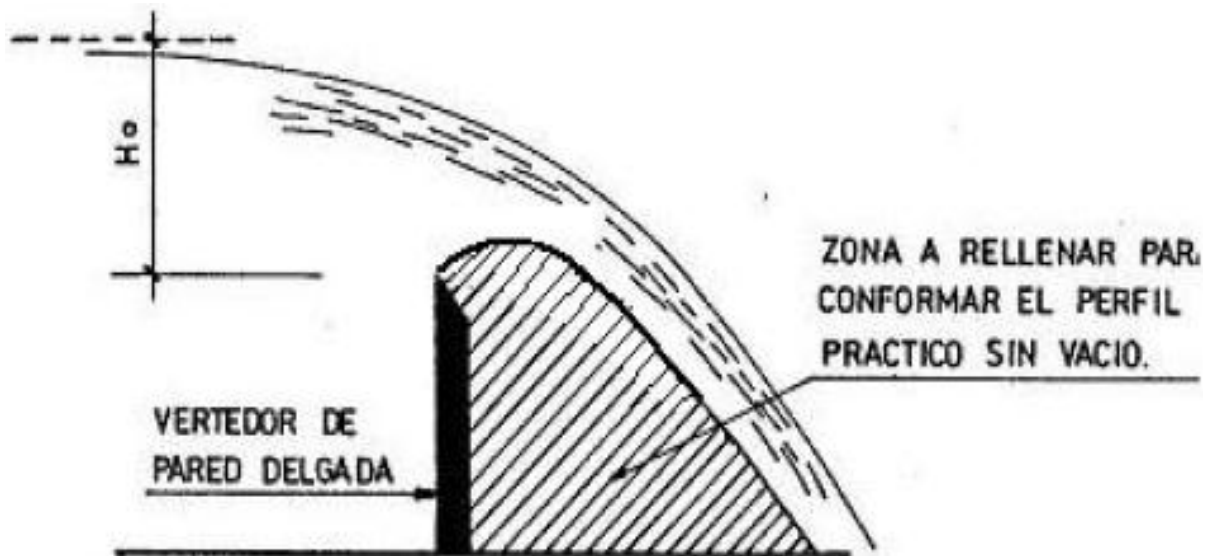
r = Radio con que se redondean los estribos.
 L.P. - Línea del Paramento Superior del Cimacio Vertedor.

5.4.4 DISEÑO HIDRÁULICO DE VERTEDORES DE PERFIL PRÁCTICO SIN VACÍOS

5.4.4.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES

Cuando el espacio bajo el chorro que descarga libremente sobre un vertedor de pared delgada es rellenado con hormigón o cualquier otro tipo de material, se obtendrá el perfil del vertedor coincidiendo con la configuración de la parte inferior de la lámina vertiente o lo que comúnmente se conoce como PERFIL PRÁCTICO SIN VACÍO.

FIGURA 5. 26 OBTENCIÓN DE PERFIL PRACTICO SIN VACÍOS



La carga a partir de la cual se obtiene el perfil del vertedor es denominada carga perfilante H_{per} y en la mayoría de los casos se hace coincidir con la carga H_0 . Para el gasto calculado según la carga de diseño, la lámina vierte suavemente sin interferencia de la superficie vertedora y por ende el vertedor funciona con su máxima eficiencia. Si la carga es menor que la perfilante o de diseño, la lámina será soportada por el cimacio obteniéndose en estas circunstancias una presión, mayor que la que se alcanza en el caso de la lámina libre (presión relativa nula), y un remanso aguas arriba que produce una disminución de la eficiencia del vertedor; si por el contrario la carga es mayor que la perfilante o de diseño, la lámina tiende a separarse del perfil vertedor; pero, si no existe ventilación por debajo de dicha lámina, se producirán presiones inferiores a la atmosférica o de vacío debajo de tal lámina, lo cual trae como efecto aumentar la eficiencia del vertedor.

Entre las formas del vertedor de perfil práctico y sin vacío, se encuentran el perfil Creager, Creager modificado, Lane Davis, Samini, Smetana y Marchi, entre otros. No obstante, a los

autores anteriores se le sumaron algunas instituciones entre las que se destacan el USBR, US Army Corp. of Engineers, esta última basada en los datos del USBR desarrolló varias formas sandard en su estación experimental, tales formas fueron denominadas aliviaderos standard WES.

A los efectos de estos apuntes se ha seleccionado el perfil práctico sin vacío del tipo WES para recomendar su uso en este tipo de diseño de sección vertedora, sobre la base de lo completa que resulta la información de que se dispone para el diseño de la misma, información que abarca el funcionamiento de esta sección vertedora con vertimiento libre o regulado, aplicables tanto a paramentos bajos como a paramentos altos donde la velocidad de aproximación resulta ser despreciable.

5.4.4.2 METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE UN CIMACIO WES CON VERTIMIENTO LIBRE.

Conocidos Q , H_0 , P , P^* (siendo P y P^* las alturas de los paramentos superior e inferior del cimacio, respectivamente).

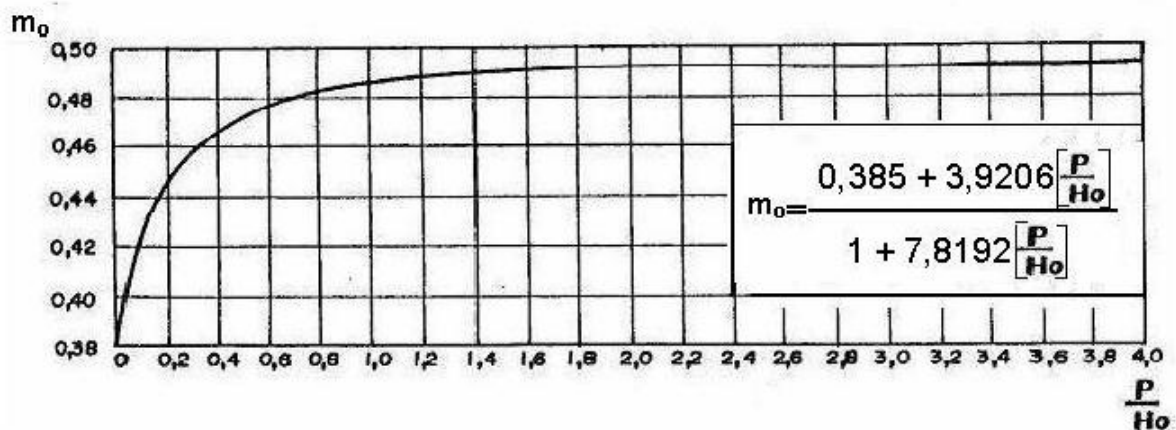
Determinar m , L_t y perfil del cimacio.

Obtención del coeficiente de gasto m .

$$m = m_0 * \sigma_1 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4$$

m_0 : Coeficiente de gasto nominal. Se obtiene en función de la relación P/H_0 .

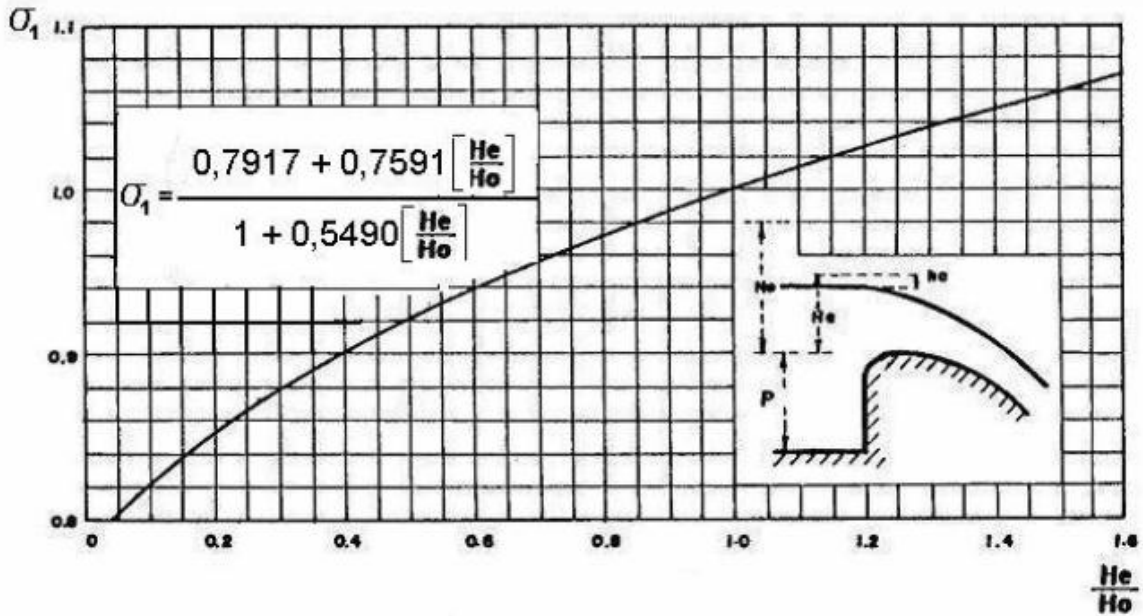
FIGURA 5. 27 VALORES DE M_0



σ_1 : Coeficiente de afectación por carga diferente a la de proyecto. Con la relación H_e / H_0 . Si $H_e = H_0$, entonces $\sigma_1 = 1$; si $H_e \neq H_0$, en la siguiente figura se puede obtener el valor

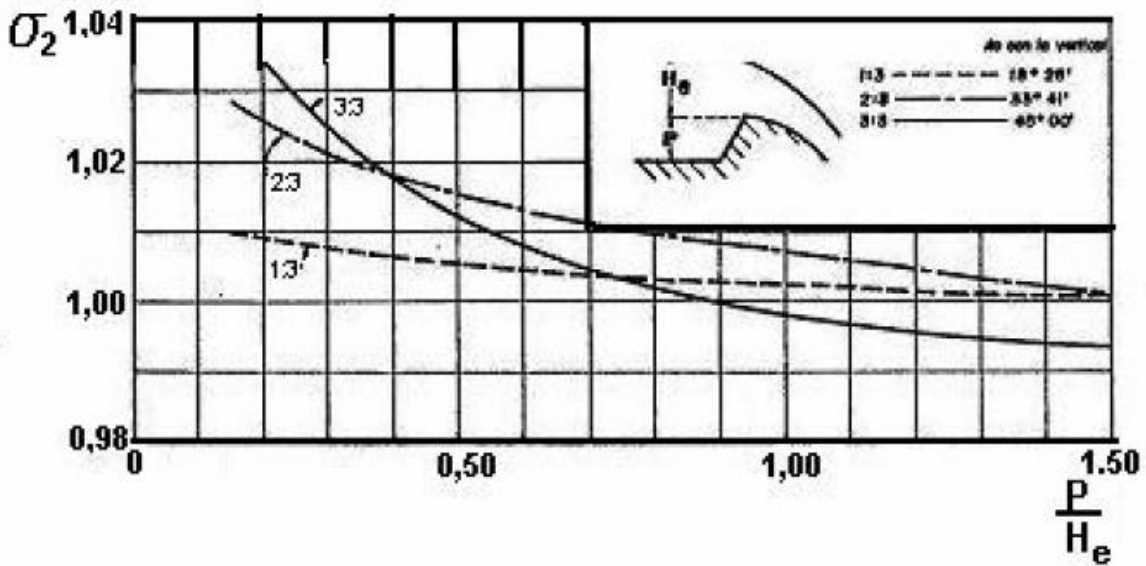
σ_1 .

FIGURA 5. 28 VALORES DE σ_1



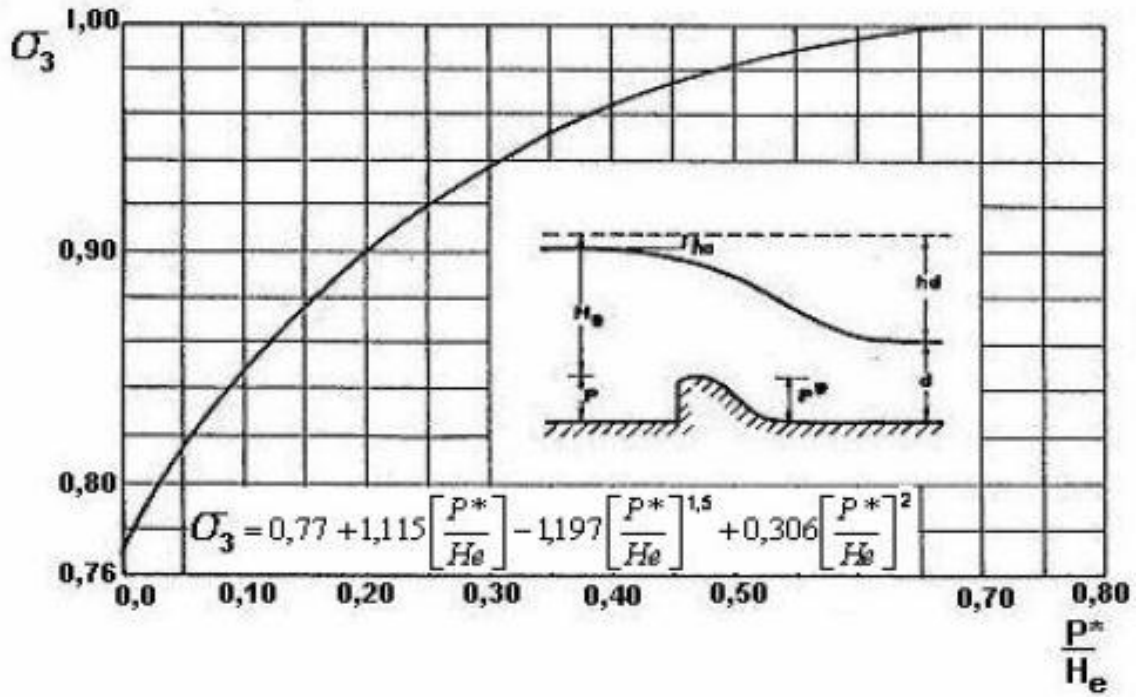
σ_2 : Coeficiente de afectación por inclinación del paramento. Calcular con el valor de la relación P/H_e . Si el paramento superior es vertical el valor de $\sigma_2 = 1$.

FIGURA 5. 29 VALORES DE σ_2



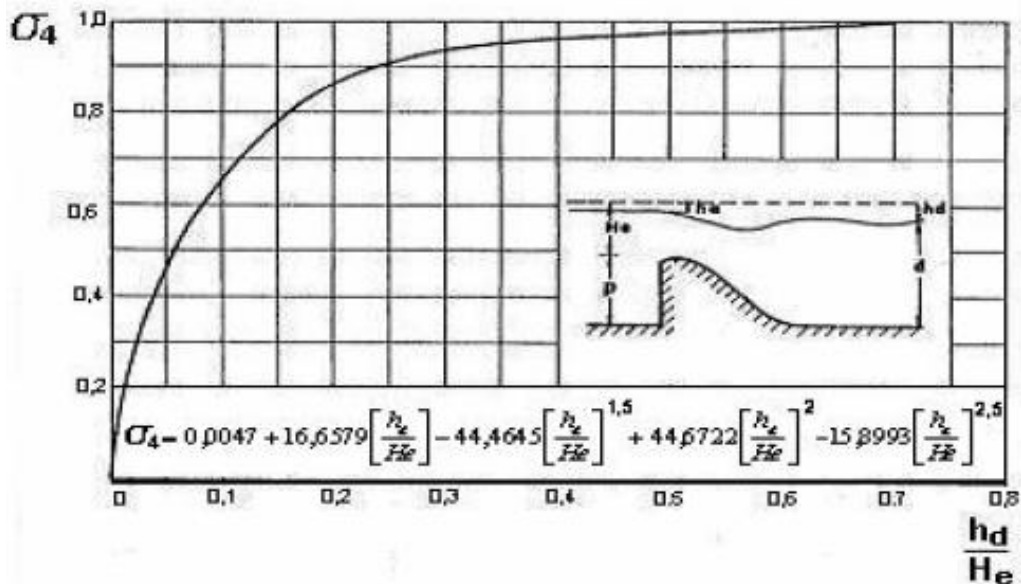
σ_3 : Coeficiente de afectación por efecto del lavadero aguas abajo. Calcular con la relación P^*/H_0

FIGURA 5. 30 VALORES DE σ_3



σ_4 : Coeficiente de afectación por sumersión. Calcular con la relación h_d/H_0 .

FIGURA 5. 31 VALORES DE σ_4



Al analizar la afectación del coeficiente de gasto por sumersión, se deberá recordar que en los cimacios WES, ésta sólo tiene lugar cuando el tirante aguas abajo está por encima de la cresta vertedora ($d > P^*$), lo que significa que dicha afectación será efectiva en caso de que el régimen de aguas abajo sea subcrítico o el salto que se produzca se apoye sobre el cimacio. Conocidos todos los factores de corrección se calcula el valor real de m .

5.4.4.2.1 CÁLCULO DE LA LONGITUD EFECTIVA L.

La misma se obtiene de despejar el valor de L de la ecuación que caracteriza la descarga sobre el vertedor.

$$L = \frac{Q}{m\sqrt{2gH_0^{3/2}}}$$

En caso de existir pilas y estribos, la longitud total se deberá calcular de la siguiente manera:

$$L_t = L + 2(n K_p + K_e) H_0 + n t$$

5.4.4.2.2 OBTENCIÓN DEL PERFIL DEL CIMACIO.

Trazando del cuadrante ubicado aguas arriba de la cresta.

con la relación P/H_0 se obtienen los valores de:

$$R_2/H_0, R_1/H_0, Y_c/H_0, X_c/H_0, n, K.$$

De los cuales se pueden calcular los valores de R_2 , R_1 , Y_c y X_c que permiten llevar a cabo el trazado del perfil tal y como se muestra en la misma Figura.

En relación con el trazado del cuadrante ubicado aguas arriba de la cresta, el Dr. Eduardo Velasco obtuvo un procedimiento analítico, a través del cual se obtienen las coordenadas

x;y que permiten la ubicación de los puntos A y B que facilitan el trazado de dicho perfil, las cuales son:

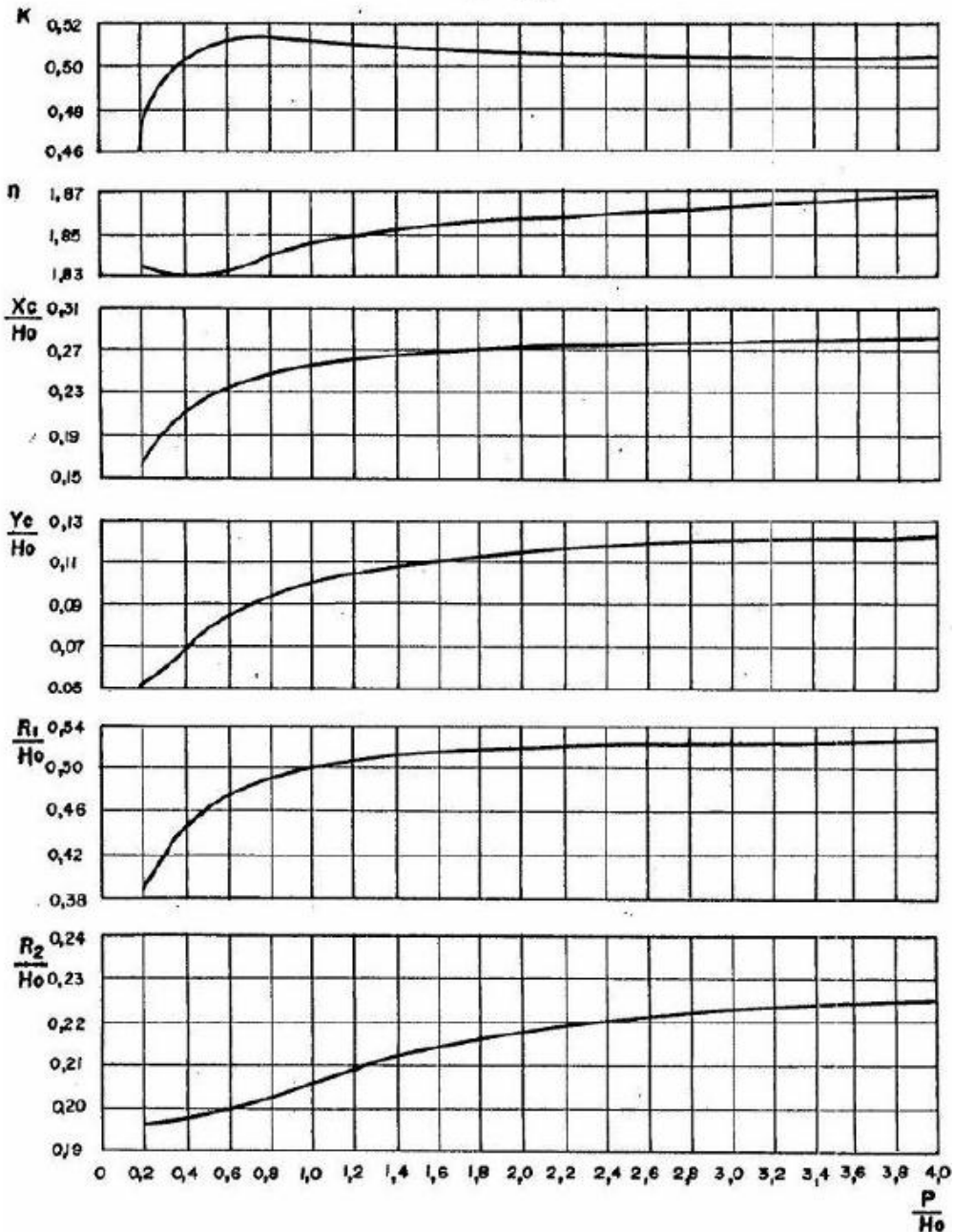
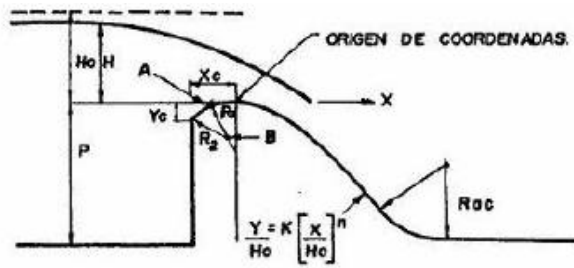
$$\begin{aligned} X_A &= -R_1 \operatorname{sen} \alpha \\ Y_A &= R_1 (1 - \cos \alpha) \\ X_B &= -(R_1 - R_2) \operatorname{sen} \alpha \\ Y_B &= R_1 - (R_1 - R_2) \cos \alpha \\ \operatorname{sen} \alpha &= \frac{M - N\sqrt{1 + N^2} - M^2}{1 + N^2} \end{aligned}$$

$$T = \frac{2Y_c R_1 - X_c^2 - Y_c^2}{2(R_1 - R_2)}$$

$$\begin{aligned} N &= (R_1 - Y_c) / |X_c| \\ M &= (R_1 - T) / |X_c| \end{aligned}$$

Trazado del cuadrante ubicado aguas abajo de la cresta.
Como se conoce, la ecuación que caracteriza dicho cuadrante es:
 $Y / H_0 = K (x / H_0)^n$

FIGURA 5. 32 FIGURA PARA TRAZO DE UN PERFIL WEST AGUAS ARRIBA



Los valores de K y n fueron obtenidos con anterioridad, entonces se procede a suponer valores de Y para el cálculo de los correspondientes valores de X . Los valores de (Y) a suponer deberán estar comprendidos entre 0 y el valor de la altura del paramento inferior P^* .

Para el trazado del arco que une el perfil del cimacio con la solera ubicada al pie de la estructura se recomienda emplear para el caso en que exista una solera horizontal al pie del cimacio las siguientes expresiones:

- Para $P^*/H_0 \leq 19$

$$R_{ac} / H_0 = 1 + 0,25 P^*/H_0 - 0,0004 (P^*/H_0)^{2,5}$$

- Para $P^*/H_0 > 19$

$$R_{ac} / H_0 = 2,9 (P^*/H_0)^{0,128}$$

5.4.4.2.3 CÁLCULO DE LA CURVA DE CAPACIDAD DE SERVICIO

Para este cálculo, se realiza un procedimiento análogo al descrito en la determinación del coeficiente de gasto m y en el cálculo de la longitud efectiva, sólo que ahora se debe tener en cuenta que:

- En el primer paso hay que corregir el coeficiente de gasto con cargas diferente a la de proyecto.
- En el resto de las correcciones donde aparezca H_0 , se deberá sustituir por el valor de H_e que se esté analizando.
- Al calcular el gasto Q , se deberá utilizar en todos los casos la longitud efectiva L , obtenida según:

$$L = L_t - n_t - 2 (nK_p + K_e) H_e$$

En tal sentido se recomienda recoger los resultados que se obtengan en la siguiente tabla:

H_e m_0 σ_1 σ_2 σ_3 σ_4 m Q

(m) - - - - - (m³/s)

Con los resultados de la tabla anterior se pueden obtener las curvas: de capacidad de servicio del aliviadero H_0 vs Q y H_0 vs m .

5.4.5 RESULTADOS OBTENIDOS

Las mismas se identifican el cálculo en el ANEXO-5 pag. 1.

Se presentan a continuación un resumen de los resultados obtenidos

Se encuentra en el ANEXO-5, los mostramos a continuación:

CUADRO 5. 13 DIMENSIONES DEL VERTEDERO DE EXCEDENCIAS

Qmax	13.17 [m ³ /s]
L Efectiva	8 [m]
L Base del Azud	2.6 [m]

5.5 DISEÑO DEL CANAL DE EXCEDENCIAS

5.5.1 METODOLOGÍA EMPLEADA PARA EL CÁLCULO DE LOS TIRANTES

5.5.1.1 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL

Se debe tener en cuenta ciertos factores, tales como: tipo de material del cuerpo del canal, coeficiente de rugosidad, velocidad máxima y mínima permitida, pendiente del canal, taludes, etc.

La ecuación más utilizada es la de Manning o Strickler, y su expresión es:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$$

Dónde:

Q = Caudal (m³/s)

n = Rugosidad

A = Área (m²)

R = Radio hidráulico = Área de la sección húmeda / Perímetro húmedo

Se tienen diferentes factores que se consideran en el diseño de canales, aunque el diseño final se hará considerando las diferentes posibilidades y el resultado será siempre una solución de compromiso, porque nunca se podrán eliminar todos los riesgos y desventajas, únicamente se asegurarán que la influencia negativa sea la mayor posible y que la solución técnica propuesta no sea inconveniente debido a los altos costos.

5.5.1.2 LA RUGOSIDAD

Esta depende del cauce y el talud, dado a las paredes laterales del mismo, vegetación, irregularidad y trazado del canal, radio hidráulico y obstrucciones en el canal. Generalmente cuando se diseña canales en tierra se supone que el canal está recientemente abierto, limpio y con un trazado uniforme; sin embargo, el valor de rugosidad inicialmente asumido difícilmente se conservará con el tiempo, lo que quiere decir que en la práctica constantemente se hará frente a un continuo cambio de la rugosidad. La siguiente tabla nos da valores de “n” estimados, estos valores pueden ser refutados con investigaciones y manuales; sin embargo, no dejan de ser una referencia para el diseño:

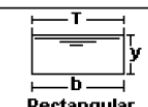

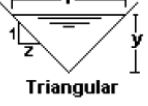
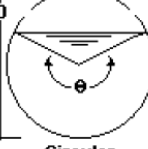
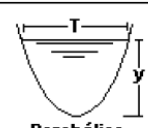
CUADRO 5. 14 TABLA DE VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD N

n	Superficie
0.010	Muy lisa, vidrio, plástico, cobre.
0.011	Concreto muy liso.
0.013	Madera suave, metal, concreto frotachado.
0.017	Canales de tierra en buenas condiciones.
0.020	Canales naturales de tierra, libres de vegetación.
0.025	Canales naturales con alguna vegetación y piedras esparcidas en el fondo
0.035	Canales naturales con abundante vegetación.
0.040	Arroyos de montaña con muchas piedras.

5.5.1.3 SECCIONES DEL CANAL

Las secciones comúnmente usadas son las siguientes:

CUADRO 5. 15 SECCIONES TÍPICAS DE CANALES

Sección	Area hidráulica A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Espejo de agua T
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
 Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta-\text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1-\frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$(\text{sen}\frac{\theta}{2})D$ ó $2\sqrt{y(D-y)}$
 Parabólica	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

5.5.1.4 TALUD APROPIADO SEGÚN EL TIPO DE MATERIAL

La inclinación de las paredes laterales de un canal, depende de varios factores pero en especial de la clase de terreno donde están alojados, la U.S. BUREAU OF RECLAMATION recomienda un talud único de 1,5:1 para sus canales, a continuación se presenta un cuadro de taludes apropiados para distintos tipos de material:

CUADRO 5. 16 TABLA DE TALUDES

MATERIAL	TALUD (Horizontal : Vertical)	
Roca	0.25	1
Suelos de turba y detritos	0.5≈1	1
Arcilla compacta o tierra con recubrimiento de piedra o tierra en grandes canales	1	1
Arcilla firme o tierra en canales pequeños	1.5	1
Tierra arenosa suelta	2	1
Greda arenosa o arcilla porosa	3	1

CUADRO 5. 17 TABLA DE PENDIENTES LATERALES

MATERIAL	Poco Prof.	Prof.
Roca en buenas condiciones	vertical	0.25:1
Arcillas compactas o conglomerados	0.5 : 1	1:1
Limos arcillosos	1:1	1.5:1
Limos arenosos	1.5 : 1	2:1
Arenas sueltas	2:1	3:1
Concreto	1:1	1.5:1

5.5.1.5 VELOCIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMA PERMISIBLE

La velocidad mínima permisible es aquella velocidad que no permite sedimentación, este valor es muy variable y no puede ser determinado con exactitud, cuando el agua fluye sin limo este valor carece de importancia; pero, la baja velocidad favorece el crecimiento de las plantas, en canales de tierra, da el valor de 0.762 m/seg. Como la velocidad apropiada que no permite sedimentación y además, impide el crecimiento de plantas en el canal.

La velocidad máxima permisible, algo bastante complejo y generalmente se estima empleando la experiencia local o el juicio del ingeniero; las siguientes tablas nos dan valores sugeridos.

CUADRO 5. 18 MÁXIMA VELOCIDAD PERMITIDA EN CANALES NO RECUBIERTOS DE VEGETACIÓN

<u>MATERIAL DE LA CAJA DEL CANAL</u>	<u>"n"</u> Manning	<u>Velocidad (m/s)</u>		
		<i>Agua limpia</i>	<i>Agua con partículas coloidales</i>	<i>Agua transportando arena, grava o fragmentos</i>
Arena fina coloidal	0.020	1.45	0.75	0.45
Franco arenoso no coloidal	0.020	0.53	0.75	0.60
Franco limoso no coloidal	0.020	0.60	0.90	0.60
Limos aluviales no coloidales	0.020	0.60	1.05	0.60
Franco consistente normal	0.020	0.75	1.05	0.68
Ceniza volcánica	0.020	0.75	1.05	0.60
Arcilla consistente muy coloidal	0.025	1.13	1.50	0.90
Limo aluvial coloidal	0.025	1.13	1.50	0.90
Pizarra y capas duras	0.025	1.80	1.80	1.50
Grava fina	0.020	0.75	1.50	1.13
Suelo franco clasificado no coloidal	0.030	1.13	1.50	0.90
Suelo franco clasificado coloidal	0.030	1.20	1.65	1.50
Grava gruesa no coloidal	0.025	1.20	1.80	1.95
Gravas y guijarros	0.035	1.80	1.80	1.50

Fuente: Krochin Sviatoslav. "Diseño Hidráulico", Ed. MIR, Moscú, 1978

Para velocidades máximas, en general, los canales viejos soportan mayores velocidades que los nuevos; además, un canal profundo conducirá el agua a mayores velocidades sin erosión, que otros menos profundos.

CUADRO 5. 19 VELOCIDADES MÁXIMAS EN HORMIGÓN EN FUNCIÓN DE SU RESISTENCIA.

<u>RESISTENCIA.</u> en kg/cm ²	<u>PROFUNDIDAD DEL TIRANTE EN METROS</u>				
	0.5	1	3	5	10
50	9.6	10.6	12.3	13.0	14.1
75	11.2	12.4	14.3	15.2	16.4
100	12.7	13.8	16.0	17.0	18.3
150	14.0	15.6	18.0	19.1	20.6
200	15.6	17.3	20.0	21.2	22.9

Fuente: Krochin Sviatoslav. "Diseño Hidráulico", Ed. MIR, Moscú, 1978

Esta tabla, da valores de velocidad admisibles altos; sin embargo, la U.S. BUREAU OF RECLAMATION, recomienda que para el caso de revestimiento de canales de hormigón no armado, las velocidades no deben exceder de 2.5 m/seg, esto para evitar la posibilidad de que el revestimiento se levante.

5.5.2 ESTIMACIÓN DEL BORDE LIBRE DE LAS PAREDES

Borde libre.- Es el espacio entre la cota de la corona y la superficie del agua, no existe ninguna regla fija que se pueda aceptar universalmente para el cálculo del borde libre, debido a que las fluctuaciones de la superficie del agua en un canal, se puede originar por causas incontrolables.

La U.S. BUREAU OF RECLAMATION recomienda estimar el borde libre con la siguiente fórmula:

$$BordeLibre = \sqrt{CY}$$

Dónde:

Borde libre: en pies.

C = 1.5 para caudales menores a 20 pie³/s, y hasta 2.5 para caudales del orden de los 3000 pie³/s.

Y = Tirante del canal en pies

5.5.3 RESULTADOS OBTENIDOS

Las mismas se identifican el cálculo en el ANEXO-6 pag. 1.

Se presentan a continuación un resumen de los resultados obtenidos

CUADRO 5. 20 DIMENSIONES DEL CANAL DE EXCEDENCIAS

Base	5 [m]
Altura	2 [m]
Longitud	188.34 [m]

5.6 DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA

5.6.1 GENERALIDADES

La circulación forzada se basa en la circulación a presión y su diseño consiste en lograr dimensiones para que la carga hidráulica venza todas las pérdidas de energía y poder entregar el gasto requerido, por lo que es preciso realizar un estudio de dichas pérdidas.

Lo más general en condiciones forzadas es utilizar tubos de sección circular ya que los mismos combinan la resistencia estructural con la simplicidad y además tienen menor área de pared por unidad de longitud para igual área de la sección transversal que otro tipo de sección. Al ser el área de las paredes menor, es menor la resistencia a la circulación para igual área de la sección transversal, que en cualquier otro tipo de conducto y como utiliza menos material es más económico. Además la forma favorece la resistencia estructural.

Las obras de toma con régimen de circulación forzada en general, constan de cuatro partes fundamentales: la torre, la galería, la tubería y el disipador de energía; este último para aquellos casos en que tenga lugar descarga libre al final de la galería.

5.6.2 PÉRDIDAS DE CARGA A CONSIDERAR

Si se tiene el esquema de la figura que representa una obra de toma con régimen de circulación forzado formado por un sistema de tubos cerrados y se considera la ecuación de Bernoulli.

Se obtiene:

$$H_T = \frac{V_1^2}{2g} + \Sigma h_f$$

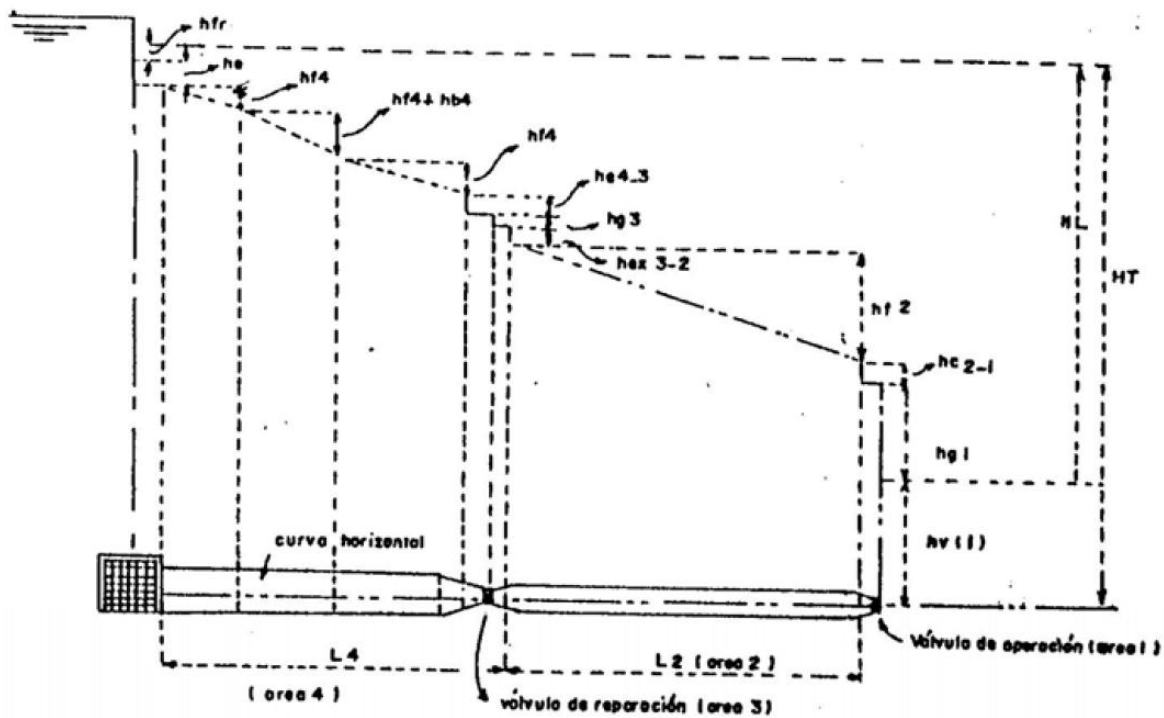
H_T : carga bruta disponible para vencer la resistencia al flujo (pérdidas) y entregar el caudal requerido, m. Se mide desde la superficie del agua en el embalse hasta:

- el centro de la tubería a la salida en caso de descarga libre.
- el nivel de agua de la descarga para descarga sumergida.

$V_1^2/2g = h_v$: carga a velocidad a la salida, m.

Σh_f : sumatoria de las pérdidas de carga en el sistema, m. Que para el caso particular del esquema de la figura a continuación será:

Figura 5. 33 Pérdidas de carga



$$\Sigma h_f = h_t + h_e + h_{f4} + h_{b4} + h_{c4-3} + h_{g3} + h_{ex3-2} + h_{f2} + h_{c2-1} + h_{g1}$$

Dónde:

h_t : pérdidas en la rejilla.

h_e : pérdidas en la entrada.

h_f : pérdidas por fricción en tramos rectos.

h_b : pérdidas por cambio de dirección.

h_c : pérdidas en las contracciones.

h_g : pérdidas en los controles (válvulas y compuertas).

h_{ex} : pérdidas en las expansiones.

5.6.2.1 PÉRDIDAS DE CARGA POR FRICCIÓN.

Las pérdidas de carga por fricción, como su nombre lo indica, son el resultado del rozamiento del agua con la tubería. De todas las fórmulas usadas para determinar estas pérdidas, las más comúnmente empleadas son las de Darcy - Weisbach y la de Manning, las cuales se muestran a continuación.

$$h_f = f \frac{l V^2}{d 2g}$$

Dónde:

f : coeficiente de pérdidas que varía con la rugosidad relativa del conducto y el número de Reynolds.

l : longitud de la tubería, m.

d : diámetro de la tubería, m.

g : aceleración de la gravedad, m/s².

$$h_f = \frac{n^2 l V^2}{R^{4/3}}$$

y para conductos circulares en los que $R = d / 4$:

$$h_f = \frac{6,35 n^2 l V^2}{d^{4/3}}$$

n : coeficiente de rugosidad de Manning.

R : radio hidráulico, m.

5.6.2.2 PÉRDIDAS DE CARGA EN LOS CONTROLES.

Para el cálculo de las mismas se utiliza la siguiente expresión:

$$h_g = K_g \frac{V^2}{2g}$$

Dónde:

K_g : coeficiente de pérdidas en la válvula o compuerta. Es generalmente proporcionado por el fabricante. A continuación se presenta la tabla con valores que propone el USBR.

CUADRO 5. 21 COEFICIENTE DE PÉRDIDAS EN LOS CONTROLES.

TIPO DE CONTROL	K_g
Compuerta sin contracción lateral ni de fondo	0,5 a 1,2
Compuerta donde las guías son las causantes de las pérdidas	0,10
Compuerta totalmente abierta	0,19
Válvula de compuerta abierta un 75%	1,15
Válvula de compuerta abierta un 50%	5,60
Válvula de compuerta abierta un 25%	24,00
Válvula de mariposa completamente abierta	0,15
Válvula cónica o de chorro hueco	1,40

5.6.2.3 PÉRDIDAS DE CARGA POR CONTRACCIONES.

Las pérdidas de carga tanto en las contracciones como en las expansiones se consideran en relación al aumento o disminución de la carga a velocidad de acuerdo con la variación del área y la longitud de la transición.

$$h_c = K_c \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

Dónde:

V_1 y V_2 : velocidad del flujo al inicio y al final de la contracción, respectivamente, m/s.

Kc: coeficiente de pérdidas que se toma igual a 0,1 para contracciones suaves e igual a 0,5 para las brascas.

5.6.2.4 PÉRDIDAS DE CARGA POR EXPANSIONES

$$h_{ex} = K_{ex} \left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right)$$

Kex: coeficiente de pérdidas que depende del ángulo α que se determina según:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{gd}}{2V} \right)$$

Dónde:

$$V = (V_1 + V_2) / 2$$

$$d = (d_1 + d_2) / 2$$

d_1 y d_2 : diámetros iniciales y final de la expansión.

En la siguiente tabla aparecen diferentes valores de Kex para distintos valores de α .

CUADRO 5. 22 COEFICIENTE DE PÉRDIDAS EN EXPANSIONES.

α	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K _{ex}	0	0,12	0,16	0,27	0,4	0,55	0,66	0,73	0,9	0,95	1

5.6.2.5 PÉRDIDAS DE CARGA POR CAMBIO DE DIRECCIÓN.

Las pérdidas en las curvas son debidas al rozamiento que se incrementa por la forma del conducto y son una función del diámetro del tubo, del radio de la curva y de su ángulo central, se determinan según:

$$h_b = K_b \frac{V^2}{2g}$$

Kb: coeficiente de pérdidas que ha sido estudiado por varios investigadores que han presentado sus resultados en forma de curvas, de las cuales el USBR obtuvo una ajustada para ángulo central de $\theta = 90^\circ$, que matemáticamente se expresa como:

$$K_b = 0,223 (R_b/D)^{-0,72}$$

En la que R_b es el radio de curvatura y D el diámetro de la tubería. Para ángulos centrales diferentes a 90 es necesario afectar el coeficiente K_b por un factor de corrección f :

$$f = 0,115 + 0,01509\theta - 0,00005722\theta^2$$

$$K_{b\theta} = f K_{b90}$$

5.6.2.6 PÉRDIDAS DE CARGA A LA SALIDA

$$h_v = K_v \frac{V^2}{2g}$$

K_v : coeficiente de pérdidas que es igual a uno. En caso de que se desee disminuir las pérdidas a la salida se puede colocar un tubo divergente en la misma, entonces

$$K_v = (a_1/a_2)^2$$

Siendo a_1 y a_2 las áreas del tubo divergente a la entrada y a la salida del mismo, respectivamente.

5.6.2.7 PÉRDIDAS DE CARGA DEBIDO A LA REJILLA

Las pérdidas de carga en las rejillas para basuras dependen del espesor, separación y forma de las barras, así como su ubicación respecto a la horizontal y de la velocidad del flujo, se pueden obtener según la siguiente expresión:

$$h_t = K_t \frac{V_1^2}{2g}$$

$$K_t = \beta \left(\frac{S}{b_1} \right)^{\frac{4}{3}} \sin \alpha_1$$

$$V_t = \frac{V_r}{1 + \frac{S}{b_1}}$$

$$A_g = \frac{Q}{V_t}$$

Dónde:

h_t = pérdidas de carga en la rejilla, m.

K_t = coeficiente de pérdidas de carga en la rejilla.

V_t = velocidad del flujo frente a la rejilla, m/s.

g = aceleración de la gravedad, m/s².

β = coeficiente que toma en cuenta la forma de las barras.

α_1 = ángulo que forma la rejilla con la horizontal.

S = espesor de las barras, m.

b_1 = separación entre barras, m.

V_r = velocidad del flujo a través de la rejilla, se recomienda tomar el valor de 1 m/s.

A_g = El área bruta de la rejilla, m².

Q = caudal de diseño, m³/seg.

CUADRO 5. 23 COEFICIENTE B QUE TOMA EN CUENTA LA FORMA DE LAS BARRAS.

Características de algunas secciones de barras	β
1. Rectangulares con aristas vivas	2.42
2. Rectangulares con extremo de aguas viva redondeados	1.83
3. Rectangulares con ambos extremos redondeados.	1.67
4. Configuración hidrodinámica.	0.76
5. Circulares	1.79

5.6.3 PARÁMETROS PARA LA SELECCIÓN DEL DIÁMETRO

Para iniciar el proceso de diseño de la tubería forzada el cual debe ser mediante un proceso de tanteos, se propone la expresión que se muestra a continuación obtenida por J. González a partir de la expresión:

$$H_T = \frac{V_1^2}{2g} + \Sigma h_f$$

suponiendo un coeficiente promedio de pérdidas igual a 0,5 excepto las producidas por rozamiento, lo que lleva a:

$$H_r = \frac{n^2 V^2 l}{R^{4/3}} + 1,5 \frac{V^2}{2g}$$

Por tanto:

$$R = \sqrt[4]{\frac{Q^2}{158H_r} \left(0,077 + \frac{n^2 l}{R^{4/3}} \right)}$$

Una vez obtenido el radio hidráulico R, se obtiene el diámetro del conducto dado que $R = d/4$ y a continuación se ajusta el valor de d a un valor comercial cercano (superior).

5.6.4 CURVA DE OPERACIÓN DE LA OBRA DE TOMA

$$\Sigma h_f = h_f + h_e + h_{f4} + h_{b4} + h_{c4-3} + h_{g3} + h_{ex3-2} + h_{f2} + h_{c2-1} + h_{g1}$$

Si se sustituyen en la expresión, todas las expresiones de las pérdidas estudiadas,

Resulta:

$$H_T = K_r \frac{V_t^2}{2g} + K_e \frac{V_4^2}{2g} + \frac{f_4 V_4^2}{d_4 2g} + K_b \frac{V_4^2}{2g} + K_c \left(\frac{V_3^2}{2g} - \frac{V_4^2}{2g} \right) + K_{g3} \frac{V_3^2}{2g} + K_{ex} \left(\frac{V_3^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) + \dots$$

$$\dots + \frac{f_2 V_2^2}{d_2 2g} + K_c \left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) + K_{g1} \frac{V_1^2}{2g} + K_v \frac{V_1^2}{2g} \quad (3.20)$$

Si se considera la ecuación de continuidad es posible relacionar todas las pérdidas a un Diámetro escogido arbitrariamente, pues:

$$a_1 V_1 = a_x V_x, \text{ luego:}$$

$$\frac{V_x^2}{2g} = \left(\frac{a_1}{a_x}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g}$$

que sustituida en 3.20 y agrupando convenientemente:

$$H_T = \frac{V_1^2}{2g} \left[K_t \left(\frac{a_1}{a_t}\right)^2 + \left(\frac{a_1}{a_4}\right)^2 \left(K_e + \frac{f l_4}{d_4} + K_b - K_c \right) + \left(\frac{a_1}{a_3}\right)^2 (K_c + K_{g_3} + K_{ex}) + \dots \right] \\ \left[\dots + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^2 \left(\frac{f l_2}{d_2} - K_{ex} - K_c \right) + (K_c + K_{g_1} + K_v) \right] \quad (3.21)$$

haciendo el término que se encuentra dentro de corchetes igual a K_L resulta

$$H_T = K_L \frac{V_1^2}{2g} \quad (3.22)$$

luego

$$V_1 = \sqrt{\frac{2gH_T}{K_L}} \quad (3.23)$$

$$Q = a_1 \sqrt{\frac{2gH_T}{K_L}} \quad (3.24)$$

Por medio de las ecuaciones 3.21 ó 3.24 se puede obtener familia de curvas para la operación del embalse que permite conocer para diferentes cargas cuál sería la abertura de la válvula que proporcionaría el gasto deseado o cualquier combinación de carga, gasto y abertura.

Debe tenerse en cuenta que cada variación de abertura ocasiona una variación en el coeficiente de pérdidas K_g , el cual debe ser suministrado por el fabricante.

5.6.5 METODOLOGÍA DE DISEÑO

1. Determinación del diámetro mínimo de la tubería para comenzar el diseño
2. Determinación de las pérdidas de carga en el sistema (ecuación adaptada al esquema seleccionado).

3. Se analiza si el total de pérdidas es menor que la carga que se puede disipar el cual es definido por el proyectista en función del objetivo de la obra de toma; por ejemplo, si es con fines hidroenergéticos es aconsejable que el máximo de energía disipada no supere al (5- 10)% de la energía disponible, si esto no se cumple, se debe efectuar una o cualquier combinación de las siguientes modificaciones:

- a) aumentar el diámetro de la tubería completa o de parte de ella.
- b) aumentar el diámetro de los accesorios (sin llegar a hacerlo mayor que el de la tubería).
- c) ramificar la tubería, tomando $Q_{dis} = Q/\text{número de ramas}$.

4. Calcular hidráulicamente la tubería y obtener la curva de operación de la misma.

5.6.6 RESULTADOS OBTENIDOS

Las mismas se identifican el cálculo en el **ANEXO-7** pag. 1.

Se presentan a continuación un resumen de los resultados obtenidos

CUADRO 5. 24 DIMENSIONES OBRA DE TOMA

Diametro	10 [plg]
Longitud	348 [m]
Material	Fierro Galvanizado

5.7 DESVIO DEL RÍO Y DESCARGA DE FONDO

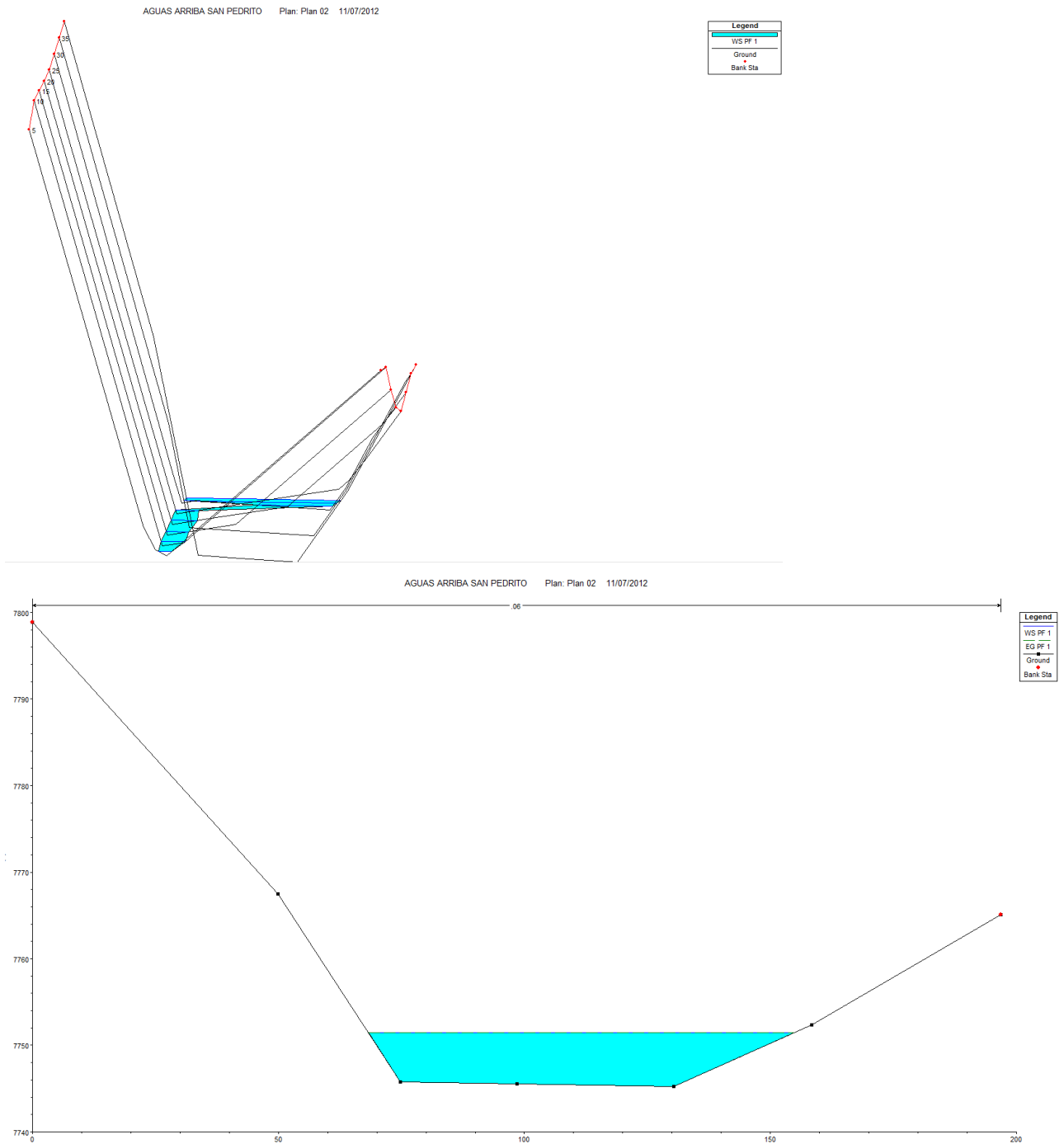
5.7.1 DESVÍO DEL RÍO

Durante la etapa de construcción es necesario hacer un desvío del Río, para lo cual se necesitara dos ataguías, uno aguas arriba y otra agua abajo para que la zona donde la Presa sea emplazada este lo más seca posible y sea fácil de acceder.

Para lo cual la altura de las ataguías estará en función a un caudal con un período de retorno de 5 años, que es el máximo tiempo que tendría que tardar la construcción de la Presa.

Para la determinación de dicho tirante, se utilizó el programa HEC RAS.

FIGURA 5. 34 ALTURA DEL TIRANTE DE AGUA PARA UN CAUDAL CON PERÍODO DE RETORNO 5 AÑOS



En la gráfica se puede apreciar que tenemos aproximadamente un tirante de agua de 3 metros desde el punto más bajo.

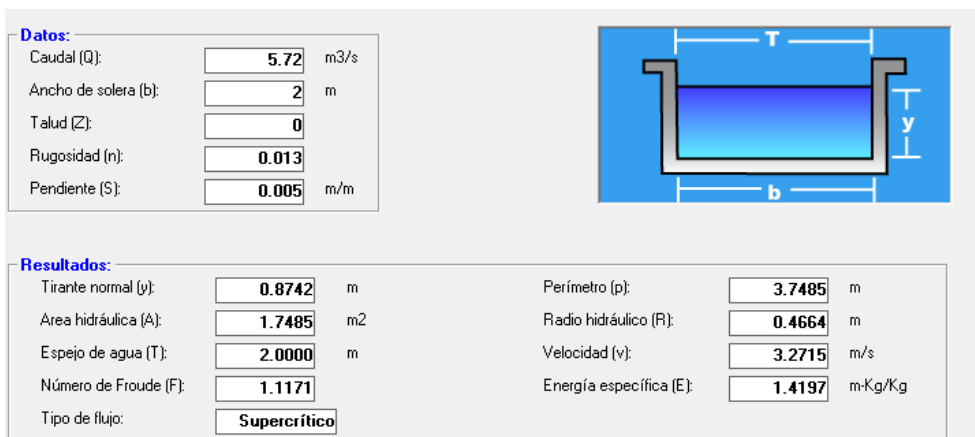
Así que las ataguías deben de ser al menos de unos 3 metros y medio para evitar que el agua ingrese a la zona donde se levantará la Presa.

Asimismo se necesitara un canal de desvío que vaya del ataguías aguas abajo hacia el ataguía aguas abajo, el mismo que aprovecharemos para que posteriormente se convierta en la galería de visita de fondo, así que las dimensiones deben ser visitables.

Al introducir las tuberías de purga y de la obra de toma en este canal de desvío, reducimos en gran manera el riesgo de infiltración debido a fugas de las tuberías, ya que estas circularan por el canal de desvío, el mismo que al estar debajo de la Presa deberá ser embovedado, pues debe ser visitable ya que las válvulas se encontraran en el mismo.

Para la determinación de la sección mínima del canal de desvío haremos el siguiente cálculo

FIGURA 5. 35 DETERMINACIÓN DEL TIRANTE EN EL CANAL DE DESVÍO



Se a determinado que para un caudal con un período de retorno de 5 años, el tirante del agua será aproximadamente de 0.9 m.

Pero como ya se ha explicado, el canal de desvío también deberá ser visitable así que la altura de la bóveda llegaría a ser de 2m en los lados y aproximadamente 2.9 m en la cumbre del arco.

El espesor será de aproximadamente de 0.35 m, el detalle de la armadura estará especificado en el plano correspondiente.

En la la progresiva 0+0 11.8 hasta la progresiva 0+054.8 el canal tiene una pendiente de 23 [%], lo cual se genera una rápida el cálculo detallado se encuentra en el **ANEXO-7** y tienen velocidad de salida 11.06 [m³/s], lo cual no necesita rugosidad artificial y se produce un salto 11 [m].

5.7.2 DESCARGA DE FONDO

La metodología para su diseño es exactamente igual a la empleada en el diseño de la obra de toma.

5.7.2.1 RESULTADOS OBTENIDOS

Las mismas se identifican el cálculo en el **ANEXO-7** pag. 1.

Se presentan a continuación un resumen de los resultados obtenidos:

CUADRO 5. 25 DIMENSIONES DESCARGA DE FONDO

Diámetro	14 [plg]
Longitud	352 [m]
Material	Fierro Galvanizado

CAPÍTULO VI

PRESUPUESTO DEL PROYECTO

6.1 INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL PRESUPUESTO

6.1.1 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Para el análisis de los precios unitarios, se recabó información de trabajos similares, considerando los siguientes datos de referencia:

- Niveles de productividad de mano de obra por tipo de trabajo, en base a información obtenida de emPresas constructoras asentadas en el Departamento y otras que ejecutaron trabajos similares a las obras del presente proyecto.
- Disposiciones legales laborales vigentes como ser: pago de beneficios sociales, seguridad social, vacaciones y otros beneficios de acuerdo a ley.
- Disponibilidad de mano de obra y materiales de construcción en la zona del proyecto.
- Costo de maquinaria y equipo en base a cotizaciones de emPresas importadoras de este rubro

Para el calculo del presupuesto, se utilizo el programa QUARK – COSTOS Y PRESUPUESTO, con el formato de costos unitarios que exige el gobierno en el Documento Basico de Contratacion para Licitaciones Publicas.

6.1.1.1 MATERIALES

Se considera el costo de los materiales a precios de mercado con IVA, mas el costo de transporte a la zona de trabajo.

6.1.1.2 MANO DE OBRA

El costo total del ítem de mano de obra está conformado por el Costo Horario de la mano de obra utilizada en el ítem, Beneficios Sociales sobre el subtotal de Mano de Obra (55%) y el Impuesto al Valor Agregado (14,94%) del subtotal de Mano de Obra + Beneficios Sociales.

Estos costos fueron obtenidos de cotizaciones en la zona donde se ejecutará el proyecto, y también incorpora los niveles salariales vigentes para este tipo de trabajos.

En los precios unitarios calculados en las planillas, se consideró que un obrero trabaja por día 8 Hrs., 25 días al mes, haciendo un total de 200 horas laborales al mes.

6.1.1.3 EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS

Los costos de equipo y maquinaria, se han elaborado en base a cotizaciones hechas a emPresas importadoras de este rubro y considerando los factores técnicos recomendados por sus fabricantes. El costo del equipo y maquinaria involucra también el traslado y mantenimiento del mismo.

Se consideró el 5% del costo total de la mano de obra. Este valor comprende el factor de desgaste y reposición de herramientas menores que es utilizado y aceptado por todas las emPresas constructoras de Bolivia pertenecientes a la CABOCO.

Es la sumatoria de los costos del equipo y maquinaria considerados dentro de cada ítem, más el costo de herramientas.

6.1.1.4 GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

Para los Gastos Generales se adoptó un porcentaje del 7% del total de las partidas de Materiales, Mano de Obra y Equipo, Maquinaria y Herramientas. Es decir, de la sumatoria de los componentes 1+2+3 de la planilla de cálculo. El porcentaje de Gastos Generales adoptado (7%), se desglosa de la siguiente manera:

CUADRO 6. 1 PORCENTAJE DE GASTOS GENERALES

COSTO	%
Costos de compra de pliegos	0.01%
Costos de preparación de propuestas	0.10%
Costos por garantías y seguros	0.77%
Costos de operación de oficinas	3.50%
Costos de administración de la obra	1.47%
Costos por movilización y desmovilización	0.36%
Costos por gestión de riesgos	0.81%
TOTAL 10.00%	7.01%

6.1.1.5 UTILIDADES

Se consideró el factor del diez por ciento (7%) del total de las partidas de Materiales, Mano de Obra, Equipo, Maquinaria y Herramientas. Es decir, de la suma de los componentes 1+2+3+4 de la planilla de análisis de precios unitarios.

6.1.1.6 IMPUESTOS

En conformidad con las la planilla de cálculo propuesta en el modelo del Pliego de - licitaciones, se considera el impuesto IT equivalente a 3.09% del total de las partidas de Materiales, Mano de Obra, Equipo, Maquinaria y Herramientas y gastos Generales y Administrativos. Es decir, de la suma de los componentes 1+2+3+4+5 de la planilla de análisis de precios unitarios.

6.1.2 CANTERAS DE AGREGADOS

Las obras del proyecto, en su mayoría se encuentran dentro el curso de la Quebrada San Pedro, el que escurre por un material sedimentario formado por cantos rodados y angular, grava de diferentes gradaciones, arena, etc.

6.1.3 CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO

6.1.3.1 VOLUMENES DE OBRA

Nº	Descripción	Und.	Cantidad
1	CONFORMACION DE TERRAPLEN DIQUE DE DERIVACION	m ³	289,23
2	EXCAVACION CIMIENTO PRESA EN ROCA + CARGA Y TRANSP	m ³	4 116.10
3	PERFORACIÓN DE 3" PANTALLA DE IMPERMEABILIZACIÓN	m	1 304.00
4	ENSAYO LUGEON	pto	15,00
5	INYECCION LECHADA DE CEMENTO	m ³	69,35
6	PREPARACION DE LA FUNDACION	m ²	439,32
7	HORMIGÓN TIPO H20	m ³	1 799.57
8	ACERO ESTRUCTURAL	KG	146 446.22
9	JUNTA WATER STOP, L=45 CM	m	530,30
10	LECHADA DE CEMENTO P/PLINTO	m ³	3,19
11	CONFORMACIÓN TERRAPLÉN ZONA 2B	m ³	3 589.04
12	CONFORMACIÓN TERRAPLÉN ZONA 3A	m ³	3 305.84
13	CONFORMACIÓN TERRAPLÉN ZONA 3B Y 3C	m ³	20 767.05
14	RIP RAP DE PROTECCION DE TALUDES	m ³	1 368.28
15	CUNETA PIÉ DE TERRAPLÉN HO CO 50% P.D.	m	191,96
16	HORMIGON CICLOPEO (40% PIEDRA DESPL.) [PREPANTALLA	m ³	337,00
17	ENCOFRADO DESLIZANTE	m ²	1 123.34
18	TUBERIA DE F.F. D=250MM	m	175,80
19	REJILLA DE ENTRADA METÁLICA	pza	4,00
20	PROV. Y MONTAJE DE VALVULA MARIPOSA FF DN 250MM	pza	4,00
21	EXCAVACION EN ROCA	m ³	7 091.70
22	PROV Y TENDIDO TUBERIA PVC CLASE 6 D=14"	m	85,30
23	PROV Y COL VALVULA TIPO MARIPOSA DE 350 mm	pza	2,00
24	INSTALACION ELECTRICA	glb	1,00
25	INSTRUMENTACION SISTEMA DE AUSCULTACION	glb	1,00

6.1.3.2 PRESUPUESTO GENERAL

Las obras preliminares es un presupuesto de las tres presas de por el motivo de control de la supervisión.

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial(Bs)
>	M01 - OBRAS PRELIMINARES				1.826.797,40
1	INSTALACION DE FAENAS URB.	glb	1,00	584.947,28	584.947,28
2	REPLANTEO	glb	1,00	819.864,52	819.864,52
3	LIMPIEZA DE TERRENO Y DESHIERVE	ha	44,78	7.000,28	313.472,54
4	LIMPIEZA GENERAL Y RETIRO DE ESCOMBROS	glb	1,00	89.916,91	89.916,91
5	LETRE.MURO LADRILLO (CIM/HO.CO)	glb	5,00	3.719,23	18.596,15

Presupuesto general de la presa san pedrito:

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	CONFORMACION DE TERRAPLEN DIQUE DE DERIVACION	m³	289,23	108,55	31 395.92
2	EXCAVACION CIMIENTO PRESA EN ROCA + CARGA Y TRANSP	m³	4 116.10	119,12	490 309.83
3	PERFORACIÓN DE 3" PANTALLA DE IMPERMEABILIZACIÓN	m	1 304.00	489,14	637 838.56
4	ENSAYO LUGEON	pto	15,00	1 151.98	17 279.70
5	INYECCION LECHADA DE CEMENTO	m³	69,35	2 859.75	198 323.66
6	PREPARACION DE LA FUNDACION	m²	439,32	48,64	21 368.52
7	HORMIGÓN TIPO H20	m³	1 799.57	2 346.75	4 223 140.90
8	ACERO ESTRUCTURAL	KG	146 446.22	18,12	2 653 605.51
9	JUNTA WATER STOP, L=45 CM	m	530,30	866,81	459 669.34
10	LECHADA DE CEMENTO P/PLINTO	m³	3,19	819,01	2 612.64
11	CONFORMACIÓN TERRAPLÉN ZONA 2B	m³	3 589.04	190,95	685 327.19
12	CONFORMACIÓN TERRAPLÉN ZONA 3A	m³	3 305.84	164,76	544 670.20
13	CONFORMACIÓN TERRAPLÉN ZONA 3B Y 3C	m³	20 767.05	184,71	3 835 881.81
14	RIP RAP DE PROTECCION DE TALUDES	m³	1 368.28	597,70	817 820.96
15	CUNETA PIÉ DE TERRAPLÉN HO CO 50% P.D.	m	191,96	606,14	116 354.63
16	HORMIGON CICLOPEO (40% PIEDRA DESPL.) [PREPANTALLA	m³	337,00	745,91	251 371.67
17	ENCOFRADO DESLIZANTE	m²	1 123.34	228,25	256 402.35
18	TUBERIA DE F.F. D=250MM	m	175,80	1 414.45	248 660.31
19	REJILLA DE ENTRADA METÁLICA	pza	4,00	2 291.21	9 164.84
20	PROV. Y MONTAJE DE VALVULA MARIPOSA FF DN 250MM	pza	4,00	30 645.03	122 580.12
21	EXCAVACION EN ROCA	m³	7 091.70	116,86	828 736.06
22	PROV Y TENDIDO TUBERIA PVC CLASE 6 D=14"	m	85,30	345,79	29 495.89
23	PROV Y COL VALVULA TIPO MARIPOSA DE 350 mm	pza	2,00	50 859.46	101 718.92
24	INSTALACION ELECTRICA	glb	1,00	227 707.23	227 707.23
25	INSTRUMENTACION SISTEMA DE AUSCULTACION	glb	1,00	712 765.23	712 765.23
	Total presupuesto:				17 524 201.99

Son: Diecisiete Millon(es) Quinientos Veinticuatro Mil Doscientos Uno con 99/100 Bolivianos

6.1.3.3 PRECIOS UNITARIOS

Item: CONFORMACION DE TERRAPLEN DIQUE
DE DERIVACION

289.23 m³

Fecha:

27/nov/2012

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Unid.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	MATERIAL COMUN EXCAVACION	m ³	1.25	40.00	50.00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	50.00
	B	MANO DE OBRA				
1	-	OPERADOR	hr	0.06	16.00	0.91
2	-	CHOFER	hr	0.01	14.00	0.14
3	-	AYUDANTE OPERADOR	hr	0.50	12.00	6.00
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	7.05
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	3.88
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	1.63
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	12.56
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1	-	TRACTOR D7	hr	0.02	460.00	7.82
2	-	RODILLO LISO VIBRATORIO	hr	0.01	279.11	2.79
3	-	RODILLO PATA DE CABRA AUTOPROPULSADO	hr	0.01	232.59	2.33
4	-	MOTONIVELADORA	hr	0.02	475.00	9.50
5	-	CISTERNA	hr	0.01	139.55	1.40
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	0.63
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	24.46
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	87.02
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	8.70
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	9.57
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	105.30
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	3.25
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	108.55
>		PRECIO ADOPTADO:				108.55
		Son: Ciento Ocho con 55/100 Bolivianos				

Item: EXCAVACION CIMIENTO PRESA EN ROCA +
CARGA Y TRANSP

4 116.10 m³

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de

cambio: 6.96

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Unid.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	DINAMITA	car ga	1.00	16.61	16.61
2	-	NITRATO	kg	0.25	2.90	0.73
3	-	GUIA	m	3.50	1.60	5.60
4	-	FULMINANTE	pza	1.00	1.30	1.30
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	24.23
	B	MANO DE OBRA				
1	-	ESPECIALISTA	hr	0.60	14.00	8.40
2	-	AYUDANTE	hr	1.50	12.00	18.00
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	26.40
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	14.52
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	6.11
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O)) =	47.03
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1	-	COMPRESORA ATLAS COPCO	hr	0.25	87.50	21.88
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	2.35
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	24.23
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I)) =	95.49
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	9.55
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	10.50
>	N	PARCIAL			(J+L+M)) =	115.55
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	3.57
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	119.12
>		PRECIO ADOPTADO:				119.12
		Son: Ciento Diecinueve con 12/100 Bolivianos				

Item: PERFORACIÓN DE 3" PANTALLA DE IMPERMEABILIZACIÓN

1 304.00 m

Fecha:

27/nov/2012

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Tipo de

cambio: 6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Unid.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	0.00
	B	MANO DE OBRA				
1	-	OPERADOR DE EQUIPO DE PERFORACION	hr	0.50	25.00	12.50
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	12.50
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	6.88
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	2.89
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	22.27
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1	-	EQUIPO DE PERFORACION	hr	0.50	650.00	325.00
2	-	COMPRESORA ATLAS COPCO	hr	0.50	87.50	43.75
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	1.11
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	369.86
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	392.13
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	39.21
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	43.13
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	474.48
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	14.66
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	489.14
>		PRECIO ADOPTADO:				489.14
		Son: Cuatrocientos Ochenta y Nueve con 14/100 Bolivianos				

Item: ENSAYO LUGEON

15.00 pto

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Unid.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	0.00
	B	MANO DE OBRA				
1	-	ESPECIALISTA CALIFICADO	hr	8.00	14.00	112.00
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	112.00
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	61.60
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	25.94
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	199.54
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1	-	COMPRESORA	hr	8.00	87.50	700.00
2	-	BOMBA MANOMETRICA	hr	8.00	1.75	14.00
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	9.98
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	723.98
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	923.51
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	92.35
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	101.59
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	117.4503
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	34.53
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	151.9795
>		PRECIO ADOPTADO:				1 151.98
		Son: Un Mil Ciento Cincuenta y Uno con 98/100 Bolivianos				

Item: INYECCION LECHADA DE CEMENTO

69.35 m³

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	BENTONITA	kg	126.00	10.00	260.0000
2	-	ARENA FINA	m ³	0.32	95.00	30.40
3	-	CEMENTO PORTLAND	kg	400.00	1.16	464.00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	1 754.4000
	B	MANO DE OBRA				
1	-	ALBAÑIL	hr	3.00	12.00	36.00
2	-	AYUDANTE	hr	3.00	12.00	36.00
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	72.00
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	39.60
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	16.67
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	128.27
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1	-	BOMBA MANOMETRICA	hr	2.00	1.75	3.50
2	-	EQUIPO DE INYECCION	hr	2.00	200.00	400.00
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	6.41
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	409.91
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	2 292.5867
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	229.26
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	252.18
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	2 774.0299
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	85.72
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	2 859.7474
>		PRECIO ADOPTADO:				2 859.75
		Son: Dos Mil Ochocientos Cincuenta y Nueve con 75/100 Bolivianos				

Item: PREPARACION DE LA FUNDACION

439.32 m²

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	0.00
	B	MANO DE OBRA				
1	-	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hr	0.05	16.00	0.80
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	0.80
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	0.44
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	0.19
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	1.43
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIEN				
1	-	TRACTOR	hr	0.05	750.00	37.50
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	0.07
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	37.57
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	39.00
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	3.90
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	4.29
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	47.19
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	1.46
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	48.64
>		PRECIO ADOPTADO:				48.64
		Son: Cuarenta y Ocho con 64/100 Bolivianos				

Item: HORMIGÓN TIPO H20

1 799.57 m³

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	CEMENTO PORTLAND	kg	350.00	1.16	406.00
2	-	ARENA	m ³	0.40	95.00	38.00
3	-	GRAVA	m ³	0.80	100.00	80.00
4	-	MADERA DE ENCOFRADO	pie ²	10.00	12.00	120.00
5	-	ACERO ESTRUCTURAL	kg	54.00	9.00	486.00
6	-	ALAMBRE DE AMARRE	kg	1.00	14.00	14.00
7	-	CLAVOS	kg	0.50	14.00	7.00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	151.0000
	B	MANO DE OBRA				
1	-	ALBAÑIL	hr	14.00	12.00	168.00
2	-	PEON	hr	18.00	12.00	216.00
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	384.00
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	211.20
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	88.92
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	684.12
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIEN				
1	-	HORMIGONERA	hr	0.30	30.00	9.00
2	-	VIBRADORA	hr	0.10	30.00	3.00
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	34.21
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	46.21
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	1 881.3290
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	188.13
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	206.95
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	2 276.4081
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	70.34
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	2 346.7491
>		PRECIO ADOPTADO:				2 346.75
		Son: Dos Mil Trescientos Cuarenta y Seis con 75/100 Bolivianos				

Item: ACERO ESTRUCTURAL
 Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

146 446.20 KG
 Fecha: 27/nov/2012
 Tipo de cambio:
 6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	ACERO ESTRUCTURAL	kg	1.10	9.00	9.90
2	-	ALMBRE DE AMARRE	kg	0.01	14.00	0.14
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	10.04
	B	MANO DE OBRA				
1	-	ARMADOR	hr	0.10	12.00	1.20
2	-	PEON	hr	0.10	12.00	1.20
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	2.40
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	1.32
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	0.56
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	4.28
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	0.21
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	0.21
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	14.53
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	1.45
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	1.60
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	17.58
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	0.54
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	18.12
>		PRECIO ADOPTADO:				18.12
		Son: Dieciocho con 12/100 Bolivianos				

Item: JUNTA WATER STOP, L=45 CM

530.30 m

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Unid.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	JUNTA WATER STOP de 45 cm	m	1.00	650.00	650.00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	650.00
	B	MANO DE OBRA				
1	-	ALBAÑIL	hr	1.00	12.00	12.00
2	-	AYUDANTE	hr	1.00	12.00	12.00
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	24.00
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	13.20
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	5.56
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	42.76
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	2.14
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	2.14
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	694.90
	L	Gastos gales. y administrativ		10.00% de	(J) =	69.49
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	76.44
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	840.82
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	25.98
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	866.81
>		PRECIO ADOPTADO:				866.81
		Son: Ochocientos Sesenta y Seis con 81/100 Bolivianos				

Item: LECHADA DE CEMENTO P/PLINTO

3.19 m³

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Unid.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	ARENA	m ³	1.20	95.00	114.00
2	-	CEMENTO	kg	300.00	1.16	348.00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	462.00
	B	MANO DE OBRA				
1	-	AYUDANTE	hr	4.00	12.00	48.00
2	-	ALBAÑIL	hr	4.00	12.00	48.00
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	96.00
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	52.80
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	22.23
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	171.03
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1	-	MEZCLADORA	hr	0.50	30.00	15.00
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	8.55
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	23.55
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	656.58
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	65.66
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	72.22
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	794.46
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	24.55
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	819.01
>		PRECIO ADOPTADO:				819.01
		Son: Ochocientos Diecinueve con 01/100 Bolivianos				

Item: CONFORMACIÓN TERRAPLÉN
ZONA 2B

3 589.04 m³

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	MATERIAL 2B	m ³	1.05	120.00	126.00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	126.00
	B	MANO DE OBRA				
1	-	OPERADOR	hr	0.06	16.00	0.91
2	-	CHOFER	hr	0.01	14.00	0.14
3	-	AYUDANTE OPERADOR	hr	0.06	12.00	0.68
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	1.74
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	0.95
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	0.40
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	3.09
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1	-	TRACTOR D7	hr	0.02	460.00	7.82
2	-	RODILLO LISO VIBRATORIO	hr	0.01	279.11	2.79
3	-	RODILLO PATA DE CABRA AUTOPROPULSADO	hr	0.01	232.59	2.33
4	-	MOTONIVELADORA	hr	0.02	475.00	9.50
5	-	CISTERNA	hr	0.01	139.55	1.40
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	0.15
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	23.99
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	153.08
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	15.31
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	16.84
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	185.23
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	5.72
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	190.95
>		PRECIO ADOPTADO:				190.95
		Son: Ciento Noventa con 95/100 Bolivianos				

Item: CONFORMACIÓN TERRAPLÉN ZONA 3A

3 305.84 m³

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

N ^o	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	MATERIAL 3A	m ³	1.05	100.00	105.00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	105.00
	B	MANO DE OBRA				
1	-	OPERADOR	hr	0.06	16.00	0.91
2	-	CHOFER	hr	0.01	14.00	0.14
3	-	AYUDANTE OPERADOR	hr	0.06	12.00	0.68
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	1.74
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	0.95
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	0.40
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	3.09
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1	-	TRACTOR D7	hr	0.02	460.00	7.82
2	-	RODILLO LISO VIBRATORIO	hr	0.01	279.11	2.79
3	-	RODILLO PATA DE CABRA AUTOPROPULSADO	hr	0.01	232.59	2.33
4	-	MOTONIVELADORA	hr	0.02	475.00	9.50
5	-	CISTERNA	hr	0.01	139.55	1.40
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	0.15
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	23.99
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	132.08
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	13.21
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	14.53
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	159.82
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	4.94
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	164.76
>		PRECIO ADOPTADO:				164.76
		Son: Ciento Sesenta y Cuatro con 76/100 Bolivianos				

Item: CONFORMACIÓN TERRAPLÉN ZONA 3B Y 3C

20 767.05 m³

Fecha:

27/nov/2012

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Tipo de cambio:

6.96

N ^o	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	MATERIAL 3B Y 3C	m ³	1.10	110.00	121.00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	121.00
	B	MANO DE OBRA				
1	-	OPERADOR	hr	0.06	16.00	0.91
2	-	CHOFER	hr	0.01	14.00	0.14
3	-	AYUDANTE OPERADOR	hr	0.06	12.00	0.68
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	1.74
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	0.95
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	0.40
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	3.09
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1	-	TRACTOR D7	hr	0.02	460.00	7.82
2	-	RODILLO LISO VIBRATORIO	hr	0.01	279.11	2.79
3	-	RODILLO PATA DE CABRA AUTOPROPULSADO	hr	0.01	232.59	2.33
4	-	MOTONIVELADORA	hr	0.02	475.00	9.50
5	-	CISTERNA	hr	0.01	139.55	1.40
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	0.15
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	23.99
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	148.08
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	14.81
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	16.29
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	179.18
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	5.54
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	184.71
>		PRECIO ADOPTADO:				184.71
		Son: Ciento Ochenta y Cuatro con 71/100 Bolivianos				

Item: RIP RAP DE PROTECCION DE TALUDES

1 368.28 m³

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Unid.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	PIEDRA.BRUTA	m ³	1.20	100.00	120.00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	120.00
	B	MANO DE OBRA				
1	-	ALBAÑIL	hr	8.00	12.00	96.00
2	-	PEON	hr	8.00	12.00	96.00
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	192.00
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	105.60
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	44.46
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	342.06
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	17.10
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	17.10
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	479.16
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	47.92
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	52.71
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	579.79
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	17.92
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	597.70
>		PRECIO ADOPTADO:				597.70
		Son: Quinientos Noventa y Siete con 70/100 Bolivianos				

Item: CUNETA PIÉ DE TERRAPLÉN HO CO 50%
P.D.

191.96 m

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	GRAVA	m ³	0.20	100.00	20.00
2	-	ARENA	m ³	0.15	95.00	14.25
3	-	CEMENTO PORTLAND	kg	75.00	1.16	87.00
4	-	PIEDRA	m ³	0.25	100.00	25.00
5	-	CLAVOS	kg	0.10	14.00	1.40
6	-	ALMBRE DE AMARRE	kg	0.10	14.00	1.40
7	-	MADERA CONSTRUCCION	pie ²	5.00	12.00	60.00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	209.05
	B	MANO DE OBRA				
1	-	ALBAÑIL	hr	6.00	12.00	72.00
2	-	AYUDANTE	hr	6.00	12.00	72.00
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	144.00
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	79.20
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	33.35
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	256.55
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIEN				
1	-	MEZCLADORA	hr	0.15	30.00	4.50
2	-	VIBRADORA	hr	0.10	30.00	3.00
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	12.83
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	20.33
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	485.92
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	48.59
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	53.45
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	587.97
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	18.17
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	606.14
>		PRECIO ADOPTADO:				606.14
		Son: Seiscientos Seis con 14/100 Bolivianos				

Item: HORMIGON CICLOPEO (40% PIEDRA DESPL.)
[PREPANTALLA

337.00 m³

Fecha:

27/nov/2012

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Unid.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	PIEDRA BRUTA	m ³	0.40	100.00	40.00
2	-	CEMENTO	kg	180.00	1.16	208.80
3	-	ARENA	m ³	0.24	95.00	22.80
4	-	GRAVA	m ³	0.48	100.00	48.00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	319.60
	B	MANO DE OBRA				
1	-	PEON	hr	6.00	12.00	72.00
2	-	ALBAÑIL	hr	6.00	12.00	72.00
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	144.00
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	79.20
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	33.35
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	256.55
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1	-	VIBRADORA	hr	0.15	30.00	4.50
2	-	MEZCLADORA	hr	0.15	30.00	4.50
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	12.83
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	21.83
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	597.97
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	59.80
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	65.78
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	723.55
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	22.36
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	745.91
>		PRECIO ADOPTADO:				745.91
		Son: Setecientos Cuarenta y Cinco con 91/100 Bolivianos				

Item: ENCOFRADO DESLIZANTE

1 123.34 m²

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	ENCOFRADO METALICO C.I.(ANILLOS INT.-EXT	pza	0.05	650.00	33.80
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	33.80
	B	MANO DE OBRA				
1	-	AYUDANTE	hr	0.50	12.00	6.00
2	-	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hr	0.60	16.00	9.60
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	15.60
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	8.58
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	3.61
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	27.79
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1	-	EXTENDEDORA DE ENCOFRADO DESLIZANTE	hr	0.10	650.00	65.00
2	-	GUINCHE (PLUMA)	hr	0.10	50.00	5.00
3	-	GRUA 30 TON	hr	0.10	500.00	50.00
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	1.39
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	121.39
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	182.98
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	18.30
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	20.13
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	221.41
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	6.84
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	228.25
>		PRECIO ADOPTADO:				228.25
		Son: Doscientos Veintiocho con 25/100 Bolivianos				

Item: TUBERIA DE F.F. D=250MM

175.80 m

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Unid.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	TUBERIA FFD DN 250 MM - PN 25	m	1.05	1050.00	1051.50
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	1051.50
	B	MANO DE OBRA				
1	-	PLOMERO	hr	0.60	16.00	9.60
2	-	AYUDANTE	hr	0.60	12.00	7.20
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	16.80
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	9.24
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	3.89
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	29.93
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	1.50
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	1.50
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	133.9269
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	113.39
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	124.73
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	372.0515
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	42.40
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	414.4479
>		PRECIO ADOPTADO:				1 414.45
		Son: Un Mil Cuatrocientos Catorce con 45/100 Bolivianos				

Item: REJILLA DE ENTRADA METÁLICA

4.00 pza

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Unid.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	REJILLA METALICA	pza	1.00	800.000	800.0000
2	-	CEMENTO	kg	3.00	1.16	3.48
3	-	ARENA	m ³	0.02	95.00	1.90
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	805.3800
	B	MANO DE OBRA				
1	-	ALBAÑIL	hr	0.70	12.00	8.40
2	-	AYUDANTE	hr	0.70	12.00	8.40
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	16.80
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	9.24
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	3.89
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	29.93
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIEN				
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	1.50
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	1.50
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	836.8069
	L	Gastos gales. y administrativ		10.00% de	(J) =	183.68
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	202.05
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	222.5363
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	68.68
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	291.2127
>		PRECIO ADOPTADO:				2 291.21
		Son: Dos Mil Doscientos Noventa y Uno con 21/100 Bolivianos				

Item: PROV. Y MONTAJE DE VALVULA MARIPOSA FF DN
250MM

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

4.00 pza

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	BRIDA UNIVERSAL DE 250 MM	pza	1.00	10 000.000	10 000.0000
2	-	VALVULA MARIPOSA 250 mm	PZA	1.00	14 500.000	14 500.0000
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	24 500.0000
	B	MANO DE OBRA				
1	-	ALBAÑIL	hr	1.20	12.00	14.40
2	-	PEON	hr	1.80	12.00	21.60
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	36.00
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	19.80
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	8.34
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	64.14
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	3.21
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	3.21
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	24 567.3433
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	2 456.7343
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	2 702.4078
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	29 726.4854
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	918.55
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	30 645.0338
>		PRECIO ADOPTADO:				30 645.03
		Son: Treinta Mil Seiscientos Cuarenta y Cinco con 03/100 Bolivianos				

Item: EXCAVACION EN ROCA

7 091.70 m³

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	NITRATO DE AMONIO	kg	0.25	3.50	0.88
2	-	DINAMITA	carga	1.00	16.61	16.61
3	-	FULMINANTES	pza	1.00	2.08	2.08
4	-	GUIA BLANCA	m	2.00	2.60	5.19
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	24.75
	B	MANO DE OBRA				
1	-	ALBAÑIL	hr	0.25	12.00	3.00
2	-	OPERADOR COMPRESORA	hr	0.55	16.00	8.80
3	-	PEON	hr	0.25	12.00	3.00
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	14.80
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	8.14
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	3.43
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	26.37
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1	-	COMPRESORA ATLAS COPCO	hr	0.20	87.50	17.50
2	-	RETROEXCAVADORA	hr	0.10	237.50	23.75
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	1.32
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	42.57
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	93.69
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	9.37
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	10.31
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	113.36
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	3.50
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	116.86
>		PRECIO ADOPTADO:				116.86
		Son: Ciento Dieciseis con 86/100 Bolivianos				

Item: PROV Y TENDIDO TUBERIA PVC CLASE 6
D=14"

85.30 m

Fecha:

27/nov/2012

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Unid.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	TUBERIA DE PVC SDR41 D = 14 PLG.	m	1.04	250.00	260.00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	260.00
	B	MANO DE OBRA				
1	-	PLOMERO	hr	0.20	16.00	3.20
2	-	PEON	hr	0.50	12.00	6.00
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	9.20
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	5.06
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	2.13
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	16.39
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	0.82
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	0.82
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	277.21
	L	Gastos gales. y administrativ		10.00% de	(J) =	27.72
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	30.49
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	335.42
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	10.36
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	345.79
>		PRECIO ADOPTADO:				345.79
		Son: Trescientos Cuarenta y Cinco con 79/100 Bolivianos				

Item: PROV Y COL VALVULA TIPO MARIPOSA DE 350 mm

2.00 pza

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de

cambio: 6.96

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Unid.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	BRIDA UNIVERSA DE 350 mm	pza	1.00	800.000	800.0000
2	-	VALVULA MARIPOSA DE 350 MM	pza	1.00	35000.000	35000.0000
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	39800.0000
	B	MANO DE OBRA				
1	-	PLOMERO ESPECIALISTA	hr	25.00	16.00	400.00
2	-	PEON	hr	10.00	12.00	120.00
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	520.00
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	286.00
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	120.42
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	926.42
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIEN				
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	46.32
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	46.32
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	40772.7372
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	4077.2737
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	4485.0011
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	49335.0120
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	1524.4518
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	50859.4639
>		PRECIO ADOPTADO:				50859.46
		Son: Cincuenta Mil Ochocientos Cincuenta y Nueve con 46/100 Bolivianos				

Item: INSTALACION ELECTRICA

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

1.00 glb

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	ABRASADERA DE 2X1	pza	10.00	22.00	220.00
2	-	TABLERO DE DISTRIBUCION 6 CIRCUITOS	pza	10.00	85.00	850.00
3	-	CONDUCTOR AWG N° 3X4 CONCENTR.	m	500.00	19.87	9 935.0000
4	-	CONDUCTOR AWG N° 3X4 CONCENTR.	m	500.00	41.98	20 990.0000
5	-	CONDUCTOR DESNUDO CU N° 6 AWG	m	500.00	10.16	5 080.0000
6	-	CONECTOR AL/CU P/CABLE N° 4 AWG	pza	1 000.0000	50.82	50 820.0000
7	-	CONECTOR DE VARILLA DE TIERRA	pza	5.00	180.00	900.00
8	-	CONMUTADOR	pza	10.00	14.69	146.90
9	-	POSTE DE HO.AO.	pza	15.00	176.00	2 640.0000
10	-	TRANSFORMADOR 25 KVA	pza	2.00	38 000.0000	76 000.0000
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	167 581.9000
	B	MANO DE OBRA				
1	-	AYUDANTE ELECTRICISTA	hr	400.00	12.00	4 800.0000
2	-	ELECTRICISTA	hr	200.00	16.00	3 200.0000
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	8 000.0000
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	4 400.0000
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	1 852.5599
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	14 252.5599
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	712.63
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	712.63
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	182 547.0879
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	18 254.7088
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	20 080.1797
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	220 881.9764
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	6 825.2529
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	227 707.2293
>		PRECIO ADOPTADO:				227 707.23
		Son: Doscientos Veintisiete Mil Setecientos Siete con 23/100 Bolivianos				

Item: INSTRUMENTACION SISTEMA DE AUSCULTACION

1.00 glb

Proyecto: PRESA SAN PEDRITO

Fecha:

27/nov/2012

Tipo de cambio:

6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	EQUIPO DE MEDION DE SIMICO	PZA	3.00	15 000.000	45 000.0000
2	-	INCLINOMETROS	PZA	3.00	25 000.000	75 000.0000
3	-	ESTACION LIMOGRAFICA	PZA	2.00	150 000.000	300 000.0000
4	-	HITOS TOPOGRAFICOS	PZA	10.00	7 000.000	70 000.0000
5	-	PIEZOMETROS CON SENSOR	PZA	3.00	21 000.000	63 000.0000
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	553 000.0000
	B	MANO DE OBRA				
1	-	ESPECIALISTA CON SU EQUIPO TEST	hr	80.00	35.00	2 800.0000
2	-	TOPOGRAFO PLANTA	ME S	1.00	4 500.000	4 500.0000
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	7 300.0000
	F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	4 015.0000
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	1 690.4610
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	13 005.4610
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIEN				
1	-	EQUIPO TOPOGRAFICO DE DOBLE FRECUENCIA	hr	5.00	450.00	2 250.0000
2	-	EQUIPO TOPOGRAFICOS	ME S	1.00	2 500.000	2 500.0000
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	650.27
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	5 400.2730
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	571 405.7340
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	57 140.5734
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	62 854.6307
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	691 400.9381
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	21 364.2884
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	712 765.2265
>		PRECIO ADOPTADO:				712 765.23
		Son: Setecientos Doce Mil Setecientos Sesenta y Cinco con 23/100 Bolivianos				

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- ✓ La presa permitirá regular el volumen de agua para los cultivos y generar actividad económica importante para la Comunidad de San Pedro de Buena Vista, así también generará mano de obra a inmigrantes temporales para el sistema de producción agrícola prevista.
- ✓ Existen todas las condiciones necesarias para el aprovechamiento racional de los recursos hídricos de la Cuenca de la Quebrada San Pedro con el presente proyecto que llegará a regar 100 ha incrementales, además de dotar de agua potable a la Comunidad de San Pedro de Buena Vista, por tal razón se concluye que es una prioridad para la comunidad de San Pedro de Buena Vista la inmediata implementación de la Presa.
- ✓ El dimensionamiento del cuerpo de la Presa fue realizado en base a la disponibilidad de materiales en la cercanía, obteniendo de esta manera el precio más económico posible.
- ✓ La galería nos facilita el mantenimiento de las tuberías de toma en caso de algún daño, por son visitables, con el fin de algún mantenimiento posterior, lo cual se diseñó dos tuberías de toma para dar continuidad al caudal de demanda.
- ✓ El análisis del presupuesto general y sus precios unitarios de cada actividad son muy importantes por la cantidad de volúmenes que se incorporan en la construcción, por lo que, si se llega a alterar por algún motivo la estructura de la Presa, es necesario tomar recaudos correspondientes para su posterior ubicación.
- ✓ La caracterización del estrato del embalse nos permitió determinar una permeabilidad ponderada del mismo, posibilitándonos de esta manera una estimación de la infiltración.
- ✓ La galería nos facilita el mantenimiento de las tuberías de toma en caso de algún daño, por son visitables, con el fin de algún mantenimiento posterior.

- ✓ Los indicadores de volumen almacenado útil comparadas con la presa calderas, se duplica el costo con la presa calderas, pero también se duplica las hectáreas a regar, por lo no se encuentran con facilidad vasos de almacenamiento en Tarija para hacer este tipo de proyecto, demostrando que el proyecto viable.
- ✓ Se recomienda realizar la construcción del camino de acceso a la presa para poder realizar las perforaciones correspondientes, para seguidamente la construcción de la misma.
- ✓ Se recomienda que en la etapa de construcción se hagan perforaciones transversales y longitudinales en el eje de la presa para corroborar los resultados la tomografía de resistividad eléctrica.

BIBLIOGRAFÍA

Chow et.al. 1994.” Hidrología Aplicada McGRAW HILL”.

Linsley, R.K., Kohler, M.A., Paulhus, J.L.H., 1982, “Hydrology for Engineers, Third Edition, McGraw-Hill”

Antezana J. 2001. “Calibración de los factores de erosión utilizando la ecuación universal de pérdida de suelo revisando “RUSLE” en sistemas de producción agrícola de la Cuenca taquiña. [En línea] Tesis maestría Profesional en “Levantamiento de Recursos Hídricos“. Centro de levantamientos Aeroespaciales y aplicaciones SIG para el desarrollo Sostenible de los recursos naturales (CLAS). pp. 77.

Auza M. 2007. Estimación de tasas de erosión. Práctica realizada en Maestría en evaluación de recursos hídricos. CLAS-UMSS-ITC. Cochabamba, Bolivia.

Vacaflores Ayo Alfonso. 2008. “Recursos hídricos superficiales y sus posibilidades de aprovechamiento en el Departamento de Tarija”

Breña Alegret Evio - Gómez Pardo Rafael. 2005. “Diseño hidráulico de obras de toma para Presas pequeñas”.

Breña Alegret Evio - Gómez Pardo Rafael. 2005. “Diseño hidráulico de aliviaderos para Presas pequeñas”.

Bureau of Reclamation. 1983. “Diseño de Pequeñas Presas” – Tercera edición en español