



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

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

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: "DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN
ARMADO PARA LAS OBRAS DE PROTECCIÓN,
REGULACIÓN Y CONTROL DE LAHARES EN LAS
QUEBRADAS SAN LORENZO Y SAQUIMALA EN LA ZONA
SUR OCCIDENTAL DEL VOLCÁN COTOPAXI"**

AUTORES:

FLORES PANTOJA PAMELA LIZETH

PILATAXI TALABERA LIZBETH CECILIA

DIRECTOR:

ING. PEÑAHERRERA ESTUARDO

SANGOLQUÍ

2017



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “**DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO PARA LAS OBRAS DE PROTECCIÓN, REGULACIÓN Y CONTROL DE LAHARES EN LAS QUEBRADAS SAN LORENZO Y SAQUIMALA EN LA ZONA SUR OCCIDENTAL DEL VOLCÁN COTOPAXI**”, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar a las señoritas, **FLORES PANTOJA PAMELA LIZETH, PILATAXI TALABERA LIZBETH CECILIA** para que lo sustenten públicamente.

Sangolquí, 02 de Agosto del 2017

Atentamente,

Ing. Estuardo Peñaherrera.

Director



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Nosotras, **FLORES PANTOJA PAMELA LIZETH**, con cédula de identidad N° 1722441878, y **PILATAXI TALABERA LIZBETH CECILIA**, con cédula de identidad N° 1724533821, declaramos que este trabajo de titulación “**DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO PARA LAS OBRAS DE PROTECCIÓN, REGULACIÓN Y CONTROL DE LAHARES EN LAS QUEBRADAS SAN LORENZO Y SAQUIMALA EN LA ZONA SUR OCCIDENTAL DEL VOLCÁN COTOPAXI**” ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaramos que este trabajo es de nuestra autoría, en virtud de ello nos declaramos responsables del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 02 de Agosto del 2017

Pamela Lizeth Flores Pantoja

C.C. 1722441878

Lizbeth Cecilia Pilataxi Talabera

C.C. 1724533821



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Nosotras, **FLORES PANTOJA PAMELA LIZETH, PILATAXI TALABERA LIZBETH CECILIA**, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución el presente trabajo de titulación “**DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO PARA LAS OBRAS DE PROTECCIÓN, REGULACIÓN Y CONTROL DE LAHARES EN LAS QUEBRADAS SAN LORENZO Y SAQUIMALA EN LA ZONA SUR OCCIDENTAL DEL VOLCÁN COTOPAXI**” cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 02 de Agosto del 2017

Pamela Lizeth Flores Pantoja

C.C. 1722441878

Lizbeth Cecilia Pilataxi Talabera

C.C. 1724533821

DEDICATORIA

A mi madre, que con su ejemplo me motivó a alcanzar esta meta, una mujer valiosa y luchadora, a quien amo infinitamente y a quien le debo todo.

PAMELA FLORES

DEDICATORIA

A mis padres, Sara y Marcelo, por sus enseñanzas, sus consejos, su esfuerzo y sacrificio diario, y mil cosas más..., pero sobre todo por su amor incondicional que me mantuvo de pie en los momentos más difíciles.

A mis hermanos, Pablo, Romel, Enna y Génesis, por ser una parte fundamental en este logro, por su apoyo, su cariño y su comprensión.

A mis primos, tíos y toda mi familia, por sus pequeñas palabras de aliento y motivación que significaron mucho para mí.

A la memoria de mis abuelitos, especialmente a la memoria de Mamita, a quién llevaré por siempre en mi corazón.

LIZBETH PILATAXI

AGRADECIMIENTO

A la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, a la Carrera de Ingeniería Civil, a sus docentes, que son parte fundamental en mi desarrollo profesional, en especial a Theo, Dr. Aguiar, e Ing. Zúñiga, de quienes me llevo lecciones que me ayudan a edificarme día a día.

Al ingeniero Estuardo Peñaherrera por dirigir este proyecto de titulación, a todos los docentes que nos prestaron ayuda, permitiendo culminar este trabajo con éxito.

A mi familia por su apoyo incondicional, mi madre Isabel, mi hermano Mario, mis hermanas Mayteé y Erika, y mi sobrina Amelia, mi gratitud entera hacia ustedes por confiar en mí.

A Byron, por su amistad, amor y apoyo brindado.

A los amigos que he tenido durante estos años, por todas las vivencias compartidas, en especial a aquellos que conocen los obstáculos que se presentaron, y que estuvieron ahí para tenderme una mano.

A mi amiga Lizbeth Pilataxi por su dedicación y esfuerzo invertido en este proyecto, gracias a ello, lo culminamos satisfactoriamente.

A todas las personas que fueron parte de este aprendizaje, en especial a aquellas que sembraron confianza en mí, que me recordaron que soy capaz, y que se necesita dedicación y decisión para alcanzar las metas.

PAMELA FLORES

AGRADECIMIENTO

A Dios, todopoderoso, por todo lo que me ha brindado día tras día y por darme las fuerzas necesarias para llegar a este punto de mi vida.

A mis padres por ser un gran ejemplo de amor, trabajo y esfuerzo, para mí y mis hermanos.

A mi amiga y compañera de Tesis, Pamela Flores, por su esfuerzo y dedicación en este proyecto, para que logremos cumplir con éxito una de nuestras metas.

Al Ingeniero Estuardo Peñaherrera, director del presente proyecto, por sus consejos y guías durante la elaboración del mismo.

Al Ingeniero Jorge Zúñiga por sus enseñanzas dentro y fuera de las aulas.

A mis amigas, Lesli y Pame, por los gratos momentos compartidos en esta etapa.

A la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, especialmente a la carrera de Ingeniería Civil y a sus docentes, que a diario buscan formar profesionales responsables y de éxito que contribuyan al desarrollo del país.

LIZBETH PILATAXI

ÍNDICE DE CONTENIDO

CARÁTULA	
CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORIZACIÓN	iv
DEDICATORIA	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
AGRADECIMIENTO	viii
ÍNDICE DE CONTENIDO	ix
ÍNDICE DE TABLAS	xv
ÍNDICE DE FIGURAS	xviii
RESUMEN	xxiii
ABSTRACT	xxiv
CAPÍTULO I	1
GENERALIDADES	1
1.1. Antecedentes	1
1.1.1. Cotopaxi	1
1.1.2. Obras de mitigación	5
1.2. Localización Geográfica.....	6
1.3. Justificación.....	7
1.4. Objetivos	8
1.4.1. Objetivo general	8
1.4.2. Objetivos específicos	8
1.5. Metas del proyecto	9
CAPÍTULO II	10
DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS DE MITIGACIÓN	10
2.1. Obras de mitigación.....	10
2.1.1. Mitigación	10
2.1.2. Medidas de Mitigación.....	10
2.1.3. Obras de Mitigación.....	11

2.2.	Definición de Presas	15
2.2.1.	Presas de hormigón	15
2.2.2.	Presas de tierra y enrocamiento.....	18
2.3.	Presas como obras de mitigación	21
2.3.1.	Presas tipo SABO.....	21
2.3.1.1.	Tipologías y funcionamiento de presas tipo SABO.....	24
2.3.2.	Presas mixtas.....	29
2.4.	Presas mixtas en las quebradas San Lorenzo y Saquimala.....	35
2.4.1.	Esfuerzos en la presa.....	35
2.4.2.	Fuerza y presión producidas por lahares	35
2.4.2.1.	Definición de lahar.....	35
2.4.2.2.	Volumen del glaciario.....	37
2.4.2.3.	Presión del lahar.....	38
2.4.3.	Análisis pseudoestático	39
2.4.4.	Factores de seguridad.....	40
2.4.4.1.	Factor de seguridad al deslizamiento.....	40
2.4.4.2.	Factor de seguridad contra el volcamiento	41
2.5.	Muros como estructuras de contención	41
2.5.1.	Tipos de muros de contención.....	41
2.5.1.1.	Muros de gravedad.....	42
2.5.1.2.	Muros en voladizo	42
2.5.1.3.	Muros de bandejas	43
2.5.1.4.	Muros con contrafuertes	44
2.6.	Cimentación en roca.....	46
2.6.1.	Macizo rocoso	46
2.6.2.	Tipos de cimentación	46
2.6.3.	Zapatillas corridas bajo muros.....	47
CAPÍTULO III.....		48
CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO.....		48
3.1.	Método de Refracción Sísmica.....	48
3.1.1.	Generalidades	48
3.1.2.	Equipo de medición.....	48

3.1.2.1.	Geófonos	48
3.1.2.2.	Cable de conexión de geófonos a sismógrafo.....	49
3.1.2.3.	Sismógrafo	49
3.1.2.4.	Amplificadores.....	49
3.1.2.5.	Unidad de control y almacenamiento	49
3.1.2.6.	Fuente de energía sísmica	49
3.1.2.7.	Sistema de disparo (trigger).....	50
3.1.3.	Registros obtenidos	51
3.2.	Ondas elásticas	52
3.2.1.	Ondas de volumen.....	52
3.2.1.1.	Ondas primarias	52
3.2.1.2.	Ondas secundarias.....	52
3.2.2.	Ondas superficiales	53
3.2.2.1.	Ondas Love	53
3.2.2.2.	Ondas Rayleigh.....	53
3.3.	Métodos Sísmicos.....	54
3.4.	Método MASW	55
3.4.1.	Curva de dispersión.....	57
3.4.2.	Inversión.....	58
3.4.3.	Velocidad de onda de corte V_s	59
3.4.4.	Velocidad de onda de compresión V_p	60
3.5.	Recopilación de datos.....	61
3.6.	Análisis de datos.....	62
3.6.1.	Determinación de V_s y V_p	62
3.6.1.1.	Curva de dispersión Q. San Lorenzo	63
3.6.1.2.	Curva de dispersión Q. Saquimala.....	64
3.6.1.3.	Inversión de la curva de dispersión Q. San Lorenzo	65
3.6.1.4.	Inversión de la curva de dispersión Q. Saquimala.....	67
3.6.1.5.	V_p y V_s en las quebradas San Lorenzo y Saquimala	69
3.6.2.	Resumen de resultados del método MASW.....	69
3.7.	Capacidad admisible del suelo	70
3.7.1.	Propiedades mecánicas del suelo	70

3.7.2.	Carga admisible en roca	70
3.7.3.	Capacidad de carga permisible en Quebrada San Lorenzo	72
3.7.4.	Capacidad de carga permisible en Quebrada Saquimala	75
CAPÍTULO IV		78
CARGAS PERMANENTES Y CARGAS DINÁMICAS.....		78
4.1.	Cargas permanentes	78
4.1.1.	Peso propio estructura de hormigón.....	78
4.1.1.1.	Presa San Lorenzo	78
4.1.1.2.	Presa Saquimala	81
4.1.2.	Peso de relleno	83
4.2.	Cargas dinámicas.....	84
4.2.1.	Presión y fuerza del lahar	84
4.2.1.1.	Presión del lahar.....	84
4.2.2.	Presión del viento	86
4.2.2.1.	Velocidad instantánea máxima del viento	86
4.2.2.2.	Velocidad corregida del viento	87
4.2.2.3.	Cálculo de la presión del viento.....	88
4.2.2.4.	Factor de forma Cf.....	88
4.2.2.5.	Factor de entorno Ce	89
4.2.2.6.	Resultados	89
4.2.3.	Análisis pseudo-estático	90
4.2.4.	Espectro de diseño.....	91
4.2.4.1.	Factor Z.....	91
4.2.4.2.	Factores de sitio	92
4.2.4.3.	Espectro elástico	93
4.2.5.	Factor de reducción de respuesta para estructuras diferentes a las de edificación (Figura 75).....	94
4.2.6.	Factor de importancia (Figura 76).....	94
CAPITULO V.....		95
MODELACIÓN Y DISEÑO		95
5.1.	Elaboración de modelos matemáticos	95
5.1.1.	Modelación de la estructura en Sap2000 (Pre-dimensionamiento)....	96

5.1.1.1.	Presa San Lorenzo	96
5.1.1.2.	Presa Saquimala.....	112
5.1.2.	Modelo 1	128
5.1.2.1.	Presa San Lorenzo	128
5.1.2.2.	Presa Saquimala.....	147
5.1.3.	Modelo 2	166
5.1.3.1.	Presa San Lorenzo	166
5.1.3.2.	Presa Saquimala.....	171
5.2.	Análisis de resultados	176
5.2.1.	Presa San Lorenzo.....	176
5.2.2.	Presa Saquimala	177
5.3.	Geometría definitiva.....	178
5.3.1.	Presa San Lorenzo.....	178
5.3.2.	Presa Saquimala	178
5.4.	Emballado.....	179
5.4.1.	Presa San Lorenzo.....	179
5.4.1.1.	Tramo 1	179
5.4.1.2.	Tramo 2.....	186
5.4.1.3.	Tramo 3.....	187
5.4.2.	Presa Saquimala	188
5.4.2.1.	Tramo 1	188
5.4.2.2.	Tramo 2.....	195
5.4.2.3.	Tramo 3.....	196
5.5.	Cimentación.....	198
5.5.1.	Presa San Lorenzo.....	198
5.5.1.1.	Contrafuertes (cimentación tipo)	198
5.5.2.	Presa Saquimala	200
5.5.2.1.	Contrafuertes (cimentación tipo)	200
5.6.	Presupuesto Referencial	203
5.6.1.	Cantidad de materiales	203
5.6.1.1.	Excavación.....	203
5.6.1.2.	Volumen de hormigón y relleno	203

5.6.1.3.	Transporte de material	203
5.6.1.4.	Cantidad de acero.....	203
5.6.2.	Presupuesto Referencial, Presa San Lorenzo	204
5.6.3.	Presupuesto Referencial, Presa Saquimala	205
CAPITULO VI	207
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	207
6.1.	Conclusiones	207
6.2.	Recomendaciones	208
BIBLIOGRAFÍA	209

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Dimensiones de la franja tipo de la presa mixta.	30
Tabla 2 Dimensiones de la franja tipo de la presa. Río El Salto.....	31
Tabla 3 Dimensiones de la franja tipo de la presa. Río Pita	31
Tabla 4 Parámetros de la presa San Lorenzo	33
Tabla 5 Parámetros de diseño de la presa Saquimala	34
Tabla 6 Reducción de glaciar desde 1976 hasta 2015.....	37
Tabla 7 Volumen de glaciar Q. Saquimala.	38
Tabla 8 Volumen de glaciar Q. San Lorenzo.....	38
Tabla 9 Clasificación del tipo de suelo en función del Vs30.....	60
Tabla 10 Velocidades de ondas P y S en diferentes medios.	60
Tabla 11 Velocidades del ensayo de la sísmica de refracción.	62
Tabla 12 Velocidad de corte, Vs	69
Tabla 13 Velocidad de compresión, Vp.....	69
Tabla 14 Resultados de Vs30 y Vp	69
Tabla 15 Propiedades mecánicas de la roca andesita.....	70
Tabla 16 Factores de forma, profundidad e inclinación.....	71
Tabla 17 Factores de capacidad de carga. Q. San Lorenzo.....	72
Tabla 18 Capacidad permisible para $D_f=1m$. Q. San Lorenzo.....	73
Tabla 19 Capacidad permisible para $D_f=2m$. Q. San Lorenzo.....	73
Tabla 20 Capacidad permisible para $D_f=3m$. Q. San Lorenzo.....	74
Tabla 21 Factores de capacidad de carga. Q. Saquimala	75
Tabla 22 Capacidad permisible para $D_f=1m$. Q. Saquimala	75
Tabla 23 Capacidad permisible para $D_f=2m$. Q. Saquimala	75
Tabla 24 Capacidad permisible para $D_f=3m$. Q. Saquimala	76
Tabla 25 Carga de la estructura de hormigón. P. San Lorenzo.....	80
Tabla 26 Carga de la estructura de hormigón. P. Saquimala	83
Tabla 27 Carga del relleno. P. San Lorenzo.....	84
Tabla 28 Carga del relleno. P. Saquimala	84
Tabla 29 Carga máxima permanente.....	84
Tabla 30 Presión del lahar. P. San Lorenzo	85
Tabla 31 Presión del lahar. P. Saquimala.....	85
Tabla 32 Presión del lahar. P. Saquimala.....	86
Tabla 33 Coeficiente de corrección.....	87
Tabla 34 Factor de forma Cf	88
Tabla 35 Factor de entorno Ce	89
Tabla 36 Presión del viento. P. San Lorenzo	89
Tabla 37 Presión del viento. P. Saquimala.....	90
Tabla 38 Fuerzas sísmicas. Q. San Lorenzo - Q. Saquimala	90
Tabla 39 Pesos de estructura hormigón y relleno	107
Tabla 40 Coeficiente de seguridad al volcamiento	109

Tabla 41 F.S.D. en condiciones normales (lahar)	109
Tabla 42 F.S.D. condiciones extremas (lahar, sismo).....	110
Tabla 43 Pesos de estructura hormigón y relleno	122
Tabla 44 Coeficiente de seguridad al volcamiento	125
Tabla 45 F.S.D. en condiciones normales (lahar)	125
Tabla 46 F.S.D. en condiciones extremas (lahar, sismo).....	126
Tabla 47 Pesos de estructura hormigón y relleno	130
Tabla 48 Coeficiente de seguridad al volcamiento	131
Tabla 49 F.S.D. en condiciones normales (lahar)	132
Tabla 50 F.S.D. en condiciones extremas (lahar, sismo).....	132
Tabla 51 Cortante admisible, pantalla.....	134
Tabla 52 Cortante admisible, pared -eje6-	135
Tabla 53 Cortante admisible, contrafuerte F.....	136
Tabla 54 Armadura horizontal, pantalla.....	137
Tabla 55 Armadura vertical, pantalla.....	138
Tabla 56 Armadura horizontal, pared tipo	139
Tabla 57 Armadura vertical, pared tipo	140
Tabla 58 Armadura horizontal, contrafuerte externo tipo.....	141
Tabla 59 Armadura vertical, contrafuerte externo tipo	142
Tabla 60 Armadura horizontal, contrafuerte interno tipo	143
Tabla 61 Armadura vertical, contrafuerte interno tipo.....	144
Tabla 62 Armadura horizontal, contrafuerte tipo embaulado	145
Tabla 63 Armadura vertical, contrafuerte tipo embaulado	146
Tabla 64 Cortantes y momentos máximos	146
Tabla 65 Pesos de estructura hormigón y relleno	148
Tabla 66 Coeficiente de seguridad al volcamiento	151
Tabla 67 F.S.D. en condiciones normales (lahar)	151
Tabla 68 F.S.D. en condiciones extremas (lahar, sismo).....	152
Tabla 69 Cortante admisible, pantalla.....	153
Tabla 70 Cortante admisible, pared -eje6-	154
Tabla 71 Cortante admisible, contrafuerte B	155
Tabla 72 Armadura horizontal, pantalla principal	156
Tabla 73 Armadura vertical, pantalla principal.....	157
Tabla 74 Armadura horizontal, pared tipo	158
Tabla 75 Armadura vertical, pared tipo	159
Tabla 76 Armadura horizontal, contrafuerte externo tipo.....	160
Tabla 77 Armadura vertical, contrafuerte externo tipo	161
Tabla 78 Armadura horizontal, contrafuerte interno tipo	162
Tabla 79 Armadura vertical, contrafuerte interno tipo.....	163
Tabla 80 Armadura horizontal, contrafuerte tipo embaulado	164
Tabla 81 Armadura vertical, contrafuerte tipo embaulado	165
Tabla 82 Resumen de momentos y cortantes (modelo 1)	165

Tabla 83 Coeficiente de seguridad al volcamiento	166
Tabla 84 F.S.D. en condiciones normales (lahar)	167
Tabla 85 F.S.D. en condiciones extremas (lahar, sismo)	167
Tabla 86 Coeficiente de seguridad al volcamiento	168
Tabla 87 F.S.D. en condiciones normales (lahar)	168
Tabla 88 F.S.D. en condiciones extremas (lahar, sismo)	169
Tabla 89 Cortante admisible, pantalla.....	170
Tabla 90 Cortante admisible, contrafuerte G	170
Tabla 91 Resumen de momentos y cortantes (modelo 2)	171
Tabla 92 Coeficiente de seguridad al volcamiento	171
Tabla 93 F.S.D. en condiciones normales (lahar)	172
Tabla 94 F.S.D. en condiciones extremas (lahar, sismo)	172
Tabla 95 Coeficiente de seguridad al volcamiento	173
Tabla 96 F.S.D. en condiciones normales (lahar)	173
Tabla 97 F.S.D. en condiciones extremas (lahar, sismo)	174
Tabla 98 Cortante admisible, pantalla.....	174
Tabla 99 Cortante admisible, contrafuerte B	175
Tabla 100 Resumen de momentos y cortantes (modelo 2)	176
Tabla 101 Geometría definitiva, P. San Lorenzo	178
Tabla 102 Geometría definitiva, P. Saquimala	178
Tabla 103 Presión de material de relleno en el embaulado.....	181
Tabla 104 Peso de pared sobre embaulado	181
Tabla 105 Carga de contrafuertes	182
Tabla 106 Armadura losa superior e inferior del embaulado.....	185
Tabla 107 Armadura losa superior e inferior del embaulado.....	186
Tabla 108 Armadura losa superior e inferior embaulado.....	188
Tabla 109 Presión de material de relleno en el embaulado.....	190
Tabla 110 Peso de pared sobre embaulado	191
Tabla 111 Carga de contrafuertes	191
Tabla 112 Armadura losa superior e inferior embaulado.....	194
Tabla 113 Armadura losa superior e inferior embaulado.....	196
Tabla 114 Armadura losa superior e inferior embaulado.....	197
Tabla 115 Esfuerzos en la presa, (contrafuertes)	198
Tabla 116 Esfuerzos en la presa, (contrafuertes)	201
Tabla 117 Volumen de excavación	203
Tabla 118 Volumen de hormigón y relleno	203
Tabla 119 Cantidades de acero, P. San Lorenzo	204
Tabla 120 Cantidades de acero, P. Saquimala	204
Tabla 121 Presupuesto Referencial, P. San Lorenzo	205
Tabla 122 Presupuesto Referencial, P. Saquimala.....	205

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Ubicación del volcán Cotopaxi y drenajes	1
Figura 2 Ubicación de la zona de estudio	6
Figura 3 Obras de mitigación por lahares	12
Figura 4 Obras de mitigación de lahares.....	13
Figura 5 Barreras de retención de rocas.....	13
Figura 6 Obras de mitigación.....	14
Figura 7 Obras de mitigación.....	15
Figura 8 Presa Tres Gargantas	16
Figura 9 Presa Altus	17
Figura 10 Presa El Atazar	17
Figura 11 Presa Chief Joseph.....	18
Figura 12 Presa W. A. C. Bennett.....	19
Figura 13 Presa homogénea	19
Figura 14 Presa heterogénea	20
Figura 15 Presa con pantalla inclinada.....	20
Figura 16 Presa con diafragma vertical rígido	21
Figura 17 Presa con núcleo de materiales finos	21
Figura 18 Presas Tipo SABO.....	22
Figura 19 Obras de control de flujos de escombros.....	23
Figura 20 Presa vertical. (Captación de Hayagawa, Japón).....	24
Figura 21 Presa vertical con pasos de agua. (Khahare Khola, Nepal).....	25
Figura 22 Funcionamiento de presas SABO con pasos de agua.....	26
Figura 23 Presa abierta. (Boyong River, Indonesia).....	26
Figura 24 Presa permeable. Uesugi-tani river, Japón.	27
Figura 25 Red Metálica. Mount Tateyama, Japón	28
Figura 26 Presa mixta (hormigón y tierra).....	29
Figura 27 Franja tipo en las quebradas Cimarrones y Mururco.....	30
Figura 28 Geometría de la presa mixta, río El Salto	32
Figura 29 Geometría de la presa mixta, río Pita.....	32
Figura 30 Geometría de presa San Lorenzo.....	33
Figura 31 Geometría de presa Saquimala	34
Figura 32 Morfología típica de un lahar	36
Figura 33 Flujo de lahares, ciudad de Armero 1985.....	37
Figura 34 Fuerzas sísmicas en el cuerpo de la presa.....	39
Figura 35 Muro de gravedad	42
Figura 36 Muro en voladizo.....	43
Figura 37 Muro de bandejas.....	43
Figura 38 Muro con contrafuertes.....	44
Figura 39 Muros de contención con contrafuertes.....	45
Figura 40 Zapata corrida bajo muro.....	47

Figura 41 Método de refracción sísmica.....	50
Figura 42 Expediente de un registro típico (Sismograma).....	51
Figura 43 Ondas elásticas.....	53
Figura 44 Configuración en terreno para método MASW.....	55
Figura 45 Procedimiento empleado método MASW.....	56
Figura 46 Representación de la dispersión de las ondas Rayleigh.....	57
Figura 47 Sismograma-Q. San Lorenzo.....	63
Figura 48 Curva de dispersión automática generada por Geopsy.....	63
Figura 49 Curva de dispersión - Q. San Lorenzo.....	64
Figura 50 Sismograma - Q. Saquimala.....	65
Figura 51 Curva de dispersión - Q. Saquimala.....	65
Figura 52 Curva de inversión - Q. San Lorenzo.....	66
Figura 53 Dispersión de la curva de inversión-Q. San Lorenzo.....	66
Figura 54 Perfiles $V_p - V_s$, Q. San Lorenzo.....	67
Figura 55 Curva de inversión - Q. Saquimala.....	67
Figura 56 Dispersión de la curva de inversión - Q. Saquimala.....	68
Figura 57 Perfiles $V_p - V_s$, Q. Saquimala.....	68
Figura 58 Capacidad admisible del suelo. Q. San Lorenzo.....	74
Figura 59 Capacidad admisible del suelo. Q. Saquimala.....	77
Figura 60 Geometría modificada. P. San Lorenzo.....	78
Figura 61 Vista en planta. P. San Lorenzo.....	79
Figura 62 Geometría de contrafuertes. P. San Lorenzo.....	79
Figura 63. Corte de pantalla de hormigón. P. San Lorenzo.....	80
Figura 64 Vista en planta. P. Saquimala.....	81
Figura 65 Geometría de contrafuertes. P. Saquimala.....	82
Figura 66 Corte de pantalla. P. Saquimala.....	83
Figura 67 Implantación de la presa mixta.....	85
Figura 68 Inclinación en la presa de tierra.....	86
Figura 69 Zonas sísmicas.....	91
Figura 70 Valores del factor Z.....	91
Figura 71 Factores de sitio F_a	92
Figura 72 Factores de sitio F_d	92
Figura 73 Factores de sitio F_s	93
Figura 74 Espectro de diseño.....	93
Figura 75 Factor de reducción de respuesta R.....	94
Figura 76 Factor de importancia I.....	94
Figura 77 Definición material hormigón.....	95
Figura 78 Sección pantalla, espesor 1m.....	96
Figura 79 Sección paredes, espesor 1m.....	96
Figura 80 Sección contrafuerte, espesor 1m.....	97
Figura 81 Pantalla principal.....	97
Figura 82 Pared eje 6.....	98

Figura 83 Contrafuerte -F-	98
Figura 84 Modelo en Sap2000	99
Figura 85 Definición de cargas	99
Figura 86 Coeficiente cortante basal, sentido X	100
Figura 87 Coeficiente cortante basal, sentido Y	100
Figura 88 Espectro de Diseño	101
Figura 89 Definición de la carga reactiva por sismo.....	102
Figura 90 Presión del viento	102
Figura 91 Presión de lahar.....	103
Figura 92 Presión del relleno en pantalla y paredes.....	103
Figura 93 Presión del relleno en pantalla y paredes (vista 3D)	104
Figura 94 Presión del relleno en contrafuertes.....	104
Figura 95 Presión del relleno en contrafuertes (vista 3D)	105
Figura 96 Combinaciones de carga	106
Figura 97 Factor de mayoración en el material.....	107
Figura 98 Reacciones en la base con factor de mayoración.....	108
Figura 99 Reacciones en la base	108
Figura 100 Desplazamiento máximo	110
Figura 101 Momentos máximos	111
Figura 102 Sección pantalla, espesor 1m.....	112
Figura 103 Sección paredes, espesor 1m	113
Figura 104 Sección contrafuerte, espesor 1m	113
Figura 105 Pantalla principal	114
Figura 106 Pared eje 6.....	114
Figura 107 Contrafuerte -G-.....	115
Figura 108 Modelo en Sap2000	115
Figura 109 Definición de cargas	116
Figura 110 Coeficiente cortante basal, sentido X	116
Figura 111 Coeficiente cortante basal, sentido Y	117
Figura 112 Espectro de diseño	117
Figura 113 Definición de la carga reactiva por sismo.....	118
Figura 114 Presión del viento	119
Figura 115 Presión de lahar	119
Figura 116 Presión del relleno en pantalla y paredes.....	120
Figura 117 Presión del relleno en pantalla y paredes (vista 3D).....	120
Figura 118 Presión del relleno en contrafuertes.....	120
Figura 119 Presión del relleno en contrafuertes (vista 3D).....	121
Figura 120 Combinaciones de carga	122
Figura 121 Factor de mayoración en el material.....	123
Figura 122 Reacciones en la base con factor de mayoración.....	124
Figura 123 Reacciones en la base	124
Figura 124 Desplazamiento máximo	126

Figura 125 Momentos máximos	127
Figura 126 Sección pantalla, espesor 0.60m.....	128
Figura 127 Sección paredes, espesor 0.50m	129
Figura 128 Sección contrafuertes, espesor 0.60m.....	129
Figura 129 Factor de mayoración en el material.....	130
Figura 130 Reacciones en la base con factor de mayoración.....	131
Figura 131 Reacciones en la base	131
Figura 132 Desplazamiento máximo	133
Figura 133 Cortante último, Pantalla	134
Figura 134 Cortante último, Pared -eje 6-.....	135
Figura 135 Cortante último, contrafuerte F.....	136
Figura 136 Momentos M11, pantalla	137
Figura 137 Momentos M22, pantalla	138
Figura 138 Momentos M11, pared tipo	139
Figura 139 Momentos M22, pared tipo	140
Figura 140 Momentos M11, contrafuerte externo tipo	141
Figura 141 Momentos M22, contrafuerte externo tipo	142
Figura 142 Momentos M11, contrafuerte interno tipo.....	143
Figura 143 Momentos M22, contrafuerte interno tipo.....	144
Figura 144 Momentos M11, contrafuerte tipo, embaulado	145
Figura 145 Momentos M22, contrafuerte tipo, embaulado	146
Figura 146 Sección pantalla, espesor 0.70m.....	147
Figura 147 Sección paredes, espesor 0.70m	147
Figura 148 Sección contrafuertes, espesor 0.70m.....	148
Figura 149 Factor de mayoración en el material.....	149
Figura 150 Reacciones en la base con factor de mayoración.....	150
Figura 151 Reacciones en la base	150
Figura 152 Desplazamiento máximo	152
Figura 153 Cortante último, Pantalla	153
Figura 154 Cortante último, Pared -eje 6-.....	154
Figura 155 Cortante último, contrafuerte B	155
Figura 156 Momentos M11, pantalla principal.....	156
Figura 157 Momentos M22, pantalla principal.....	157
Figura 158 Momentos M11, pared tipo	158
Figura 159 Momentos M22, pared tipo	159
Figura 160 Momentos M11, contrafuerte externo tipo	160
Figura 161 Momentos M22, contrafuerte externo tipo	161
Figura 162 Momentos M11, contrafuerte interno tipo.....	162
Figura 163 Momentos M22, contrafuerte interno tipo.....	163
Figura 164 Momentos M11, contrafuerte tipo, embaulado	164
Figura 165 Momentos M22, contrafuerte tipo, embaulado	165
Figura 166 Cortante último, Pantalla	169

Figura 167 Cortante último, contrafuerte G	170
Figura 168 Cortante último, Pantalla	174
Figura 169 Cortante último, contrafuerte B	175
Figura 170 Sección losa 0,60 m.	179
Figura 171 Sección contrafuertes 0,60 m.....	180
Figura 172 Definición de cargas	180
Figura 173 Presión de material de relleno.....	181
Figura 174 Peso de pared sobre embaulado	182
Figura 175 Carga contrafuertes	183
Figura 176 Combinación de carga (presión material relleno).....	184
Figura 177 Combinación de carga (peso pared)	184
Figura 178 Momentos máximos	185
Figura 179 Momentos máximos	186
Figura 180 Momentos máximos	187
Figura 181 Sección losa 0,70 m.	189
Figura 182 Sección muro 0,70 m.	189
Figura 183 Definición de cargas	190
Figura 184 Presión de material de relleno.....	190
Figura 185 Peso de pared sobre embaulado	191
Figura 186 Carga contrafuertes	192
Figura 187 Combinación de carga (peso de pared).....	193
Figura 188 Combinación de carga (presión material relleno).....	193
Figura 189 Momentos máximos	194
Figura 190 Momentos máximos	195
Figura 191 Momentos máximos	197

RESUMEN

El proyecto de titulación, “DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO PARA LAS OBRAS DE PROTECCIÓN, REGULACIÓN Y CONTROL DE LAHARES EN LAS QUEBRADAS SAN LORENZO Y SAQUIMALA EN LA ZONA SUR OCCIDENTAL DEL VOLCÁN COTOPAXI”, contiene la capacidad admisible del suelo obtenida en base a ensayos de corte directo, carga puntual y peso específico en una muestra de roca Andesita; además se presenta la tipología del suelo en base a las ondas de corte (V_s), establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC15), para lo cual se procesa registros de refracción sísmica en el software Geopsy. A continuación se determina las cargas permanentes (peso de hormigón y material de relleno) y cargas dinámicas (lahar, viento y sismo) actuantes en las estructuras; se generan modelos matemáticos en el software Sap2000. El modelo 1 considera como elementos principales a pantalla, paredes, y contrafuertes, así como la presencia del relleno en las celdas de la estructura; y el modelo 2 considera exclusivamente como elementos principales a pantalla y contrafuertes. Se efectúa el cálculo de los diferentes modelos establecidos en cada una de las presas, y la selección de la mejor alternativa de diseño se da en base a verificaciones de los factores de estabilidad (volcamiento y deslizamiento), chequeo de cortante y deflexiones.

PALABRAS CLAVE

- **ONDAS DE CORTE**
- **DISEÑO DE PRESA DE HORMIGÓN**
- **ESTABILIDAD EN PRESAS**

ABSTRACT

The degree work “DESIGN OF A REINFORCED CONCRETE STRUCTURE FOR WORKS OF PROTECTION, REGULATION AND CONTROL OF LAHARS IN THE GULLIES OF SAN LORENZO AND SAQUIMAL IN SOUTH OCCIDENTAL ZONE OF COTOPAXI VOLCANO”, contains the carrying capacity of soil obtained by direct shear, point load and specific weight tests in samples of Andesita rock. Besides, the soil typology is presented based on the shear waves (V_s), set in the Ecuadorian Construction Norm (NEC15) for which, it is processed the earthquake refraction records in Geopsy software. Then, it is determined the permanent loads (concrete and filler material weight) and dynamics loads (lahar, wind and earthquake loads) acting in the structure. After this, by the use of SAP2000, math models are generated. The model 1 considers screens, walls, buttresses and the fill in cell structures as main elements while, the model 2 considers as prime elements the main components of screens and buttresses. Finally, both models are processed in each dam, and the best choice is selected based on stability (overturning and slipping), shear and deflection factors.

KEY WORDS

- **SHEAR WAVES**
- **DESING OF A CONCRETE DAM**
- **STABILITY ON DAMS**

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. Antecedentes

1.1.1. Cotopaxi

El Cotopaxi es un volcán activo de la cordillera Real ubicado a 60 km al sureste de Quito, 45 km al norte de Latacunga y 75 km al noroccidente de Tena. Sus coordenadas son 0.683°S y $78,436^{\circ}\text{W}$, posee un diámetro basal aproximado de 20 km. El mismo está cubierto por un casquete glaciar que alimenta tres sistemas fluviales importantes: Río Pita al Norte, Río Cutuchi al Sur y Río Tambo y Tamboyacu al Este. (Volcanes: Cotopaxi, 2016)

En la figura 1 se presenta la ubicación del volcán Cotopaxi, con sus principales drenajes.

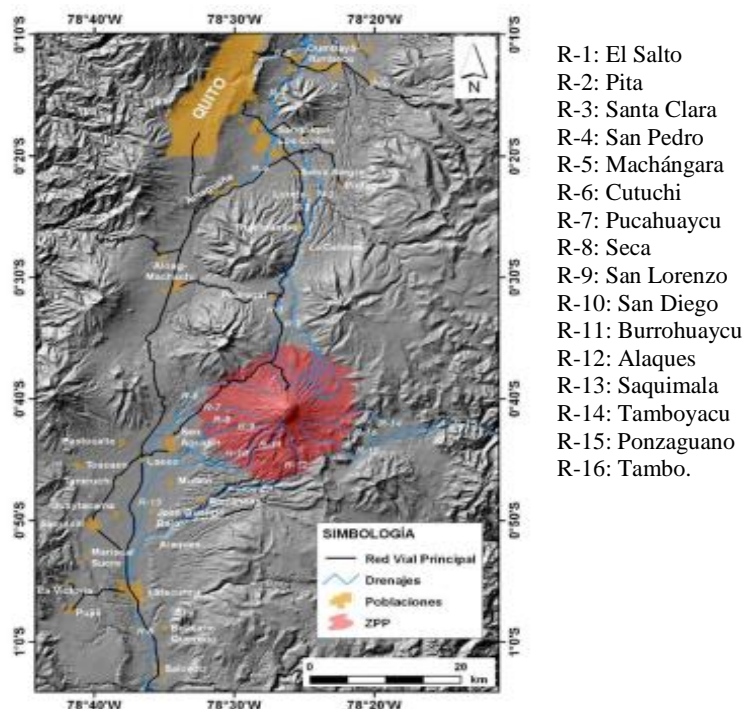


Figura 1 Ubicación del volcán Cotopaxi y drenajes

Fuente: (Ordóñez, Samaniego, Mothes, & Schilling, 2013)

Hasta la actualidad se han registrado cinco grandes períodos eruptivos que corresponden a 1532-1534, 1742-1744, 1766-1768, 1853-1854 y 1877-1880.

Período eruptivo 1532-1534

Aún se desconoce el año exacto de la primera erupción del volcán Cotopaxi, sin embargo se sabe que destruyó varios pueblos indígenas asentados en la planicie que se extiende al sur del volcán, donde posiblemente hubo muertos. (Ciencia1.com, 2005)

Período eruptivo 1742-1744

Existieron dos grandes erupciones durante el año 1742, la primera se registró desde el 15 de junio hasta el 6 de julio sin presentar mayores consecuencias, y la segunda con una mayor magnitud se registró el 9 de diciembre, la fuerza de los lahares, producto del deshielo del glaciar, afectó en gran parte a Latacunga donde murieron personas y animales, a esto se suma la destrucción de obras civiles, viviendas y haciendas ubicadas en los alrededores del recorrido de los lahares.

En el año 1743, se registró una nueva etapa eruptiva, la magnitud registrada fue menor que las dos anteriores, aunque con una mayor emisión de ceniza.

El 30 de noviembre de 1744 se dio origen a una de las más grandes erupciones en el volcán, los derrames de lava que junto con el glaciar formaban los lahares, destruyeron todo lo que estaba a su paso; en el Sur del Cotopaxi por medio del Río Cutuchi estos afectaron a Latacunga, el Río Pita por el norte causó daños en el Valle de los Chillos. La gran velocidad con la que descendieron los lahares a las zonas pobladas provocó la muerte de personas y animales. Si algo se pudo salvaguardar de las anteriores erupciones, definitivamente esta última actividad habría acabado con todo. (Ciencia1.com, 2005)

Período eruptivo de 1766-1768

Los lahares se originaron por la emisión de flujos piroclásticos, presentando abundantes desprendimientos de fragmentos gruesos de lava en Tanicuchi, el 10 de febrero de 1766.

El 2 de abril de 1768 la erupción comenzó con una fuerte explosión, en la cual se destaca la presencia de piedras, material incandescente y abundante ceniza. (Aguilera & Toulkeridis, 2004-2005)

La mayor afectación de este período eruptivo se dió en el Valle de Los Chillos y Salcedo, extendiéndose la lluvia de ceniza hasta Pasto (Colombia). (El Comercio: especiales, 2015)

Período eruptivo de 1853-1854

En septiembre de 1853 el volcán Cotopaxi se reactivó con la caída de ceniza y lahares, produciendo una colada de lava a lo largo de la pendiente oriental del cono, que se bifurcó en la parte inferior, las mismas que descendieron hacia el río Cutuchi. Un año después y en el mismo mes cayó una lluvia de ceniza en Quito. (El Comercio: especiales, 2015), (Aguilera & Toulkeridis, 2004-2005)

Período eruptivo de 1877-1880

En junio de 1877, el volcán Cotopaxi muestra un nuevo periodo de actividad, aunque en una magnitud menos considerable que la de 1744, este nuevo ciclo eruptivo causó inundaciones considerables en poblados como Mulaló provocando la muerte de al menos 600 personas. Dicha erupción trajo consigo una abundante difusión de ceniza en los campos aledaños. A partir de esta fecha y hasta 1880 se tiene registros de pequeñas erupciones con emisiones de cenizas, flujos piroclásticos y lahares de poco desarrollo. Ninguno de estos tuvo consecuencias de mayor grado. (Ciencia1.com, 2005)

Período eruptivo de 2015 hasta la actualidad

El Instituto Geofísico menciona que:

Actualmente el volcán Cotopaxi se encuentra en estado activo, desde mediados de abril del 2015 se observa un incremento de la actividad sísmica. A partir de mayo esa actividad es acompañada de un incremento en las emisiones de dióxido de azufre (SO₂) registrado en la red de monitorización. (Informe Especial N°2, 2015, citado en Crónicas de la erupción del volcán Cotopaxi 2015, 2015)

El 11 de junio del 2015, se presenta un incremento de la actividad interna, y externa del volcán. (Informe Especial N°3, 2015, citado en Crónicas de la erupción del volcán Cotopaxi 2015, 2015)

El 14 de agosto del 2015, después de 4 meses de señales premonitores, se reporta la ocurrencia de dos explosiones pequeñas, la primera a las 04h02 y la segunda a las 04h07. Debido a esta actividad se produjo una caída de ceniza moderada a pequeña en los sectores de Jambelí, Machachi, Pedregal, Boliche, Aloag, Tambillo y Amaguaña. Más tarde, a las 10h25 otra emisión de ceniza visible desde distintos sitios, dieron lugar a caídas de ceniza hacia el NW y SW del Cotopaxi. Otros eventos explosivos, de menor magnitud a los anteriores ocurrieron a las 13h45 y a las 14h29. (Informe Especial N°5, 2015, citado en Crónicas de la erupción del volcán Cotopaxi 2015, 2015)

El estudio de la distribución de la caída de ceniza del 14 de agosto permitió calificar la erupción de “pequeña” con un índice de explosividad 1 y una magnitud de 1.2 (Bernard et al., s.f., citado en Crónicas de la erupción del volcán Cotopaxi 2015, 2015)

Tras las explosiones del 14 de agosto la actividad del volcán Cotopaxi se caracterizó por la emisión semi-continua a continua de ceniza. Esta afectó en gran medida la cotidianidad de las poblaciones ubicadas sobre todo al occidente del volcán (dirección predominante de los vientos). En ocasiones, incluso se reportó la caída de ceniza en sectores tan distantes como: Santo Domingo de los Colorados, El Carmen, Quevedo, Portoviejo y Bahía de Caráquez. (Crónicas de la erupción del volcán Cotopaxi 2015, 2015)

Aunque no se ha precisado una fecha de ocurrencia de una próxima erupción del Cotopaxi, es un hecho que este evento natural acontecerá, sin embargo los datos históricos y la reconstrucción de los ciclos eruptivos del volcán, han señalado una elevada probabilidad de que este suceso se dé en los próximos 50 años. (Aguilera & Toulkeridis, 2004-2005)

Barberi F. et al. citado en (Aguilera & Toulkeridis, 2004-2005) determinaron que, “en promedio, el tiempo que transcurre entre dos erupciones sucesivas del Cotopaxi es de 117 ± 70 años”.

Desde la última gran erupción de 1877 han transcurrido 139 años que coincide con el promedio estadístico determinado con los anteriores ciclos eruptivos.

1.1.2. Obras de mitigación

Se han planteado diversas obras de mitigación para el control de lahares del volcán Cotopaxi, una de ellas es el proyecto hidráulico desarrollado en el 2016 por Fichamba, S., & Ñacata, S. que proponen el “Diseño de obras de protección, regulación y control de lahares en el Río Saquimala en la zona sur occidental del volcán Cotopaxi”, en la misma se puede encontrar la siguiente información:

- El estudio hidrológico de la cuenca hidrográfica del Río Saquimala y de los principales afluentes.
- El análisis del volumen de embalse en cada punto de cierre.
- Ubicación óptima de las obras en base a la topografía de las quebradas.
- Volumen de embalse y accesibilidad.
- Ensayo de refracción sísmica en los puntos seleccionados para conocer la estratigrafía del lugar.
- El volumen del lahar en función del área de glaciación que le corresponde a cada una de las cuencas hidrográficas.
- Cálculo de la capacidad admisible del suelo en base a los resultados del ensayo de refracción sísmica.
- Diseño de obras de protección considerando un porcentaje de flujos de lodos a recibir.
- Propuesta de una estructura de vertimiento para el control y regulación de lahares.
- Obra de conducción para evitar alteraciones en las condiciones naturales de las quebradas.

Considerando la información expuesta, el desarrollo de la presente investigación tomará los parámetros necesarios para el diseño de la estructura de hormigón armado en las quebradas San Lorenzo y Saquimala.

1.2. Localización Geográfica

El proyecto de investigación se desarrollará en el Río Saquimala cuyos afluentes son la Quebrada San Lorenzo y Quebrada Saquimala, dicho río atraviesa las poblaciones de Mulaló en la Parroquia Mulaló y Lasso en la Parroquia San Lorenzo de Tanicuchi pertenecientes al Cantón Latacunga, Provincia Cotopaxi, Ecuador.

La figura 2 muestra la ubicación de las quebradas San Lorenzo y Saquimala que desembocan en el río Saquimala al sur occidente del volcán Cotopaxi, de igual manera se puede observar las poblaciones que resultarían afectadas ante una posible erupción.

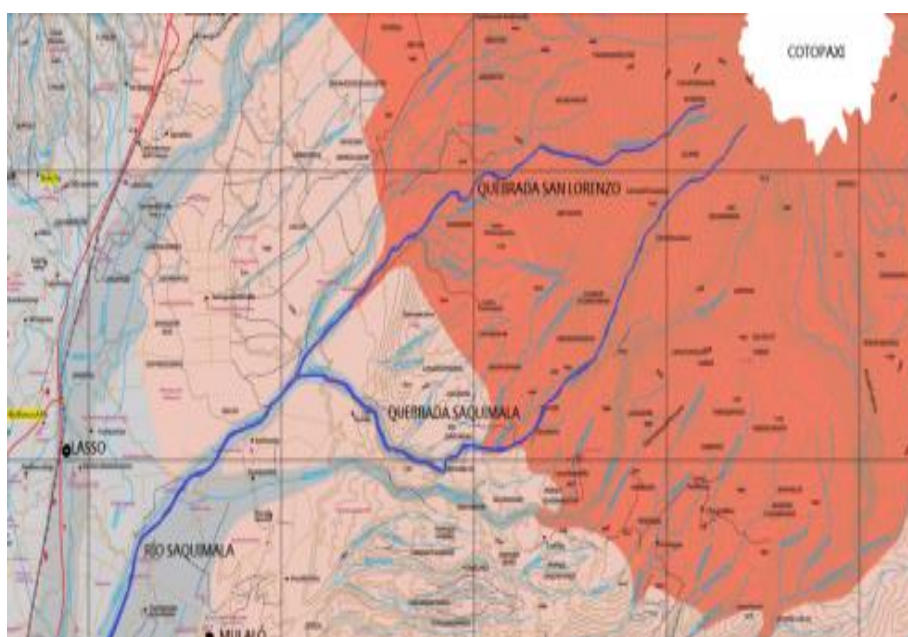


Figura 2 Ubicación de la zona de estudio

Fuente: (Hall, Mothes, Samaniego, & Andrade, 2014)

1.3. Justificación

El último período eruptivo del volcán Cotopaxi registrado en 1877 ocasionó inundaciones considerables en poblaciones como Mulaló, provocando la muerte de al menos 600 personas, y afectando gravemente a la zona agrícola; lo que significó un gran impacto socio-económico en el Ecuador.

La presencia de columnas de ceniza, en agosto del 2015, ha dado inicio a eventos eruptivos de menor magnitud, lo que señala una elevada probabilidad de ocurrencia de nuevas erupciones semejantes a las presentadas en siglos anteriores, generando una mayor afectación a nivel local y nacional; se resalta que debido al incremento demográfico en las zonas de potencial riesgo se estima que las pérdidas humanas y de infraestructura serán mayores. Además el casquete glaciar en el volcán Cotopaxi incrementa la posibilidad de formación de enormes lahares que transitarían por sus tres sistemas fluviales principales hasta llegar a zonas densamente pobladas como el Valle Interandino entre Mulaló y Latacunga, y una parte del valle de los Chillos.

En busca de reducir los grandes daños que se producirán ante una posible erupción del volcán Cotopaxi, se ha propuesto el diseño de diversas obras de mitigación, que localizadas en puntos estratégicos permitan proteger a las zonas más vulnerables. Las mismas enfatizan su diseño en la propuesta hidráulica mas no en su diseño estructural, como es el caso de Fichamba, S., & Ñacata, S. en su proyecto “Diseño de obras de protección, regulación y control de lahares en el Río Saquimala en la zona sur occidental del volcán Cotopaxi”.

Considerando lo expuesto se propone como complemento del mismo el diseño de la estructura de hormigón armado que conforma las presas mixtas en las quebradas San Lorenzo y Saquimala.

La función de las estructuras de hormigón armado es retener en gran parte el flujo de lahares provenientes del volcán, y de esta manera reducir el riesgo de afectación a las poblaciones cercanas a las vías de circulación de los lodos. Es por este motivo que el desarrollo de un adecuado modelo matemático para cada una de las presas, que tome en cuenta las cargas permanentes y eventuales, los factores de

seguridad aplicados al diseño, las combinaciones de cargas actuantes, y todos los requerimientos necesarios que deben cumplirse de acuerdo a la norma vigente en el país, evitaría fallas y un posible colapso de las estructuras de hormigón armado, garantizando la seguridad de las poblaciones beneficiadas con este proyecto.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Diseñar la estructura de hormigón armado de las obras de protección, regulación y control de lahares en las quebradas San Lorenzo y Saquimala en la zona sur occidental del volcán Cotopaxi.

1.4.2. Objetivos específicos

- Verificar los resultados del ensayo de Refracción Sísmica presentado en la investigación de Fichamba, S., & Ñacata, S.
- Desarrollar un modelo matemático tridimensional para la estructura de hormigón armado de las obras de protección, regulación y control de lahares en las quebradas San Lorenzo y Saquimala, considerando que la misma trabaja en los dos sentidos.
- Desarrollar el modelo matemático para la estructura de hormigón armado de las obras de protección, regulación y control de lahares en las quebradas San Lorenzo y Saquimala, considerando que los contrafuertes son los elementos principales de soporte de las cargas generadas en una erupción del volcán Cotopaxi.
- Realizar el cálculo de los modelos matemáticos para la estructura de hormigón armado en las quebradas San Lorenzo y Saquimala.
- Seleccionar la alternativa de diseño óptima en base a los resultados obtenidos.
- Elaborar un presupuesto aproximado de obra para la propuesta de diseño en las quebradas San Lorenzo y Saquimala.
- Generar planos estructurales y de detalle para las quebradas San Lorenzo y Saquimala.

1.5. Metas del proyecto

El presente proyecto iniciará con la verificación de resultados del ensayo de refracción sísmica presentados en la investigación de Fichamba, S., & Ñacata, S, y la determinación de la capacidad admisible del suelo. Seguido a esto se realizará dos alternativas de modelos matemáticos para las estructuras de hormigón armado. Una vez establecida la mejor alternativa de diseño se elaborará un presupuesto de obra aproximado, y planos de detalle.

CAPÍTULO II

DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS DE MITIGACIÓN

2.1. Obras de mitigación

2.1.1. Mitigación

Término utilizado para relacionar todas las medidas de prevención, incluyendo la preparación, que puedan tomarse antes de que ocurra un desastre ya sea este natural o humano, y de esta manera reducir el riesgo al que están expuestas las personas aledañas a las zonas de peligro. El mismo incluye una variedad de actividades como acciones físicas (construcción de estructuras resistentes), que con una correcta planificación y ejecución brinden una respuesta efectiva ante este tipo de eventos. (Coburn, Spence, & Pomonis, 1991)

Se refiere al esfuerzo y al conjunto de medidas que se toman con anticipación a los posibles eventos naturales que puedan causar daños graves en una población, disminuyendo y de ser posible eliminando, el impacto social que se puede generar en una sociedad. (FEMA, 2016)

2.1.2. Medidas de Mitigación

La fecha de ocurrencia de ciertos desastres naturales como erupciones volcánicas, terremotos, tsunamis, etc., es imposible de predecir, sin embargo a lo largo de la historia y gracias a análisis estadísticos se tiene un periodo de retorno que permite tener la certeza de que estos eventos naturales se produzcan nuevamente.

Para el caso de las erupciones volcánicas que dan origen a la formación de lahares, existen dos tipos básicos de medidas de prevención y mitigación:

- a) Medidas estructurales
- b) Medidas no estructurales

a) Medidas estructurales

Se considera como medidas estructurales a todas las acciones físicas como obras de ingeniería, o refuerzo de las mismas, que intervienen de forma directa sobre ciertas amenazas naturales, reduciendo así el impacto que se puede generar en las zonas vulnerables.

Entre dichas obras tenemos: instalaciones para el control de la erosión, diques en las riberas de ríos, muros de retención, canales de desviación de flujos, excavaciones para deposición de flujos, canales de drenaje, entre otras. (Amigo, Silva, & Saavedra, 2014)

b) Medidas no estructurales

Al contrario de las medidas estructurales estas no actúan de forma directa sobre el desastre natural, es decir no se requiere de obras ingenieriles.

Las medidas no Estructurales se refieren al desarrollo de programas preventivos que se enfocan en la capacitación masiva de las poblaciones aledañas a las zonas de peligro. Entre estas tenemos: rutas de evacuación, sistemas de alerta temprana, localización de puntos seguros, reglamentos de uso del suelo, entre otros. (Amigo, Silva, & Saavedra, 2014)

2.1.3. Obras de Mitigación

Se han expuesto diversas obras de mitigación que en conjunto con las medidas preventivas antes expuestas, buscan reducir la vulnerabilidad de las zonas afectadas ante un posible desastre natural.

Toulkeridis (2015), propone las siguientes obras de mitigación para los flujos de escombros o lahares.

- a) Excavación de zanjas protectoras
- b) Barreras de retención de escombros
- c) Diques de desviación de escombros

d) Muro de desviación de flujos con trampa de retención

a) Excavación de zanjas protectoras

La figura 3 presenta el procedimiento a seguir para la implementación de este tipo de obras y la forma en que se espera que trabajen las mismas. En la figura (i), se observa la dirección del flujo que incluye la acumulación de escombros que se van generando por las fuertes pendientes del terreno, para conocer la dirección que toma el flujo se debe realizar estudios previos. La figura (ii), indica los puntos de trabajo de los cuales se procederá a retirar el material, mismo que posteriormente servirá para la construcción de las barreras. La zanja protectora y la nueva configuración del terreno, con material del propio terreno, se presenta en las figuras (iii, iv). Finalmente la figura (v) ilustra la manera en que se espera que trabaje la zanja protectora, acumulando en su interior los bloques secos y reduciendo así el riesgo de afectación.

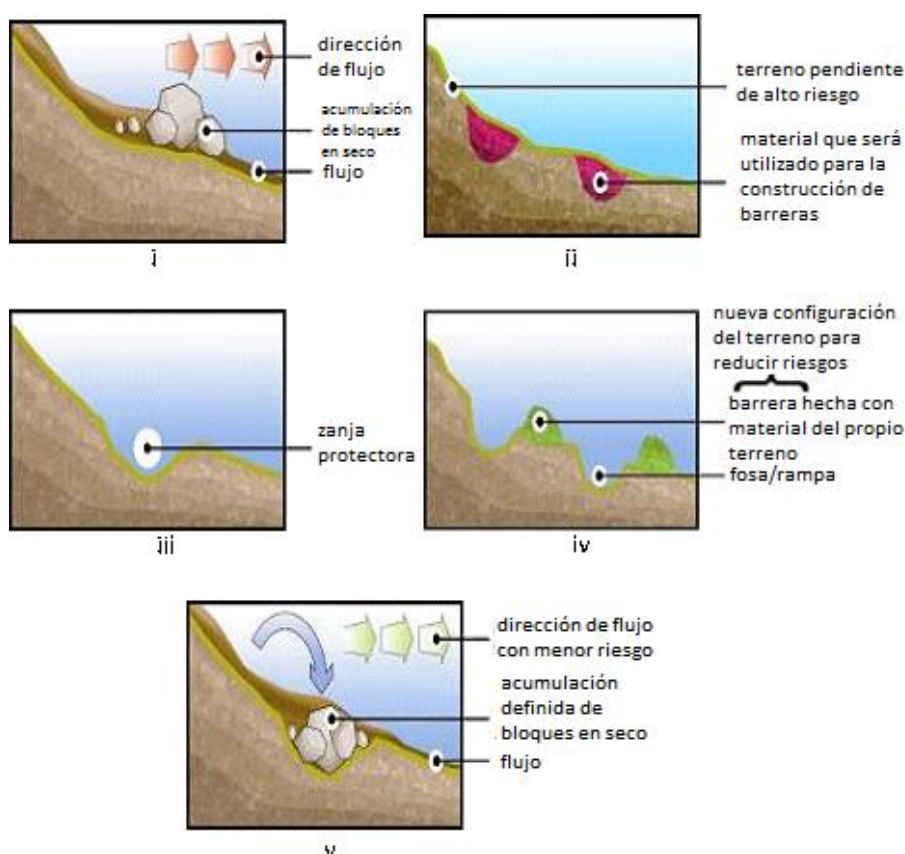


Figura 3 Obras de mitigación por lahares

Fuente: (Toulkeridis, 2015)

b) Barreras de retención de escombros

Las barreras de retención están conformadas por un bloque de hormigón con espacios distribuidos proporcionalmente, cuya función es detener el avance de las rocas de mayor tamaño, tal y como muestra la figura 4.

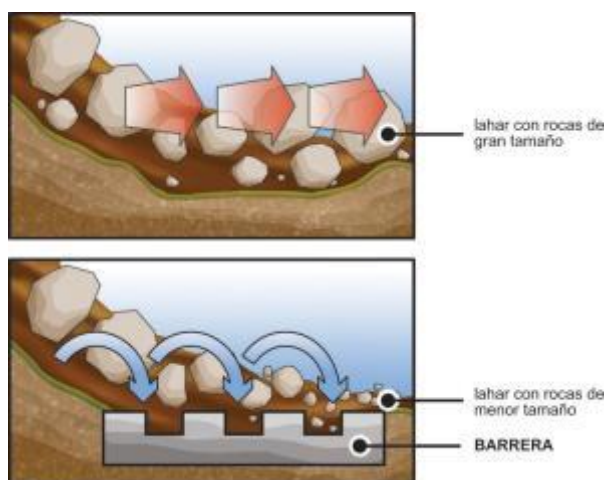


Figura 4 Obras de mitigación de lahares

Fuente: (Toulkeridis, 2015)

La figura 5 denota un ejemplo del caso mencionado, en la misma se observa una acumulación de materiales en los espacios libres, por lo que se indica realizar un frecuente mantenimiento en este tipo de obras.



Figura 5 Barreras de retención de rocas

Fuente: (Toulkeridis, 2015)

c) Diques de desviación de escombros

Como indica su nombre, este tipo de obras ayudan a desviar la orientación normal del flujo de escombros. El dique deberá ser ubicado en un punto estratégico previamente estudiado, de tal manera que su nueva orientación beneficie a las zonas en riesgo sin afectar a otras poblaciones.

La figura 6 muestra la función que cumple el dique al desviar la dirección de los lahares. Cabe mencionar que para la imagen mostrada, el dique deberá considerar que la vertiente de agua seguirá transitando de manera normal, porque lo que se plantea un canal libre en la base del dique.

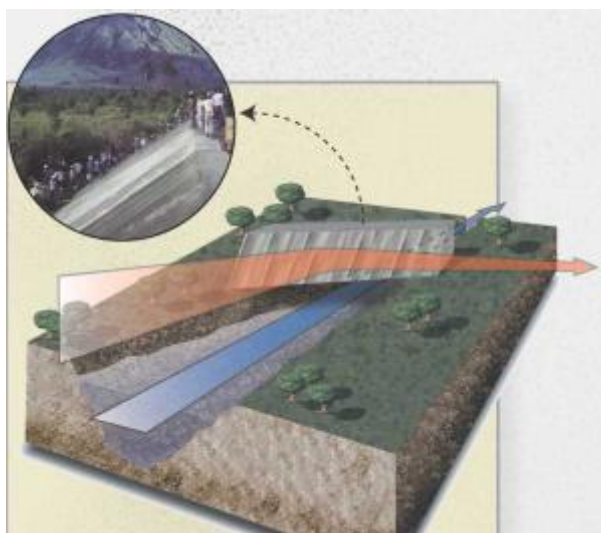


Figura 6 Obras de mitigación

Fuente: (Toulkeridis, 2015)

d) Muro de desviación de flujos con trampa de retención

Al igual que los diques de desviación de escombros, los muros de desviación permiten darle una nueva orientación al flujo de lahares, además su sistema estructural permite la filtración del agua tal y como muestra la figura 7. El muro cuenta con un sistema de celdas que permiten el paso de una reducida cantidad de lodos.



Figura 7 Obras de mitigación

Fuente: (Toulkeridis, 2015)

2.2. Definición de Presas

Una presa es una obra hidráulica que sirve para embalsar agua o derivarla permitiendo conseguir niveles de inundación previstos; la generación de energía eléctrica es el principal motivo de construcción, sin embargo no es el único beneficio que puede brindar, la misma puede construirse como una obra de mitigación para protección de posibles desbordes de un curso natural de agua, así como salvaguardia de otros eventos naturales. (Novak, Moffat, & Nalluri, 2001), (Autoridad nacional de los servicios públicos (ASEP), 2010).

Según sus materiales las presas se clasifican en presas de hormigón y presas de tierra y enrocamiento.

2.2.1. Presas de hormigón

El nombre de este tipo de presas hace referencia al material de construcción, el uso de hormigón permite elaborar obras más estables y duraderas. (Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, 2013)

La figura 8 muestra la presa Tres Gargantas situada en el curso del río Yangzi en China, y constituye un ejemplo de presa de hormigón.



Figura 8 Presa Tres Gargantas

Fuente: (Vice News, 2015)

Las presas que se construyen con este material son:

- a) Presas de gravedad
- b) Presas de arco
- c) Presas de contrafuertes o aligeradas

a) Presas de gravedad

Son aquellas en la que su propio peso es el encargado de resistir el empuje del agua, que es transmitido hacia el suelo. Su estructura es similar a la de un triángulo isósceles ya que su base es ancha y se va estrechando a medida que se asciende hacia la cresta, esto se debe a que la presión en el fondo del embalse es mayor que en la superficie, de esta forma, es el peso propio el que resuelve los problemas de deslizamiento y volcamiento. Constituyen las presas de mayor durabilidad y que menor mantenimiento requieren. (Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, 2013), (Sosa, 2011).

La figura 9 muestra la presa Altus situada en el curso del río Red, North Fork en Estados Unidos, y constituye un ejemplo de presa de gravedad.



Figura 9 Presa Altus

Fuente: (Escuela de Ingeniería de Antioquía, 2009)

b) Presas tipo arco

Son aquellas en la que su propia forma es la encargada de resistir el empuje del agua, debido a que la presión se transfiere en forma muy concentrada hacia las laderas donde se apoyan. Constituyen las presas que menor cantidad de hormigón necesitan para su construcción. (Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, 2013)

La figura 10 muestra la presa El Atazar situada en el curso del río Lozoya en España, y constituye un ejemplo de presa tipo arco.



Figura 10 Presa El Atazar

Fuente: (Escuela de Ingeniería de Antioquía, 2009)

c) Presas de contrafuertes o aligeradas

Las presas de contrafuertes nacen de la idea de economizar material de construcción en las presas de tipo gravedad, su diseño también parte de una presa elemental triangular. (Téllez, 2012)

El concepto estructural de las presas de contrafuertes consiste en una cortina continua aguas arriba soportado a intervalos regulares por un contrafuerte aguas abajo. (Escuela de Ingeniería de Antioquía, 2009)

Las presas de contrafuerte se clasifican en contrafuertes de cabeza sólida, de gravedad aligerada, arco, losas tipo Ambursen y arcos bóveda. (Téllez, 2012)

La figura 11 muestra la presa Chief Joseph situada en el curso del río Columbia en Washington, Estados Unidos, y constituye un ejemplo de presa de contrafuertes o aligerada.



Figura 11 Presa Chief Joseph

Fuente: (Escuela de Ingeniería de Antioquía, 2009)

2.2.2. Presas de tierra y enrocamiento

Son aquellas que consisten en un relleno de tierra o enrocado, los materiales más utilizados en su construcción son piedras, gravas, arenas, limos y arcillas. Estas estructuras resisten por gravedad, debido a que la débil cohesión de los materiales no les permite transmitir los empujes del agua al terreno. Estas presas pueden sufrir

daño o colapso si llegan a ser rebasadas por las aguas en una crecida. (Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, 2013)

La figura 12 muestra la presa W. A. C. Bennett situada en el río de la Paz en el norte de la Columbia Británica, Canadá y constituye un ejemplo de presa de tierra.



Figura 12 Presa W. A. C. Bennett

Fuente: (Mega construcciones.net, 2016)

Por la composición del cuerpo de la presa se clasifican en homogéneas, heterogéneas (zonificadas), con pantallas y con núcleos. (Sandoval, Presas de tierra y enrocamiento, 2015)

a) **Homogéneas**

Son aquellas conformadas por un solo material que está en contacto con el filtro. (Universidad del Cauca, s.f)

La figura 13 es un esquema de presa homogénea.

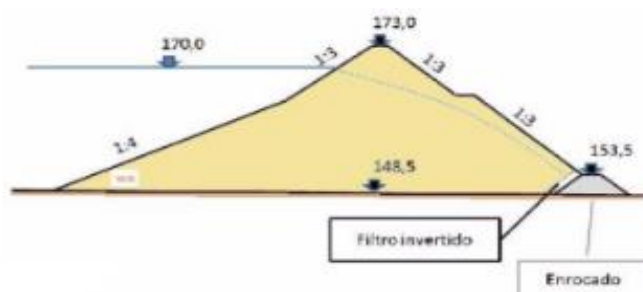


Figura 13 Presa homogénea

Fuente: (Sandoval, Presas de tierra y enrocamiento, 2015)

b) Zonificadas (heterogéneas)

Son aquellas en las que el cuerpo se compone de dos o más clases de suelos (Universidad del Cauca, s.f), debido a que las presas de tierra y enrocamiento tienen componentes muy permeables, es necesario añadirles un elemento impermeabilizante como pantallas o núcleos. (Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, 2013)

La figura 14 es un esquema de presa heterogénea.

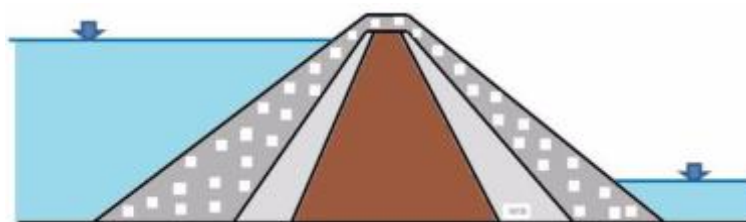


Figura 14 Presa heterogénea

Fuente: (Sandoval, Presas de tierra y enrocamiento, 2015)

c) Con pantallas

Una manera de impermeabilizar las presas de tierra y enrocamiento es con la construcción de pantallas, que pueden ser de materiales no sueltos, de suelos y hormigón, ubicadas aguas arriba o diafragmas en el centro. (Sandoval, Presas de tierra y enrocamiento, 2015)

La figura 15 es un esquema de presa con pantalla inclinada.

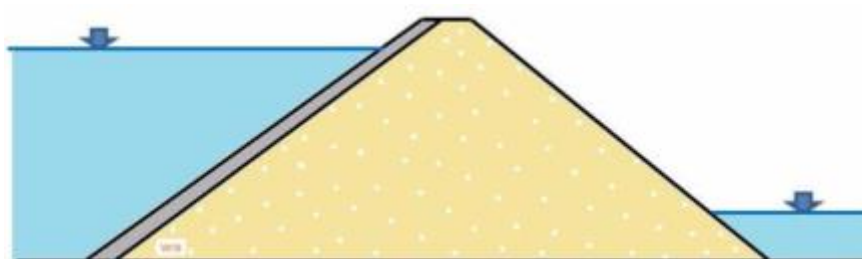


Figura 15 Presa con pantalla inclinada

Fuente: (Sandoval, Presas de tierra y enrocamiento, 2015)

La figura 16 es un esquema de presa con diafragma vertical rígido (pantalla).

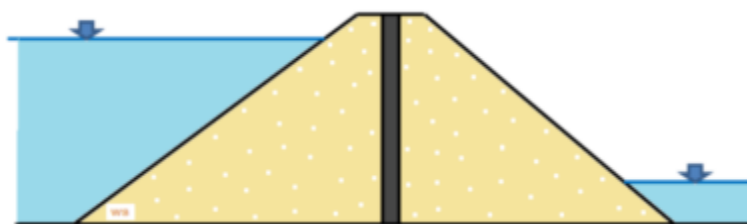


Figura 16 Presa con diafragma vertical rígido

Fuente: (Sandoval, Presas de tierra y enrocamiento, 2015)

d) Con núcleos

Otra forma de impermeabilización de las presas de tierra y enrocamiento es realizar núcleos, por ejemplo un núcleo de arcilla ubicado en el centro del relleno. (Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, 2013)

La figura 17 es un esquema de presa con núcleo de materiales finos.

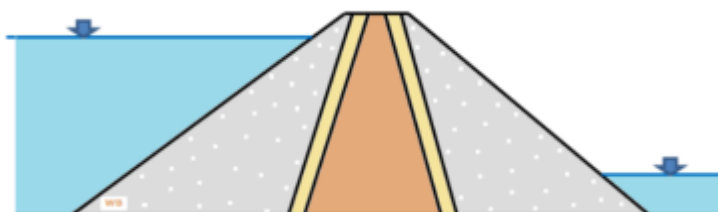


Figura 17 Presa con núcleo de materiales finos

Fuente: (Sandoval, Presas de tierra y enrocamiento, 2015)

2.3. Presas como obras de mitigación

2.3.1. Presas tipo SABO

Las presas tipo SABO son estructuras de contención que generalmente están construidas en las partes altas de los afluentes de las montañas, su objetivo es captar los sedimentos como si fuera un embalse, evitando así que la formación de flujos de lodos provoque grandes daños aguas abajo. (Gómez D. , 2012)

La figura 18 muestra un ejemplo de presas tipo SABO, a la izquierda se observa que en condiciones normales, con una baja presencia de sedimentos, se permite que el río siga su curso natural; sin embargo en eventos donde se originan grandes flujos de lodos estos son retenidos por las presas.

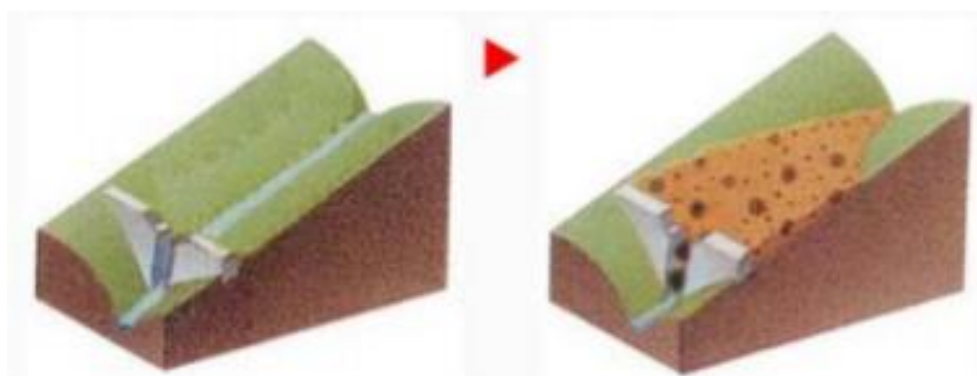


Figura 18 Presas Tipo SABO

Fuente: (Gómez D. , 2012)

De forma general se menciona algunas de las obras que permiten controlar el flujo de escombros, siendo estas (figura 19):

- Obras de reducción de la ocurrencia de un flujo
- Obras que detienen el flujo
- Obras de canalización para controlar la trayectoria del flujo
- Diques de orientación del flujo
- Dispersión del flujo en zonas forestadas
- Embalses de decantación de los flujos

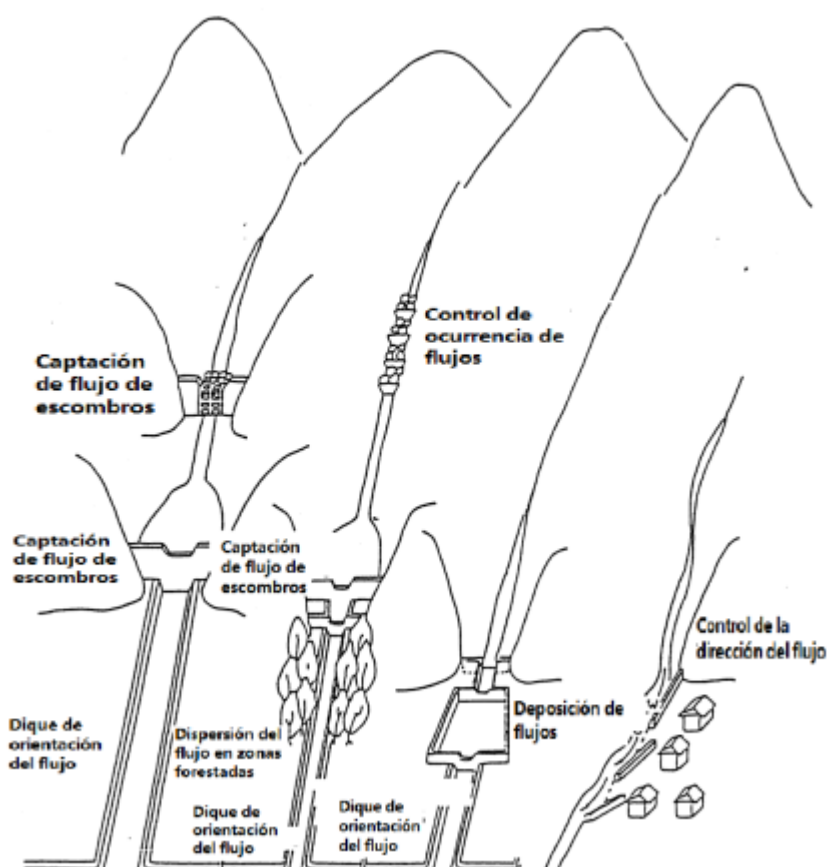


Figura 19 Obras de control de flujos de escombros

Fuente: (Amigo, Silva, & Saavedra, 2014)

Es necesaria una combinación de múltiples unidades o diferentes estrategias, ya que las instalaciones individuales suelen ser insuficientes.

El tamaño de la instalación y las estrategias utilizadas variarán de acuerdo a las condiciones topográficas locales, la viabilidad de la construcción, el costo, la capacidad de volumen del río y fuerzas externas, etc. Lo esencial para la reducción eficaz del peligro de desastre y el daño, es la implementación de las medidas tanto estructurales como las no estructurales, juntas y en combinaciones apropiadas que respondan a las condiciones de descargas de los sedimentos de cada volcán en particular. (T. Yamada, 1999, citado en Amigo, Silva, & Saavedra, 2014)

2.3.1.1. Tipologías y funcionamiento de presas tipo SABO

(Gómez D. , 2012), señala los siguientes tipos de presas SABO y su funcionamiento:

- a) Presa vertical
- b) Presa vertical con pasos de agua
- c) Presa abierta
- d) Presa permeable
- e) Redes de alambre

a) Presa vertical

Consiste en una presa vertical de una altura considerable, que se coloca en las partes altas de la montaña, posterior al salto se tiene una estructura de amortiguamiento. (Gómez D. , 2012)

La captación de Hayagawa ubicada en Japón es un ejemplo de presa vertical, (figura 20).

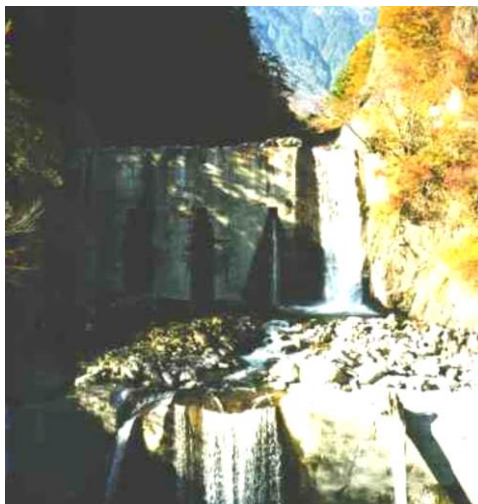


Figura 20 Presa vertical. (Captación de Hayagawa, Japón)

Fuente: (Gómez D. , 2012)

Su función es atrapar los sedimentos que bajan por el río y cuando se encuentra llena de sedimentos se produce un cambio en la pendiente del cauce, de esta forma se reduce la fuerza y velocidad con la que bajan los detritos. (Gómez D. , 2012)

b) Presa vertical con pasos de agua

Son presas conformadas por una estructura de concreto con tuberías centrales que permiten el paso del agua. (Figura 21).



Figura 21 Presa vertical con pasos de agua. (Khahare Khola, Nepal)

Fuente: (Gómez D. , 2012)

En un evento en que se produzca un flujo de detritos, la presa serviría como un obstáculo para el mismo, haciendo que los sedimentos sean atrapados temporalmente por la presa y se detenga su flujo hacia aguas abajo, sin embargo la configuración de la presa que incluye la implementación de tuberías de drenaje permite que el agua siga su curso normal afectando en menor manera el aspecto ambiental. (Figura 22).

Una vez terminado el evento mayor con grandes flujos de escombros, se espera que eventos posteriores de crecientes menores, acarreen consigo hacia aguas abajo cierta cantidad de sedimentos que no representen peligro. (Gómez D. , 2012)

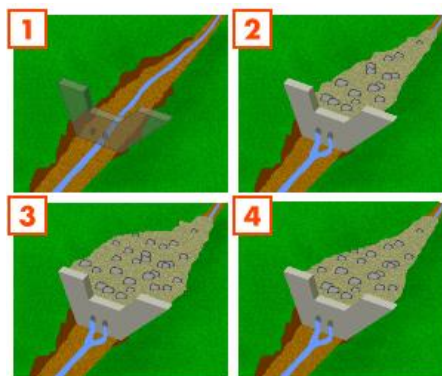


Figura 22 Funcionamiento de presas SABO con pasos de agua

Fuente: (Gómez D. , 2012)

c) Presa abierta

Son presas conformadas por estructuras macizas de concreto ubicados en los márgenes del cauce y barreras de concreto dentro del cauce ubicadas de manera equitativa permitiendo así el paso del agua hasta que se origine un evento de flujo de detritos. (Gómez D. , 2012)

La figura 23 es un ejemplo de presa tipo Sabo abierta localizado en el río Boyong, Indonesia.



Figura 23 Presa abierta. (Boyong River, Indonesia)

Fuente: (Gómez D. , 2012)

El funcionamiento de esta presa consiste en la retención de las fracciones más gruesas del flujo de detritos que se pueden originar en un evento, mientras tanto permitirá el paso normal del agua evitando en lo posible la retención de sedimentos

de pequeña fracción. Una vez terminado el evento de mayor peligro se espera que posteriores eventos de crecientes menores acarreen hacia agua abajo gran parte de los sedimentos atrapados en la presa, pero en condiciones que no lleguen a afectar infraestructuras o comunidades. En algunos casos se considera propicio limpiar los sedimentos de este tipo de presas una vez pase el evento. (Gómez D. , 2012)

d) Presa permeable

Son presas conformadas por una estructura en concreto ubicadas en los márgenes del cauce y una estructura metálica en el cauce.

La estructura metálica se compone de tubos de acero entre 0.5 y 1.0 m de diámetro. La altura de este tipo de presas ronda por los 10 m.

El tamaño de la abertura de las celdas suele ser 1.5 veces o menor al del diámetro de grano que se encuentra en la parte de enfrente del flujo de detritos que se pretende retener.

La figura 24 muestra un ejemplo de presas sabo permeables ubicado en el río Uesugi-tani, Japón.



Figura 24 Presa permeable. Uesugi-tani river, Japón.

Fuente: (Gómez D. , 2012)

La filosofía de su funcionamiento es muy similar a la de las presas abiertas. La diferencia entre ambos tipos de presa, es que las presas permeables por su configuración metálica retienen menos sedimentos en condiciones normales de la

corriente. Algunos estudios actuales sugieren que este tipo de presas después de los eventos de un flujo de detritos no son autolimpiantes como lo propone su filosofía de funcionamiento, y su limpieza debido a su configuración que resulta muy complicada (Misuyama, 2008 citado en Gómez D. , 2012)

e) **Redes de alambre**

Este tipo de estructuras se compone por unos cimientos en las márgenes del cauce que en condiciones normales de flujo no deben afectar la dinámica del cauce. De estos cimientos se amarra un cable metálico que lleva una red de alambre, la cual se encuentra ubicada en la zona del cauce y es esta red metálica la encargada de retener los flujos de detritos. (Gómez D. , 2012)

La figura 25 es un ejemplo de red metálica, ubicada en Mount Tateyama, Japón.

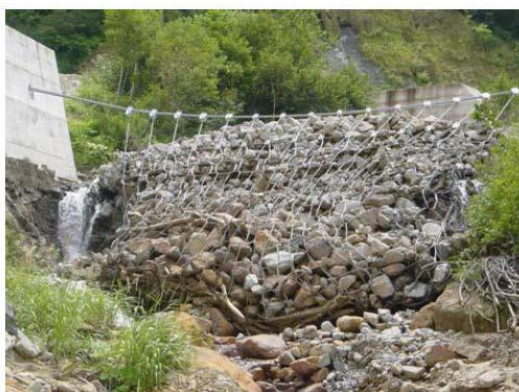


Figura 25 Red Metálica. Mount Tateyama, Japón

Fuente: (Mizuyama, 2008 citado en Gómez D. , 2012)

Entre las ventajas que presentan este tipo de estructuras es que no requieren de personal para que trabaje en el cauce del río y su instalación se la realiza en un tiempo menor que las presas SABO de estructura maciza de concreto. Después de un flujo de detritos se retiran los sedimentos y en caso de la malla haber sufrido daños se cambia. (Gómez D. , 2012)

2.3.2. Presas mixtas

Las presas mixtas son estructuras formadas por la combinación de materiales, las mismas han estado presentes desde la antigüedad, con materiales como la roca y mampostería, en la actualidad existen presas mixtas de hormigón y tierra. Una presa mixta compuesta por una parte de hormigón y otra de materiales sueltos tiene por finalidad proporcionar mayor resistencia y estabilidad al deslizamiento y volcamiento.

La figura 26 es un ejemplo de presa mixta conformada por hormigón y tierra ubicada en Almatý - Kazajistán, constituyendo una solución para la retención de lahares. (Sandoval, Obras de mitigación del flujo de lahares del Volcán Cotopaxi, 2016)



Figura 26 Presa mixta (hormigón y tierra)

Fuente: (Sandoval, Obras de mitigación del flujo de lahares del Volcán Cotopaxi, 2016)

En Ecuador, específicamente en las zonas vulnerables del volcán Cotopaxi, no existen presas mixtas construidas con la finalidad de convertirse en obras de mitigación de lahares, sin embargo se han desarrollado propuestas de diseño hidráulico de presas mixtas en los flancos norte y sur del volcán mencionado, que se presentan a continuación:

En el flanco sur, en las quebradas Cimarrones y Mururco afluentes del río Cutuchi, Arévalo & Ñaupari proponen “Diseño de obras de protección para el flujo

de lahares del volcán Cotopaxi en las quebradas Cimarrones y Mururco”. Donde las obras de protección están constituidas por una presa mixta tipo, compuesta por hormigón y materiales sueltos. La tabla 1 indica las dimensiones adoptadas para el diseño de la franja tipo de la presa mixta mencionada.

Tabla 1
Dimensiones de la franja tipo de la presa mixta.

Elemento	Valor (m)	Descripción
H	80.00	Altura total de la presa
B	110.00	Base de la presa
dc	5.00	Distancia entre contrafuertes
dp	8.00	Distancia entre paredes
tp	0.60	Espesor de la pared
tc	1.00	Espesor del contrafuerte
ep	1.00	Espesor de la pantalla

Fuente: (Arévalo & Ñaupari, 2016)

La figura 27 indica la geometría adoptada de la presa mixta mencionada.

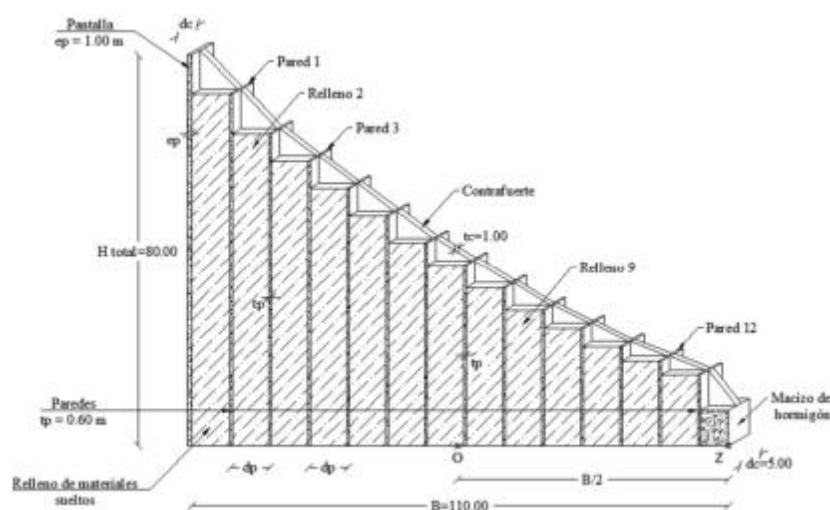


Figura 27 Franja tipo en las quebradas Cimarrones y Mururco

Fuente: (Arévalo & Ñaupari, 2016)

Arévalo & Ñaupari mencionan que se generaron cinco ángulos de caída (45° , 35° , 30° , 25° y 20°) entre paredes, con el propósito de disminuir peso en la parte delantera, y aumentarlo en la parte trasera, añadiéndole un macizo de hormigón, que sirve para que la estructura no se levante en la etapa de construcción, debido a los

esfuerzos de tracción producidos en la base de la presa mixta. (Arévalo & Ñaupari, 2016)

Con respecto al flanco norte, en los ríos El Salto y Pita, Naranjo & Bonito (2016) proponen “Diseño de obras de protección ante el flujo de los lahares del volcán Cotopaxi para la cuenca Norte”.

Para el análisis de las presas mixtas en cuanto al peso, fuerzas y momentos, los autores han considerado como estructura de hormigón a la pantalla, paredes y contrafuerte, mientras que los materiales sueltos corresponden al relleno de tierra.

Las tablas 2 y 3 indican las dimensiones adoptadas para las presas mixtas.

Tabla 2
Dimensiones de la franja tipo de la presa. Río El Salto

Elemento	Valor (m)	Descripción
H	65.00	Altura total de la presa
B	91.00	Base de la presa
dc	3.50	Distancia entre contrafuertes
dp	4.50	Distancia entre paredes
tp	0.50	Espesor de la pared
tc	1.00	Espesor del contrafuerte
ep	1.00	Espesor de la pantalla

Fuente: (Bonito & Naranjo, 2016)

Tabla 3
Dimensiones de la franja tipo de la presa. Río Pita

Elemento	Valor (m)	Descripción
H	60.00	Altura total de la presa
B	81.00	Base de la presa
dc	3.50	Distancia entre contrafuertes
dp	4.50	Distancia entre paredes
tp	0.50	Espesor de la pared
tc	1.00	Espesor del contrafuerte
ep	1.00	Espesor de la pantalla

Fuente: (Bonito & Naranjo, 2016)

Se presenta así la figura 28 y figura 29 con la geometría propuesta por los autores, para las obras de protección en los ríos El Salto y Pita.

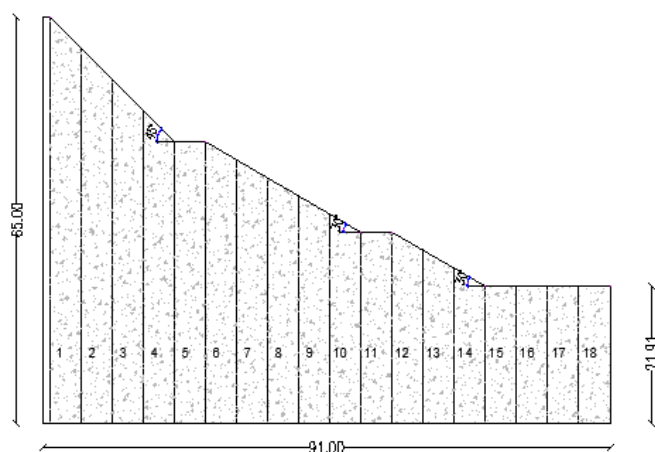


Figura 28 Geometría de la presa mixta, río El Salto

Fuente: (Bonito & Naranjo, 2016)

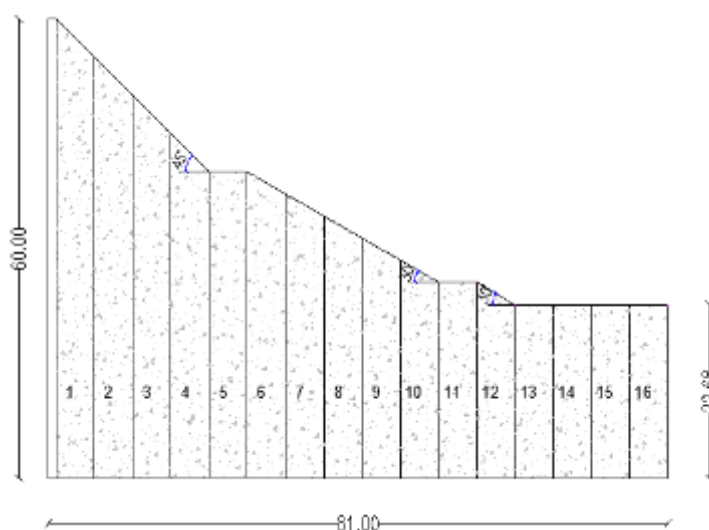


Figura 29 Geometría de la presa mixta, río Pita

Fuente: (Bonito & Naranjo, 2016)

Con respecto al flanco sur occidental donde se realiza esta investigación, en las quebradas Saquimala y San Lorenzo afluentes del río Saquimala, Fichamba & Ñacata proponen “Diseño de obras de protección, regulación y control de lahares en el Río Saquimala en la zona sur occidental del volcán Cotopaxi”. Donde las obras de protección las conforman dos presas mixtas compuestas por hormigón y materiales sueltos, ubicadas en las quebradas mencionadas.

La tabla 4 indica los parámetros de diseño de la presa San Lorenzo.

Tabla 4
Parámetros de la presa San Lorenzo

Descripción	Unidad	Valor
Peso específico del suelo	(Tn/m ³)	1,60
Peso específico del lahar	(Tn/m ³)	2,03
Peso específico de Hormigón	(Tn/m ³)	2,40
Angulo de Fricción interna del suelo (°)		39,44
Altura de la Presa	(m)	70
Base de la Presa	(m)	113
Ancho pantalla	(m)	1
Espesor del Contrafuerte	(m)	1
Espesor de Paredes de Hormigón	(m)	1

Fuente: (Fichamba & Nacata, 2016)

Fichamba & Nacata proponen una separación de 8 metros entre contrafuertes, esta distancia es considerada como franja de diseño para hallar los esfuerzos en la presa.

La figura 30 indica la geometría adoptada en la presa San Lorenzo.

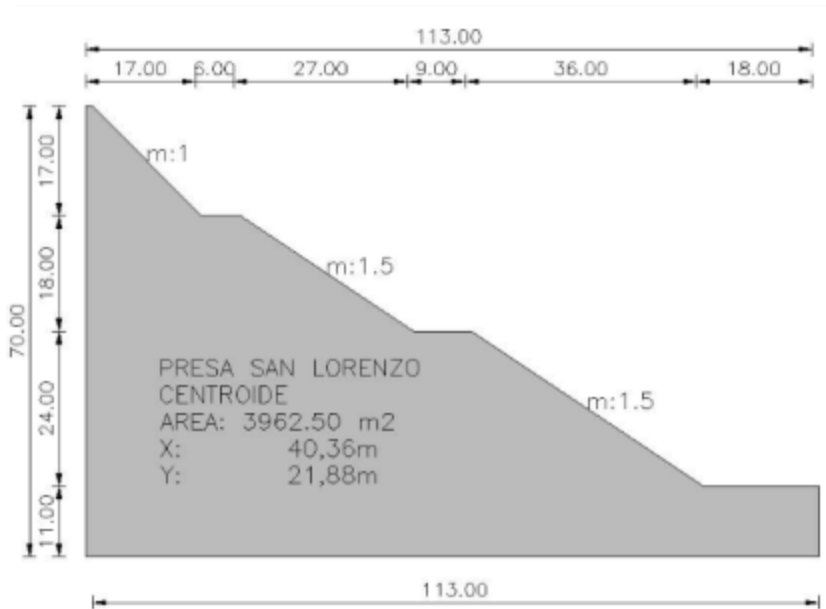


Figura 30 Geometría de presa San Lorenzo

Fuente: (Fichamba & Nacata, 2016)

La tabla 5 indica los parámetros de diseño de la presa Saquimala.

Tabla 5
Parámetros de diseño de la presa Saquimala

Descripción	Unidad	Valor
Peso específico del suelo	(Tn/m ³)	1,6
Peso específico del lahar	(Tn/m ³)	2,03
Peso específico de Hormigón	(Tn/m ³)	2,4
Angulo de Fricción interna del suelo	(°)	39,44
Altura de la Presa	(m)	93
Base de la Presa	(m)	131
Ancho pantalla	(m)	1
Espesor del Contrafuerte	(m)	1
Espesor de Paredes de Hormigón	(m)	1

Fuente: (Fichamba & Ñacata, 2016)

La figura 31 indica la geometría adoptada en la presa Saquimala.

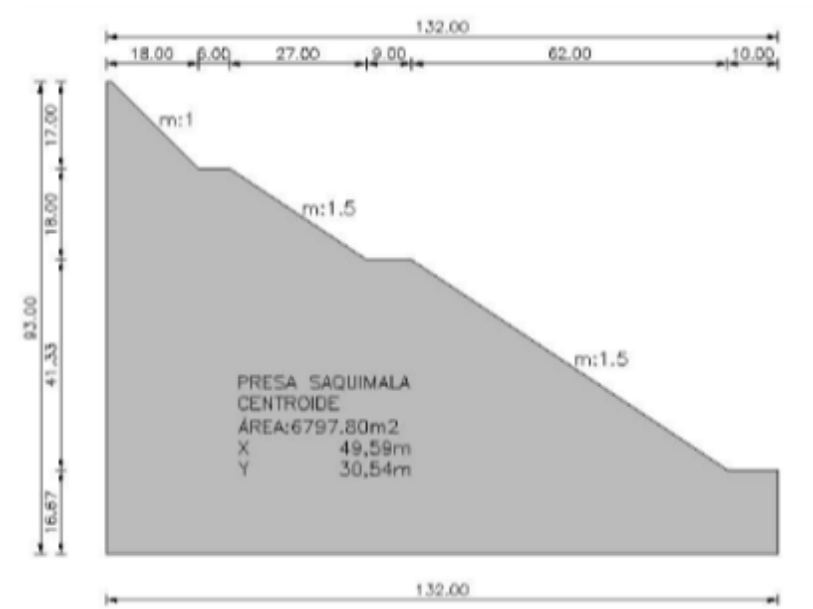


Figura 31 Geometría de presa Saquimala

Fuente: (Fichamba & Ñacata, 2016)

Las presas mixtas de hormigón armado y materiales sueltos, descritas en el trabajo de Fichamba & Ñacata, son diseñadas con el objetivo de embalsar grandes flujos de lahares para lo cual su estructura de hormigón, constituida por pantallas con contrafuertes, trabajarán en conjunto con el material de relleno para soportar las fuerzas que producirán el impacto de los lahares.

2.4. Presas mixtas en las quebradas San Lorenzo y Saquimala

2.4.1. Esfuerzos en la presa

Los esfuerzos en las presas de hormigón con relleno de tierra se obtienen a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_y = \frac{V}{a \times b} \pm \frac{6M}{a \times b^2}$$

Donde:

V: Suma de las fuerzas verticales que actúan en la sección (T).

M: Suma de los momentos de todas las fuerzas que actúan en la sección (Tm).

b: Longitud de la base de la sección (m).

a: Longitud del ancho de la franja de la sección (m).

σ_y : Esfuerzos Normales Verticales sobre cualquier plano horizontal (T/m²)
(Novak, Moffat, & Nalluri, 2001)

2.4.2. Fuerza y presión producidas por lahares

2.4.2.1. Definición de lahar

Se denomina Flujos de Lodo o "Lahares", a un flujo torrencial de agua lodosa, cargada de partículas sólidas de todos los tamaños desde grandes rocas hasta la propia ceniza volcánica e incluso troncos de árboles u otros objetos, que debido a la gravedad se desplazan desde las laderas de un volcán hacia los valles, directa o indirectamente desencadenado por una erupción. Durante su desplazamiento, dicho flujo tiene la apariencia de una colada densa, pero fluida, que se moviliza por los drenajes del volcán, y debido a su densidad, puede arrastrar cualquier objeto que encuentre a su paso. (Aguilera & Toulkeridis, 2004-2005)

Pierson T., (1986) citado en Aguilera & Toulkeridis (2004-2005) menciona que: "La morfología típica de un lahar en movimiento corresponde a la de un cuerpo

alargado, con un borde superior bastante plano, en el que se distinguen claramente tres segmentos caracterizados por una distinta concentración de sólidos.” (p. 13)

En la cabeza, se acumulan los bloques de roca de mayor tamaño, que han sido extraídos del cuerpo y se desplazan en seco. En el cuerpo, la concentración del peso de sólidos varía entre el 75 y 90%, mientras que la cola presenta una concentración de sólidos similar a la de un flujo hiperconcentrado, 45% en peso.

La figura 32 describe la morfología típica de un lahar.

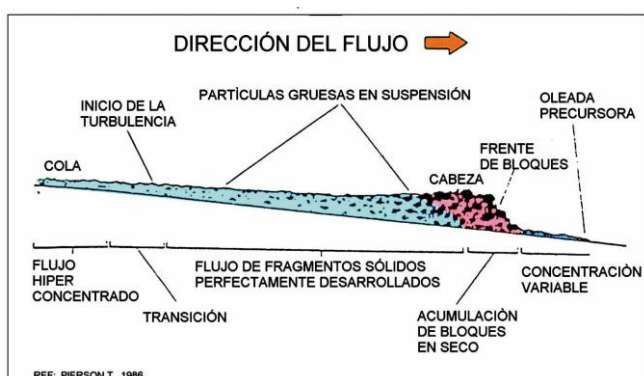


Figura 32 Morfología típica de un lahar

Fuente: (Aguilera & Toulkeridis, 2004-2005)

Aguilera & Toulkeridis (2004-2005) concluyen de esta manera que la formación de flujos de lahares en comparación con una crecida hidrológica son drásticamente distintas, ya que para el primer caso se tiene una presencia notable de sólidos en cada sección de la morfología del lahar, mientras que en el segundo caso existe un 2% de peso de sólidos; sin embargo esto no aminora los grandes daños que también se pueden generar durante una crecida de río.

La figura 33 muestra los grandes desastres que se producen tras de la formación de un flujo de lahares, la imagen precedente del año 1985 en la ciudad de Armero, Colombia.



Figura 33 Flujo de lahares, ciudad de Armero 1985

Fuente: (Aguilera & Toulkeridis, 2004-2005)

2.4.2.2. Volumen del glaciar

Para determinar el volumen del glaciar Fichamba & Ñacata (2016), hacen referencia a un estudio realizado por Bolívar Cáceres en el año 2002 con el tema “Determinación de volumen del casquete de hielo del Volcán Cotopaxi”, como volumen de glaciar existente en las quebradas San Lorenzo y Saquimala al año 2003, dicho estudio ha considerado un área de 14 Km², un volumen de 698 hm³ y un espesor promedio de 52m.

Debido al calentamiento global y la reducción de la capa de ozono, el casquete glaciar ha venido sufriendo una disminución considerable desde el año 1976 hasta el año 2015, los ciclos eruptivos que se han producido durante este periodo, han tenido un papel importante en esta disminución.

La tabla 6 muestra la reducción del casquete glaciar antes mencionada.

Tabla 6
Reducción de glaciar desde 1976 hasta 2015.

Año	Área (km ²)	Volumen (hm ³)	Espesor Promedio (m)
1976	21,8	1063,4	50
1997	15,43	731,6	40-50
2003	14	698	40-50
2006	11,84	680	25-30
2015	11,56	350	25-30

Fuente: (Caceres, Jordan, Ungerechts, Francou, & Peñafiel, 2014)

A partir de esto se puede señalar una disminución del 54,85% en el área del casquete glaciar en un periodo comprendido entre los años 1976 y 2015. Hasta agosto del 2015 el volumen del casquete glaciar es de 350 hm³ con un área de 11.56 km², valores con los cuales se relacionara el área que aporta a cada una de las cuencas hidrográficas de las quebradas Saquimala y San Lorenzo. (Fichamba & Ñacata, 2016)

Fichamba y Ñacata consideran que el 25% del volumen del glaciar se derretirá en una posible erupción volcánica y este será el volumen a retener en los puntos de control.

De esta manera las tablas 7 y 8 muestran el volumen de glaciar a ser transportado en las quebradas Saquimala y San Lorenzo.

Tabla 7
Volumen de glaciar Q. Saquimala.

Descripción	Fórmula	Valor	Unidad
Volumen Total de Glaciar	(Vg)	350,00	hm ³
Área del Glaciar	(Ag)	11,56	km ²
Área de Cuenca Q. Saquimala	(Ac)	0,457	km ²
Aportación	(A=Ac*100/Ag)	4%	%
Volumen de Glaciar Q. Saquimala	(Vgy=Vg*Ac/Ag)	13,84	hm ³
Volumen a ser transportado	(Vt=25%*Vgy)	3,46	hm ³

Fuente: (Fichamba & Ñacata, 2016)

Tabla 8
Volumen de glaciar Q. San Lorenzo.

Descripción	Fórmula	Valor	Unidad
Volumen Total de Glaciar	(Vg)	350,00	hm ³
Área del Glaciar	(Ag)	11,56	km ²
Área de Cuenca Q. San Lorenzo	(Ac)	0,465	km ²
Aportación	(A=Ac*100/Ag)	4	%
Volumen de Glaciar Q. San Lorenzo	(Vgy=Vg*Ac/Ag)	14,08	hm ³
Volumen a ser transportado	(Vt=25%*Vgy)	3,52	hm ³

Fuente: (Fichamba & Ñacata, 2016)

2.4.2.3. Presión del lahar

Fichamba & Ñacata, proponen modelar el comportamiento del lahar como un empuje activo directamente aplicado a la pantalla de hormigón. Para lo cual se aplica la ecuación de presión activa de tierra de Rankine:

$$W_a = \frac{K_a * a * \gamma_a * H^2}{2}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

Donde:

K_a : Coeficiente del empuje activo.

a : Ancho de franja.

γ_a : Peso específico del lahar.

H : Altura de la presa.

φ : Angulo de fricción interna.

2.4.3. Análisis pseudoestático

El análisis pseudoestático se basa en la aplicación de fuerzas sísmicas que actúan en el cuerpo de la presa; cuyas componentes son una fuerza horizontal (S_h) que incrementa el efecto del empuje del lahar, y una fuerza vertical (S_v) que reduce la fuerza resistente. Las fuerzas S_h y S_v se obtienen al realizar el producto de la masa de la estructura por coeficientes sísmicos α_h y α_v que representan al sismo. (Sandoval, Presas de hormigón a gravedad sobre roca, 2014)

La figura 34 es un esquema de las fuerzas sísmicas que actúan en el cuerpo de la presa.

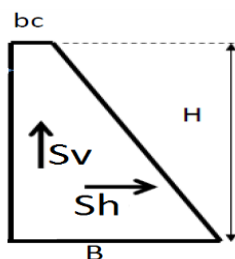


Figura 34 Fuerzas sísmicas en el cuerpo de la presa

Fuente: (Sandoval, Presas de hormigón a gravedad sobre roca, 2014)

Las fuerzas sísmicas se calculan con las siguientes ecuaciones

$$S = G * \alpha$$

$$\alpha h = \frac{z}{1 + 3z}$$

$$\alpha v = \frac{2}{3} \alpha h$$

Donde:

αh : Coeficiente sísmico horizontal.

αv : Coeficiente sísmico vertical.

G: Peso total de la presa (T).

z: Aceleración máxima en roca NEC-15 (z=0.4).

H: Altura de la presa.

B: Longitud de la presa (m).

2.4.4. Factores de seguridad

2.4.4.1. Factor de seguridad al deslizamiento

El factor de seguridad al deslizamiento se define como la relación que existe entre las fuerzas verticales y las fuerzas horizontales que actúan sobre la presa.

$$Ksd = \frac{fN \cos \alpha + T \sin \alpha + cF}{T \cos \alpha + N \sin \alpha}$$

Donde:

f: Fricción del suelo con la roca (0.65).

N: Sumatoria de fuerzas verticales.

α : Ángulo de inclinación ($\alpha = 0$)

T: Sumatoria de fuerzas horizontales.

F: Base de la presa de hormigón.

c: Cohesión (0,20).

Condiciones extremas: $K_{sd} \geq 1.1$

Condiciones normales: $K_{sd} \geq 1.3$ (Novak, Moffat, & Nalluri, 2001)

2.4.4.2. Factor de seguridad contra el volcamiento

El factor de seguridad contra el volcamiento se define como la relación entre el momento estabilizador y el momento volcador.

$$K_{sv} = \frac{M_e}{M_v} \geq 1,5$$

Donde:

Me: Momento estabilizador (paredes de hormigón, suelo y contrafuerte).

Mv: Momento volcador (lahar con fuerzas sísmicas).

$K_{sv} \geq 1,5$ (Novak, Moffat, & Nalluri, 2001)

2.5. Muros como estructuras de contención

Los muros son elementos que sirven de contención para el material retenido detrás de ellos, como terreno natural, relleno artificial, o un elemento a almacenar (Universidad de Castilla-La Mancha, 2011).

Los muros de contención tienen como finalidad resistir las presiones laterales, trabajan principalmente a flexión, mientras que su estabilidad depende del peso propio y el peso del material que está sobre su fundación, estos muros se comportan como voladizos empotrados en su base. (Torres, 2008)

2.5.1. Tipos de muros de contención

Los muros de contención de uso más frecuente son:

2.5.1.1. Muros de gravedad

Son muros de gran masa en que la resistencia se consigue con su propio peso, una ventaja es que no requieren refuerzo de acero, lo que los convierte en una solución económica para muros con alturas menores de 5 metros. (Torres, 2008)

Estos muros se realizan de materiales como hormigón simple o ciclópeo, piedra y mampostería. Las dimensiones del muro dependen del empuje que reciba el muro, la base de estos muros oscila alrededor de 0,4 a 0,7 de la altura. La geometría adoptada debe proporcionar estabilidad contra el volcamiento y deslizamiento, y que las presiones de contacto no sean mayores a las máximas permisibles. (Torres, 2008)

La figura 35 presenta esquemas de un muro a gravedad, a) muro de hormigón, y b) muro de hormigón con cimentación.



Figura 35 Muro de gravedad

Fuente: (Universidad de Castilla-La Mancha, 2011)

2.5.1.2. Muros en voladizo

Este muro trabaja con la pantalla empotrada en la cimentación, ambos elementos son reforzados con acero, y de esta manera resisten el empuje de tierra, momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos. Constituyen una solución económica para alturas menores de 10 metros. Este tipo de muro logra su estabilidad al volcamiento, aumentando el ancho de la zapata, además que el relleno colocado en la parte posterior de la misma mejora la seguridad al deslizamiento. (Torres, 2008)

La figura 36 es un esquema de muro de contención en voladizo.

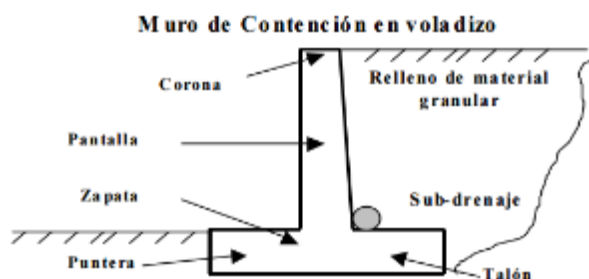


Figura 36 Muro en voladizo

Fuente: (Torres, 2008)

2.5.1.3. Muros de bandejas

El relleno actúa sobre bandejas, proporcionando una fuerza vertical y unos momentos que compensan los producidos por los empujes de tierra, sin reducir los esfuerzos en la pantalla. Esto permite construir muros sin talón, con pantallas esbeltas y una baja relación B/H . Este tipo de muros es recomendado para alturas superiores a 12 metros, y representa una alternativa a muros con contrafuertes. (Urbán, 2004)

La figura 37 es un esquema de muros con placas o bandejas exteriores.

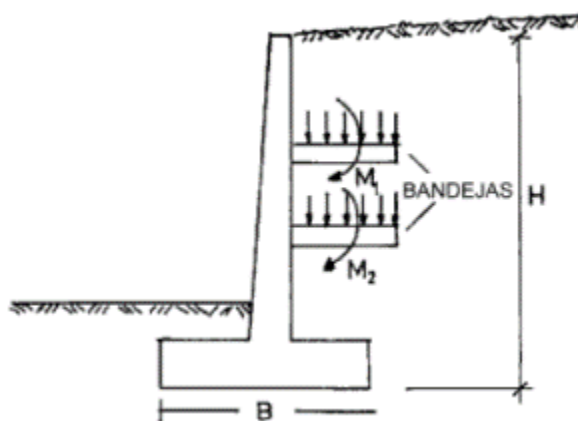


Figura 37 Muro de bandejas

Fuente: (Urbán, 2004)

2.5.1.4. Muros con contrafuertes

Estos muros son una evolución de los muros en voladizo, los contrafuertes compensan el aumento de espesor que tendría la pantalla al incrementar la altura del muro, esta solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo. En este tipo de muros tanto la pantalla como los contrafuertes están conectados a la losa de fundación, resultan ser más económicos para alturas superiores a 10 metros. (Torres, 2008)

La figura 38 es un esquema de muro de contención con contrafuertes.

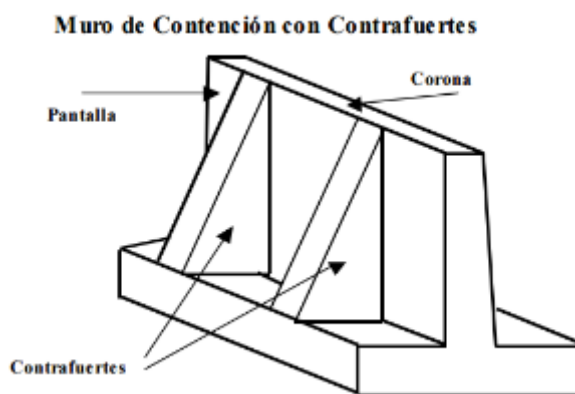


Figura 38 Muro con contrafuertes

Fuente: (Torres, 2008)

Estos muros están conformados por pantallas y contrafuertes, y se los detalla a continuación:

a) Pantallas

El modelo de la pantalla de un muro de este tipo es una losa continua apoyada en contrafuertes sometida al empuje del relleno, lo que significa que el refuerzo principal es horizontal. (Torres, 2008)

Debido a que el empuje varía con la altura, para determinar el refuerzo requerido en cada nivel se debe analizar varias secciones. El refuerzo mínimo es el correspondiente a muros. La pantalla vertical debe anclarse correctamente en los contrafuertes, para que no se desprenda. (Harmsen, 2002)

b) Contrafuertes

El contrafuerte es un elemento de unión entre la pantalla vertical y la zapata, que evita el giro y colapso que se pueda producir en la pared debido al empuje de las tierras. Los contrafuertes se pueden colocar en la cara interior de la pantalla en contacto con la tierra, conocido como trasdós o en la cara exterior llamado también intradós, donde estéticamente no es muy conveniente y estos pueden ser de forma triangular o en “L”, (figura 39). (Gómez H. , 2013)

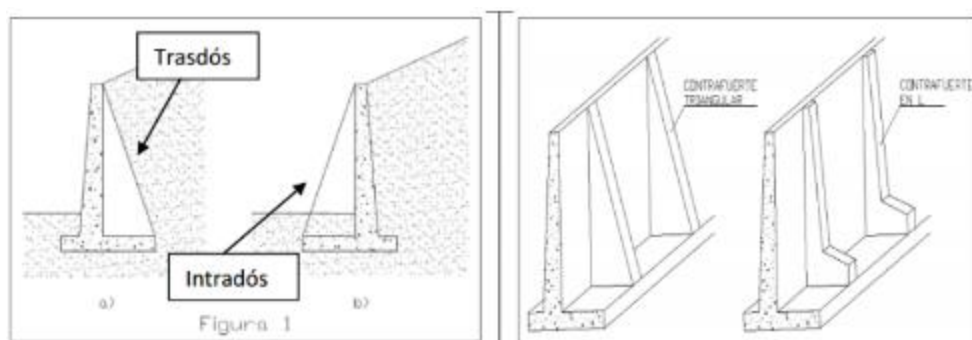


Figura 39 Muros de contención con contrafuertes

Fuente: (Gómez H. , 2013)

En los muros con contrafuertes el empuje del terreno es recibido por una pantalla que está apoyada en los contrafuertes, y transmitido al suelo de cimentación por medio de una zapata. Los contrafuertes están sujetos a tensiones y por lo tanto requerirán acero a lo largo de su longitud, mismo que deberá anclarse tanto en la pantalla como en la zapata de cimentación. (Gómez H. , 2013)

Adicionalmente al refuerzo en tensión, se coloca refuerzo mínimo horizontal y vertical de muros para lo cual se debe proveer del acero necesario que resista el empuje del suelo, dicho refuerzo trabaja a tensión. Por lo general, el refuerzo horizontal de la pantalla vertical se ancla en el contrafuerte y se aprovecha para garantizar el anclaje pantalla vertical-contrafuerte. Del mismo modo, se debe proveer refuerzo vertical para anclar el contrafuerte a la base. (Harmsen, 2002)

2.6. Cimentación en roca

2.6.1. Macizo rocoso

Las rocas se caracterizan por su alta capacidad de resistencia, donde el asentamiento al igual que el esfuerzo cortante no suelen ser una condición crítica para el diseño; sin embargo presenta dos problemas que comprometen a la estructura, el primer se relaciona con las grietas o fisuras que pueda presentar la roca, ya sea a nivel externo o interno, el segundo se refiere a los altos esfuerzos que soporta la cimentación (roca) provenientes de las altas presiones de contacto que se genere entre la estructura y la cimentación. (Juárez & Rico, 1973)

2.6.2. Tipos de cimentación

La cimentación en roca, al igual que cualquier otra cimentación, tiene como propósito transmitir al terreno, por medio de una zapata, las cargas que recibe de la estructura que soporta. Para su buen funcionamiento, la transmisión se debe realizar sin alcanzar la capacidad de carga o rotura del macizo rocoso. De igual manera, las deformaciones que experimenta el macizo bajo la acción de la carga que recibe, debe resultar compatible con las características resistentes de la estructura que soporta y de las funciones que desempeña. (Gallardo, 2012)

La cimentación sobre roca distingue 2 tipos: superficiales y profundas. La cimentación superficial se clasifica en zapatas y losas de cimentación, mientras que en la cimentación profunda se encuentran las pilas y pilotes.

Las zapatas se diseñaran de acuerdo a la estructura que estará asentada sobre ella, teniendo así: zapatas aisladas generalmente para columnas, zapatas corridas para el caso de muros donde el dimensionamiento de las mismas dependerán de las longitudes que deban abarcar, estas últimas también son recomendables cuando los asentamientos diferenciales en zapatas aisladas son inaceptables, ya que aportan una continuidad estructural entre columnas que reduce este tipo de asentamientos. (Gallardo, 2012)

2.6.3. Zapatas corridas bajo muros

Las zapatas corridas se emplean generalmente para cimentar muros portantes, o hileras de pilares. Estructuralmente funcionan como una viga flotante que recibe cargas lineales en toda su longitud (muros), o cargas puntuales separadas (columnas o pilares). (Montoya & Pinto, 2010)

La figura 40 es un ejemplo de zapata corrida bajo muro, para el mismo deberá considerar una carga distribuida a lo largo de la zapata.

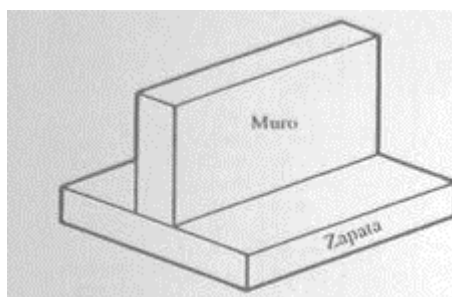


Figura 40 Zapata corrida bajo muro

Fuente: (Cimentación superficial: Zapatas aisladas y corridas, 2013)

Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal. Este tipo de cimentación también hace de arrostramiento reduciendo la presión sobre el terreno y controlando heterogeneidades en el mismo. Otro caso en el que resultan útiles es cuando se requiera de varias zapatas aisladas próximas, resultando más sencillo realizar una zapata corrida con cargas puntuales. Pueden tener sección rectangular, escalonada o estrechada cónicamente y sus dimensiones están en relación con la carga que han de soportar, la resistencia a la compresión del material y la presión admisible sobre el terreno. (Montoya & Pinto, 2010)

CAPÍTULO III

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO

3.1. Método de Refracción Sísmica

3.1.1. Generalidades

El método de refracción sísmica mide el tiempo de viaje de la primera onda detectada en una línea de referencia o inspección por medio de los geófonos o receptores, estos están ubicados a intervalos regulares. Dicha onda se origina en el punto de disparo, y para ello se puede realizar una explosión o impactar un objeto en el terreno. Los registros obtenidos son recolectados por un equipo de adquisición de datos como sismógrafo, luego usando una computadora portátil son almacenados en un archivo digital para su posterior procesamiento. (López, Mejía, & Vega, 2008)

La información obtenida a partir del método de refracción sísmica tiene diferentes usos, entre los que destacan la identificación de materiales en profundidad, determinación de espesores de estratos, detección del nivel freático, compacidad del subsuelo de fundación, cota de fundación en la que se encuentra el suelo firme, ubicación de yacimientos de rocas sanas y/o alteradas, etc. (López, Mejía, & Vega, 2008).

3.1.2. Equipo de medición

El equipo utilizado se compone de sismógrafo, geófonos, cable de conexión, fuente de energía, amplificadores y un cable disparador. La elección del equipo depende del alcance y nivel de detalle que se requiera en el ensayo. (López, Mejía, & Vega, 2008)

3.1.2.1. Geófonos

Son sensores o receptores que transforman los movimientos sísmicos del suelo en señales eléctricas de frecuencia y amplitud análogas a las ondas registradas por el sismógrafo, poseen un cable de conexión para los geófonos de un metro de longitud,

y terminales tipo clip para unirse a otro cable que permite conectarlos al sismógrafo (López, Mejía, & Vega, 2008).

3.1.2.2. Cable de conexión de geófonos a sismógrafo

Este cable es el que transporta las señales eléctricas transformadas por los geófonos, tiene puntos de conexión a cada receptor a intervalos uniformes, usualmente un metro de separación. (López, Mejía, & Vega, 2008)

3.1.2.3. Sismógrafo

El sismógrafo recibe los impulsos eléctricos o voltajes de los geófonos, los amplifica y convierte en señales digitales para poder almacenarlos. (López, Mejía, & Vega, 2008)

3.1.2.4. Amplificadores

Cada amplificador recibe la señal de un geófono o arreglo de geófonos conectados al mismo cable conductor, constituyendo lo que se conoce como un canal de amplificación. Los amplificadores sísmicos pueden tener capacidad de amplificación desde 8 veces (18 decibeles) hasta dos millones de veces (126 decibeles). (López, Mejía, & Vega, 2008)

3.1.2.5. Unidad de control y almacenamiento

En ciertos modelos de sismógrafos, la unidad de control y almacenamiento consiste en una computadora portátil en la cual se ha instalado el sistema operativo empleado para establecer los parámetros de adquisición y almacenamiento de datos. (López, Mejía, & Vega, 2008)

3.1.2.6. Fuente de energía sísmica

Las ondas son generadas por un evento artificial instantáneo, para esto se buscan fuentes controlables en tiempo de inicio y localización, existen dos tipos de fuentes de energía: fuentes de impacto y cargas explosivas.

En las fuentes de impacto se emplean martillos, proyectiles o mecanismos de caída.

Las cargas explosivas son sustancias químicas que al reaccionar liberan gran cantidad de energía permitiendo analizar profundidades mayores, se emplea en sitios donde no existe riesgo de daño a estructuras o que se produzcan derrumbes.

En la exploración geofísica se utilizan exclusivamente dinamitas de la máxima potencia, en forma de cartuchos, los cuales requieren de un iniciador para hacerla detonar, siendo las cápsulas eléctricas las más comunes. (López, Mejía, & Vega, 2008)

3.1.2.7. Sistema de disparo (trigger)

El sistema de disparo o trigger consiste en el envío de una señal a la unidad de adquisición de datos, mediante el cierre o apertura del circuito entre la fuente de energía y la unidad de adquisición de datos, al momento del impacto o explosión, para que éste de inicio a la toma de datos (tiempo cero) y registro de las ondas sísmicas. (López, Mejía, & Vega, 2008 , p.94)

La figura 41 es un esquema del equipo de medición utilizado en el ensayo de refracción sísmica.

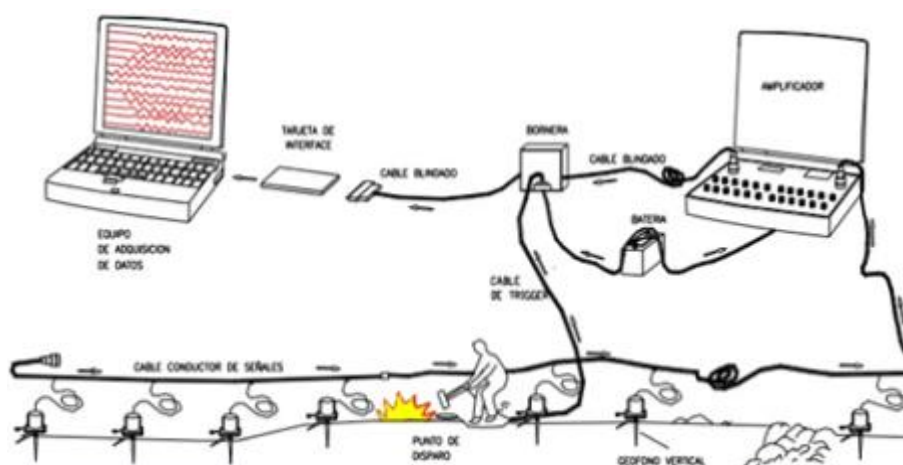


Figura 41 Método de refracción sísmica

Fuente: (Gutierrez, 2010)

3.1.3. Registros obtenidos

El instante en que se originan las ondas es el tiempo cero, este es registrado dentro del expediente de pulsos de llegada, dicho expediente está conformado por un conjunto de trazas, que son registros individuales provenientes de cada geófono. Al conjunto de trazas se lo denomina sismograma.

Los datos contenidos dentro de un expediente están en unidades de tiempo y distancias de recorrido, como se aprecia en la figura 42.

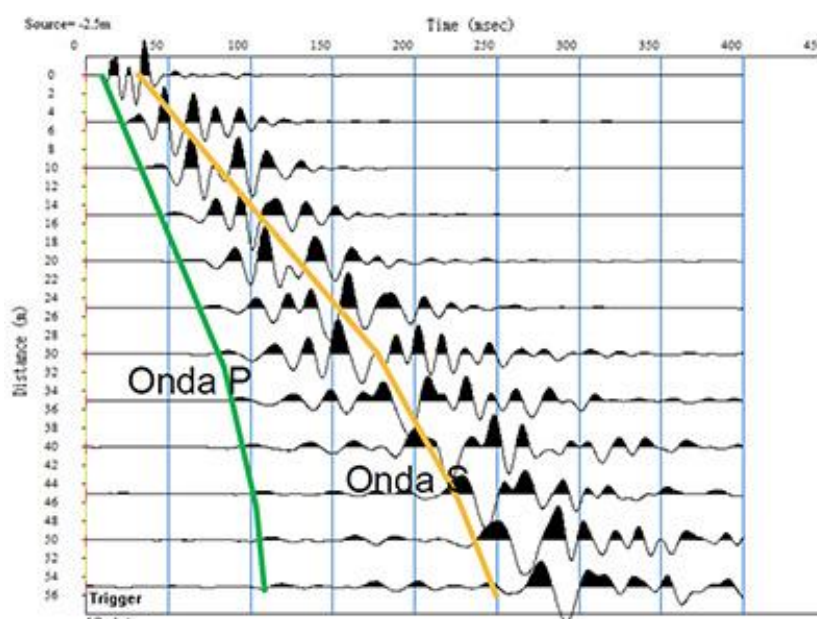


Figura 42 Expediente de un registro típico (Sismograma)

Fuente: (EPYESA, 2013)

El tiempo que demora en llegar la onda desde la fuente al geófono se denomina primera llegada. (López, Mejía, & Vega, 2008)

En un registro típico de refracción sísmica además de las ondas refractadas existen ondas que se propagan en la interface de dos medios con diferentes propiedades elásticas, estas son conocidas como ondas superficiales y tienen la característica de ser dispersivas, es decir, su velocidad varía en función de la frecuencia. (EPYESA, 2013)

3.2. Ondas elásticas

Las ondas elásticas generan fuerzas y deformaciones que obedecen la teoría de la elasticidad, en la cual los cuerpos sólidos tienen la propiedad de resistir cambios de tamaño o de forma, y de regresar a la condición no deformada cuando se eliminan las fuerzas externas. (López, Mejía, & Vega, 2008 , p.32)

Existen dos tipos de ondas elásticas que se propagan en el medio, éstas son ondas de cuerpo o volumen y ondas superficiales.

3.2.1. Ondas de volumen

Son aquellas que tienden a viajar a través del interior del planeta, pudiendo alcanzar grandes profundidades, se clasifican en ondas primarias y ondas secundarias. (López, Mejía, & Vega, 2008)

3.2.1.1. Ondas primarias

Las ondas P también conocidas como ondas de compresión o longitudinales, son aquellas que se propagan a mayor velocidad, por lo que serán las primeras en ser registradas, sin importar a que distancia se encuentren respecto a la fuente, estas al propagarse producen compresión y dilatación a su paso, haciendo vibrar las partículas en el mismo sentido del tren de ondas. (López, Mejía, & Vega, 2008)

3.2.1.2. Ondas secundarias

Las ondas S también conocidas como ondas de cortante o transversales, son aquellas que transportan la mayor cantidad de energía generada por la fuente, debido a que poseen una mayor amplitud que las ondas P, estas hacen vibrar las partículas en sentido perpendicular al tren de ondas. Su velocidad es más baja respecto a la de ondas P en materiales sólidos, este tipo de ondas no se presenta en líquidos ni gases debido a que solo puede viajar en materiales que poseen esfuerzo cortante.

Si las partículas oscilan de arriba a abajo, la onda se llama SV, si las partículas oscilan en un plano horizontal se llaman SH. (López, Mejía, & Vega, 2008)

3.2.2. Ondas superficiales

Son aquellas que viajan a lo largo de la superficie de la Tierra, se clasifican en ondas Love y Rayleigh. (López, Mejía, & Vega, 2008)

3.2.2.1. Ondas Love

También conocidas como ondas L, son aquellas que al propagarse hacen vibrar las partículas horizontalmente en sentido perpendicular al tren de ondas, es similar a la propagación de ondas S pero sin movimiento vertical. (López, Mejía, & Vega, 2008)

3.2.2.2. Ondas Rayleigh

También conocidas como ondas R, son aquellas que al propagarse hacen vibrar las partículas sobre un plano que apunta en dirección de la trayectoria de las ondas, con movimientos elípticos horizontal y vertical simultáneamente. (López, Mejía, & Vega, 2008)

Las ondas superficiales se caracterizan por poseer velocidades más bajas en comparación con las ondas de cuerpo, frecuencias bajas y amplitudes altas.

La figura 43 presenta los dos tipos de ondas elásticas, ondas de volumen y superficiales.

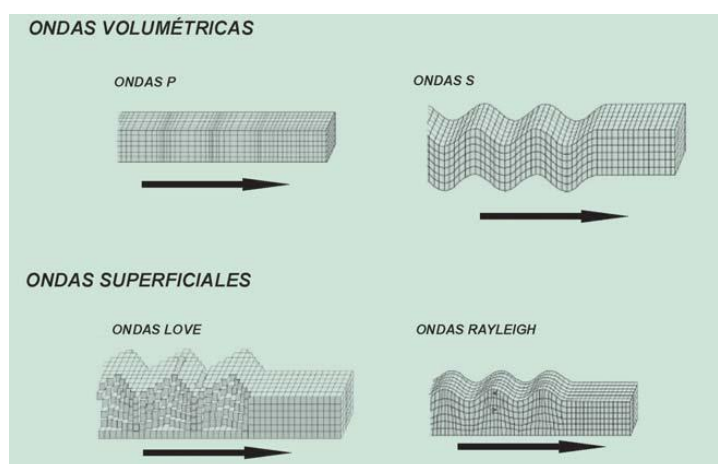


Figura 43 Ondas elásticas

Fuente: (Granda, Granda, & Madrid, 2005)

Se conoce que las ondas de corte poseen velocidades de viaje similares a las ondas superficiales, y para determinar los V_s se puede emplear un método como MASW. (López, Mejía, & Vega, 2008)

3.3. Métodos Sísmicos

Los métodos sísmicos se clasifican en:

- a) Métodos sísmicos invasivos
- b) Métodos sísmicos no invasivos

a) Métodos sísmicos invasivos

El método sísmico invasivo, consiste en realizar perforaciones en el terreno de estudio, para la ubicación de fuentes receptoras de las ondas sísmicas, a partir de los cuales se puede obtener los perfiles de ondas de corte.

A pesar de que este tipo de métodos ofrece una gran ventaja al permitir medir de forma directa la velocidad de propagación de las ondas en el suelo, resulta ser finalmente un ensayo muy costoso e impracticable, debido a las perforaciones que se requieren en el terreno. (Avilés & Barzallo, 2016)

b) Métodos sísmicos no invasivos

A diferencia de los métodos sísmicos invasivos, este tipo de ensayos se realiza sobre la superficie del terreno, sin la necesidad de realizar perforaciones que permitan determinar los valores de V_s y V_p .

Se puede clasificar a este tipo de ensayos en pasivos o activos, dependiendo de la fuente de excitación a emplearse.

- Ensayos activos.- Las ondas superficiales se generan a partir de una fuente dinámica, sea este un martillo o explosivos, que originen perturbaciones en el terreno las mismas que serán captadas por geófonos alineados con la fuente. (Guarachi, 2013, citado en Avilés & Barzallo, 2016)

- Ensayos pasivos.- Se basa en la medición de vibraciones ambientales como oleajes o corrientes de viento conocidas como microsismos, de igual manera la medición de microtemblores que corresponden a vibraciones con frecuencias superiores a 1 Hz como la actividad humana (tráfico, maquinaria, etc). (Avilés & Barzallo, 2016)

3.4. Método MASW

MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves, Análisis Multicanal de Ondas Superficiales) propuesto por Park et al. (1999), corresponde a un método sísmico no invasivo, que evalúa la condición elástica del suelo para fines de geotécnica.

Dado que las ondas de corte poseen velocidades de viaje similares a las ondas superficiales, este método analiza la velocidad de propagación de las ondas sísmicas superficiales de tipo Rayleigh, generadas a partir de una fuente activa (mazos, dinamita), con el fin de obtener la velocidad de onda de corte (V_s) que está relacionada con la profundidad de la zona de estudio; para lo cual se realiza un extendido lineal de los receptores de señales o geófonos (espaciados a distancias iguales), que estarán conectados a un sismógrafo de muchos canales, figura 44. Los geófonos a utilizarse en este ensayo deben ser verticales y de bajas frecuencias como 4,5 Hz. (López et al., 2008, citado en Avilés & Barzallo, 2016)

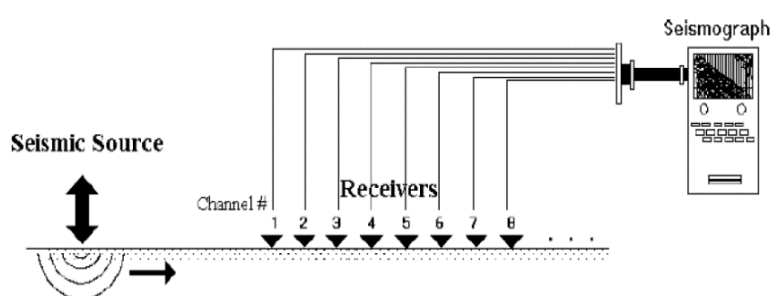


Figura 44 Configuración en terreno para método MASW.

Fuente: (Park et al., 1997, citado en Correia, 2015)

El procedimiento común para el método MASW consta de tres pasos:

- 1) Adquisición de datos: mediante registros de campo

- 2) Análisis de dispersión: extracción de curvas de dispersión de cada registro
- 3) Inversión: cálculo de VS en profundidad

La figura 45 muestra un esquema del procedimiento a seguir empleando el método MASW.

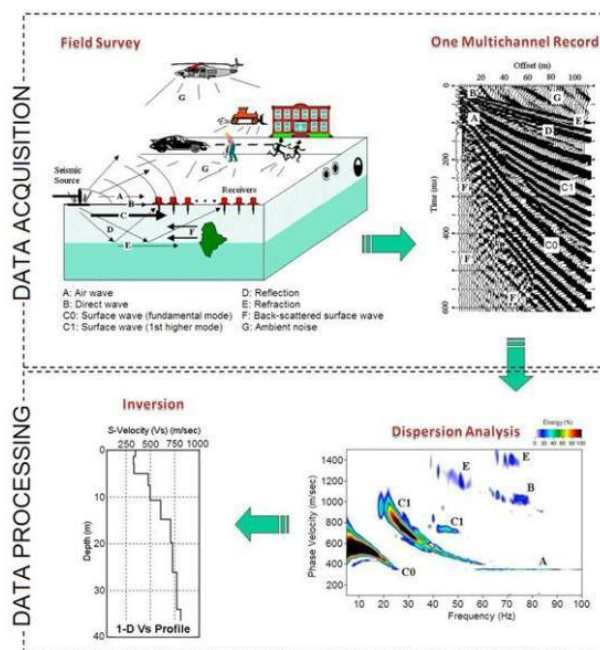


Figura 45 Procedimiento empleado método MASW

Fuente: (Correia, 2015)

Dado que el modelo básico de las ondas Rayleigh es propagarse directamente desde la fuente, el presente método puede presentar inconvenientes que interfieran con las señales esperadas, entre estos tenemos: la fuente activa genere ondas de tipo cuerpo (P), o la intervención de sonidos ambientales aleatorios. Sin embargo, pese a esto inconvenientes el mismo método presenta dos ventajas que son: la capacidad de reconocimiento del modelo y la redundancia en las mediciones. (López, Mejía, & Vega, 2008)

La capacidad de reconocimiento del modelo, permite un control de calidad en la adquisición y procesamiento de datos, separando así las ondas superficiales de las ondas de cuerpo, para la segunda ventaja se aplican varios tipos de técnicas que permiten eliminar los ruidos. (López, Mejía, & Vega, 2008)

El método MASW posee una mayor capacidad para discriminar la señal útil en medio de niveles nocivos de ruido, con la cual asegura una mayor resolución en la extracción de la señal que se pueda ver afectada por factores tales como viento, truenos o tráfico. En consecuencia, el procedimiento general de adquisición de datos y el paso posterior de procesamiento de datos es altamente eficaz y tolerante. (Correia, 2015)

3.4.1. Curva de dispersión

En medios estratificados, las ondas Rayleigh cumple un fenómeno de dispersión geométrica, dónde la velocidad de onda es función de la frecuencia, para esto se considera un medio compuesto por una serie de capas homogéneas, isotropas, lineales y elástica, considerando el grado de deformación del suelo causado por una perturbación de una determinada longitud de onda que viaja por la superficie. (Correia, 2015)

La figura 46 es una representación de la dispersión de las ondas Rayleigh.

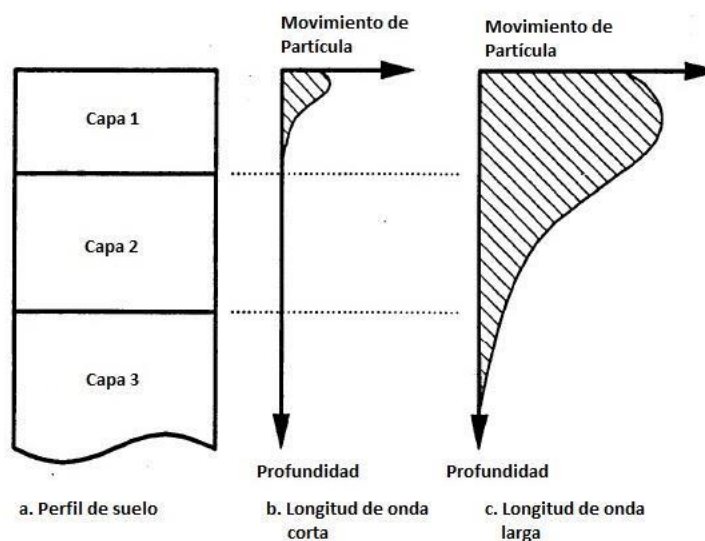


Figura 46 Representación de la dispersión de las ondas Rayleigh

Fuente: (Foti, 2000, citado en Correia, 2015)

Se define entonces a la curva de dispersión como la relación entre la frecuencia y la velocidad de fase de la onda de superficie, la misma que mediante su inverso permitirá obtener el perfil de velocidad de onda de corte V_s a una cierta profundidad.

Uno de los métodos que se emplea para obtener la curva de dispersión es el enfoque multicanal, resolución en tecnología de imagen digital, que construye un espacio imaginario donde la tendencia de dispersión son identificadas a partir del patrón de acumulación de energía, es decir las curvas de dispersión se extraen siguiendo las tendencias de acumulación de energía que se pueden obtener mediante un software computacional. Para este proceso un registro multicanal en el dominio tiempo (t) – espacio (x) es transformado al dominio frecuencia (f) – número de onda (Kx), o frecuencia (f) – velocidad de fase (C_p). El método f - k es conocido como el tradicional, y se lo emplea en imágenes de baja resolución. (Correia, 2015)

Cuando se trata del análisis de ondas superficiales, la transformada f - k es utilizada frecuentemente en programas computacionales geotécnicos como Geopsy, mismo que será empleado en el desarrollo del presente trabajo.

3.4.2. Inversión

La inversión corresponde a un proceso de búsqueda de la causa de un resultado. La inversión puede ser única, no única, lineal y no lineal. La inversión es única si existe una solución única, en la inversión no única pueden existir varias soluciones, se conoce como inversión lineal a la relación que existe entre causa – resultado en caso de darse un cambio en la causa también se presenta un cambio en la consecuencia, finalmente la inversión no lineal refiere a un gran cambio que se puede dar en el resultado debido a un pequeño cambio en la causa. (Correia, 2015)

El software computacional Geopsy utiliza un algoritmo de inversión llamado “neighborhood algorithm” el cual es un procedimiento numérico de dos etapas para problemas inversos geofísicos no lineales.

La primera, la etapa de búsqueda, se compone de un método de búsqueda directa en un espacio de parámetros multidimensional. El objetivo es encontrar puntos (modelos) con valores de una función objetivo, proporcionada por el usuario,

aceptables (altos o bajos). Se trata de un algoritmo de búsqueda directa (sin derivadas), utilizando para el muestreo un espacio de parámetros en donde sólo el rango de parámetros de entrada con respecto a la función objetivo son utilizados para realizar la búsqueda.

La segunda etapa, la evaluación, consiste en un algoritmo para el uso de todo el conjunto de los modelos producidos en la etapa I, y derivar información de ellos en forma de medidas bayesianas de resolución, covarianza, etc. (Correia, 2015 , p.23)

3.4.3. Velocidad de onda de corte V_s

Para determinar la velocidad de onda de corte en suelos (V_s), es importante acudir al uso de pruebas geofísicas, que por medio de diversas ecuaciones permitan la caracterización del suelo desde el punto de vista sísmico.

Una alternativa para determinar la V_s , consiste en medir la velocidad de propagación de ondas de superficie tipo Rayleigh (V_r), que para fines prácticos es igual (alrededor de 93%) a la velocidad de onda de corte. En un depósito de suelos perfectamente homogéneo, la onda Rayleigh viaja a una velocidad que es independiente de su longitud de onda. Sin embargo, si en un depósito de suelo hay estratos con rigideces, densidades o relaciones de Poisson variables, entonces la velocidad de la onda de Rayleigh dependerá de su longitud de onda. Cuando la velocidad y la frecuencia de una onda son dependientes entre sí, se dice que la onda es dispersiva. Este comportamiento que exhiben las ondas Rayleigh en materiales no uniformes, como es el caso general de los depósitos de suelos, es el principio en el que se fundamentan los diferentes métodos de análisis de onda de superficie (Matthews et al., 1996, citado en Lazcano, 2012)

Un criterio empírico para determinar el comportamiento de suelos, parte de investigaciones realizadas por Borchardt (1994), que proponen un método de clasificación que se base en la velocidad promedio de onda de corte en los primeros 30 metros superficiales (V_{s30}), mismo que se obtiene a partir de un perfil de

velocidades de onda de corte hasta una profundidad de al menos 30 metros, caracterizando de manera global el terreno de estudio.

La tabla 9 presenta la clasificación del suelo en función del V_{s30} de acuerdo al Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (2015).

Tabla 9
Clasificación del tipo de suelo en función del V_{s30} .

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca rígida media	1500 m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplen con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V < 180$ m/s

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

3.4.4. Velocidad de onda de compresión V_p

La velocidad de las ondas longitudinales o de compresión, V_p , se utiliza como índice de clasificación, y su valor es indicativo de la calidad del suelo natural y roca. La tabla 10 presenta los rangos de velocidad de propagación de las ondas elásticas de compresión para la clasificación del suelo.

Tabla 10
Velocidades de ondas P y S en diferentes medios.

Material	Onda P (m/s)	Onda S (m/s)
Sedimentos no consolidados	300-2500	100-500
Arenas Compactas	1500-5400	800-2000
Rocas Sedimentarias	3500-5500	1500-3000
Rocas Metamórficas	4500-6000	2500-3500
Limos	3000-6000	2000-3000
Rocas Ígneas	4500-7500	3500-4000
Agua	1500	0
Cineo	1400-1800	50-300

CONTINÚA 

Gravas y arenas densas	250-300	150-200
Granito	5200	3000
Basalto	6400	3200
Calizas	2400	1350
Areniscas	3500	2150

Fuente: (World Data Center for Solid Earth Geophysics, 1979)

3.5. Recopilación de datos

El presente apartado describe un resumen del modelo utilizado por Fichamba y Ñacata, en el análisis del ensayo de refracción sísmica, de igual manera se presentan los resultados obtenidos en las velocidades V_p y V_s , para las quebradas San Lorenzo y Saquimala.

El procesamiento de la data sísmica de refracción consiste de los siguientes pasos:

- Selección de las primeras llegadas.
- Generación de curvas camino – tiempo (Curvas CT).
- Asignación de velocidades para cada dromocrona presente y número de capas.
- Inversión de la data sísmica, mediante una tomografía sísmica
- Generación de un modelo estratificado del subsuelo.

En este estudio, la data sísmica de refracción fue sometida a un proceso de inversión, a partir de la asignación de líneas de velocidad sobre las curvas CT. Con este proceso se determinó la geometría de las superficies refractoras, en términos de velocidades. Posteriormente, este modelo de velocidades fue convertido a un modelo de espesores, obteniendo finalmente los perfiles de velocidades V_p y V_s . (Guariguata, 2008)

Para la realización de lo antes descrito, los autores hicieron uso del paquete computacional *SeisImager*, mismo que contiene cuatro módulos que permiten llevar a cabo el procesamiento y análisis de la data sísmica. Los módulos de *SeisImager* son *PickwinTM*, *PlotrefaTM*, *WaveEqTM* y *GeoplotTM*.

La tabla 11 presenta los resultados de las velocidades V_s y V_p , obtenidas en las quebradas San Lorenzo y Saquimala.

Tabla 11
Velocidades del ensayo de la sísmica de refracción.

Quebrada	Vs30 (m/s)	Vp (m/s)	Prof. (m)
		528	0-5
Saquimala	392	693	5-20
		770	20-30
		367	0-10
San Lorenzo	658	502	10-15
		1500	15-30

Fuente: (Fichamba & Ñacata, 2016)

Se destaca que en el desarrollo del presente proyecto, los resultados presentados en la tabla 11, serán sometidos a un proceso de comprobación para lo cual la data sísmica fue proporcionada por Fichamba & Ñacata autores del diseño hidráulico de las presas en las quebradas San Lorenzo y Saquimala.

3.6. Análisis de datos

El método empleado en el procesamiento de datos es el Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) de fuente activa, que considera dos etapas en el análisis de datos: determinación de la curva de dispersión e inversión de la curva.

La curva de dispersión se obtiene por medio de la herramienta *Linear F – K for active experiments* del programa Geopsy, y la inversión de la misma se consigue al ejecutar el módulo D-Inver disponible en el paquete computacional mencionado.

A partir de la inversión de la curva de dispersión se estima el perfil de velocidad de onda de corte Vs y el perfil de velocidad de onda de compresión Vp a distintas profundidades, parámetros necesarios para la clasificación del suelo y cálculo de la capacidad admisible del mismo.

3.6.1. Determinación de Vs y Vp

Se presentan los parámetros necesarios para el cálculo de Vs y Vp en las quebradas San Lorenzo y Saquimala.

3.6.1.1. Curva de dispersión Q. San Lorenzo

La obtención de la curva de dispersión parte del sismograma (figura 47) obtenido a partir de los registros sísmicos en la quebrada San Lorenzo.

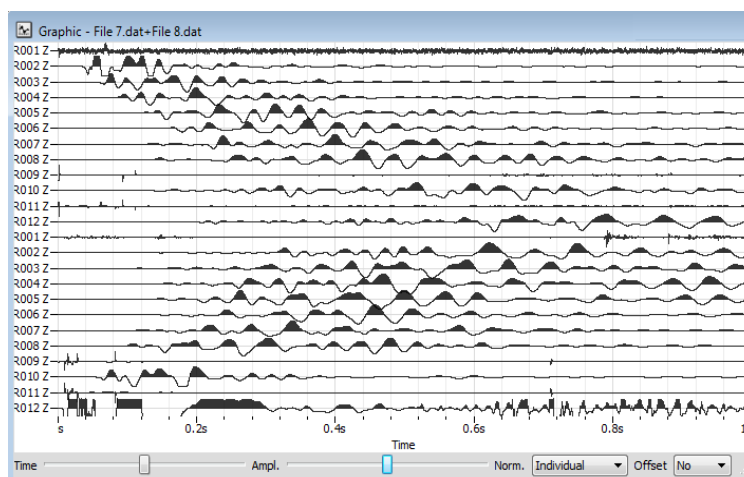


Figura 47 Sismograma-Q. San Lorenzo

La figura 48 muestra la curva de dispersión automática entregada por el programa, se observa que Geopsy considera todo el rango de frecuencia del diagrama, seleccionando puntos que no corresponden a las zonas de máxima concentración de energía (zona de color magenta) lo que genera errores.

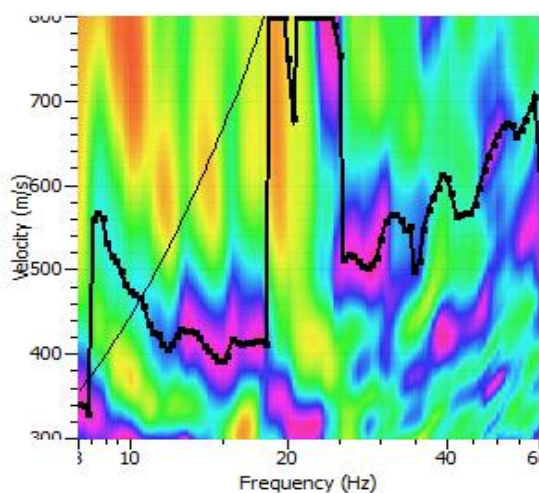


Figura 48 Curva de dispersión automática generada por Geopsy

Es por este motivo que la curva de dispersión se obtuvo de forma manual, seleccionando los puntos con mayor energía, y que tengan la misma tendencia dispersiva de la gráfica anterior.

Finalmente, la curva de dispersión velocidad de fase vs frecuencia se presenta en la figura 49, para un rango entre 8 a 60 Hz en las abscisas, y un rango entre 300 a 800 m/s en las ordenadas.

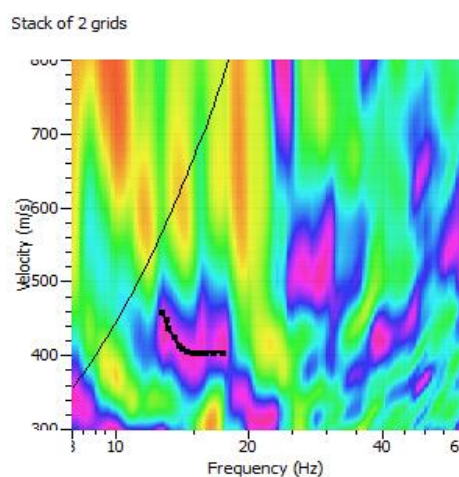


Figura 49 Curva de dispersión - Q. San Lorenzo

3.6.1.2. Curva de dispersión Q. Saquimala

El procedimiento para la obtención de la curva de dispersión en la quebrada Saquimala es igual al detallado en la quebrada San Lorenzo.

El sismograma obtenido a partir de los registros sísmicos en la quebrada Saquimala se presenta en la figura 50.

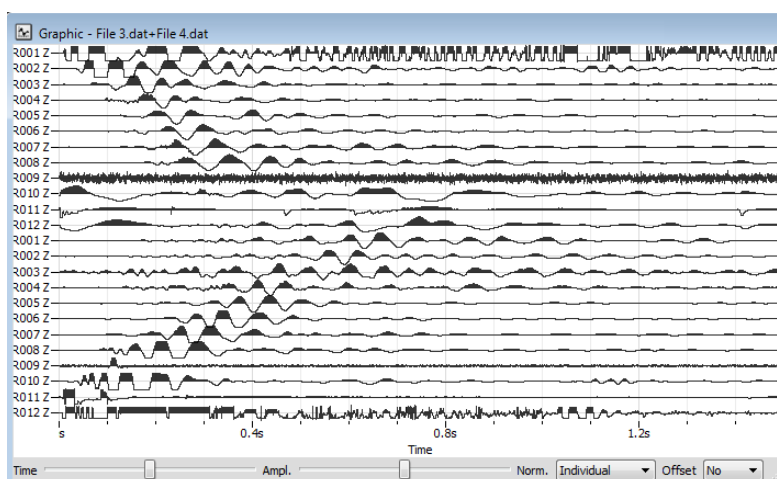


Figura 50 Sismograma - Q. Saquimala

La curva de dispersión velocidad de fase vs frecuencia se presenta en la figura 51, para un rango entre 8 a 60 Hz en las abscisas, y un rango entre 300 a 800 m/s en las ordenadas.

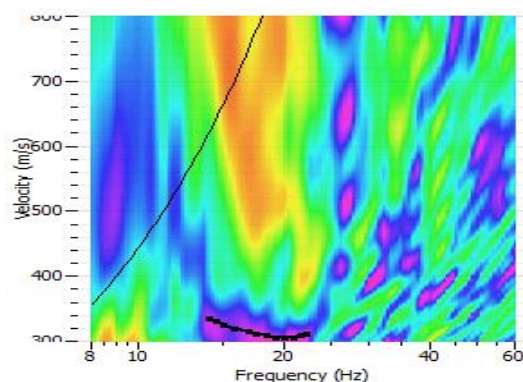


Figura 51 Curva de dispersión - Q. Saquimala

3.6.1.3. Inversión de la curva de dispersión Q. San Lorenzo

Una vez obtenida la curva de dispersión se carga en el módulo D-Inver para la inversión de la misma (figura 52).

Se destaca que la inversión de la curva generada presenta algunas imperfecciones, por lo cual el programa permite suavizar o reducir el número de puntos, y así poder ajustar la curva hasta que el error registrado de la inversión sea menor a 0.01, como lo recomienda (Correia, 2015)

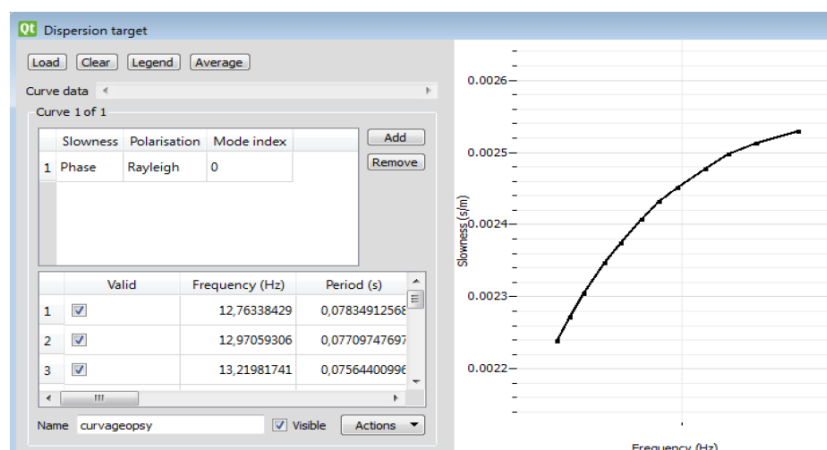


Figura 52 Curva de inversión - Q. San Lorenzo

Se ejecuta el programa para obtener la curva de dispersión invertida (figura 53), en la misma se observa que la curva de inversión (color negro), se ajusta a la curva de menor error de dispersión (color rojo).

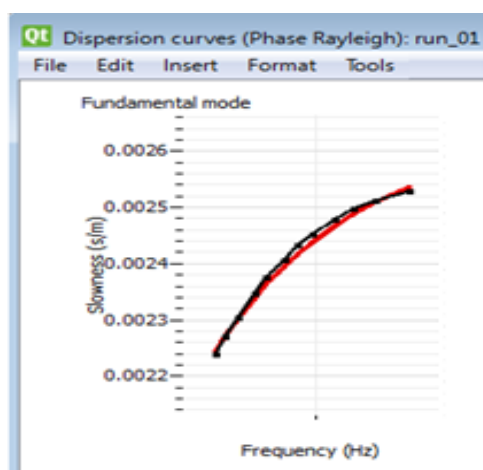


Figura 53 Dispersión de la curva de inversión-Q. San Lorenzo

Finalmente se obtienen los perfiles V_p y V_s presentados en la figura 54, con un error de inversión de 0.00409 que es menor al valor recomendado (0.01), lo que indica que la curva de dispersión invertida es correcta.

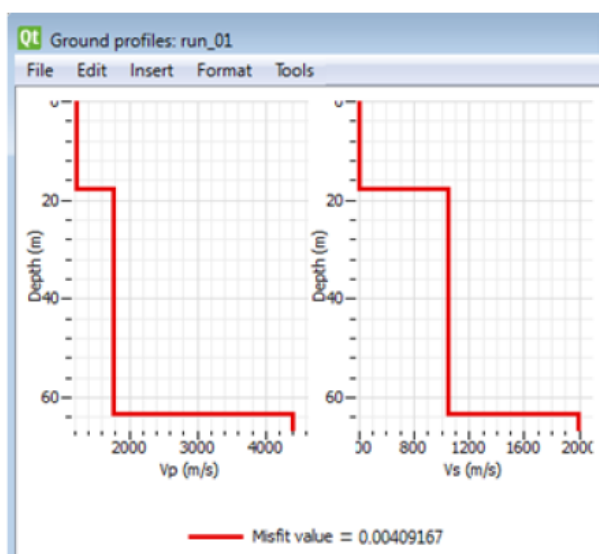


Figura 54 Perfiles Vp - Vs, Q. San Lorenzo

3.6.1.4. Inversión de la curva de dispersión Q. Saquimala

El procedimiento para la inversión de la curva de dispersión en la quebrada Saquimala es igual al detallado en la quebrada San Lorenzo.

Una vez obtenida la curva de dispersión se carga en el módulo D-Inver para la inversión de la misma (figura 55).

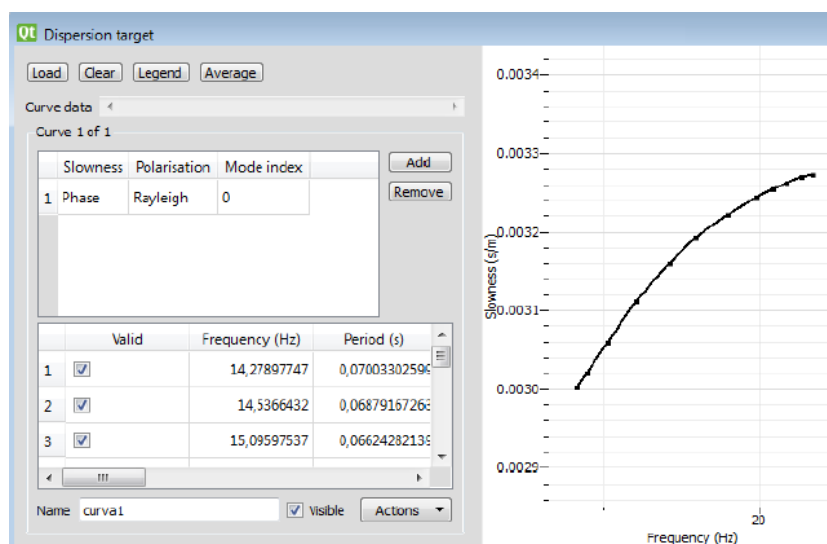


Figura 55 Curva de inversión - Q. Saquimala

Se ejecuta el programa para obtener la curva de dispersión invertida (figura 56), en la misma se observa que la curva de inversión (color negro), se ajusta a la curva de menor error de dispersión (color rojo).

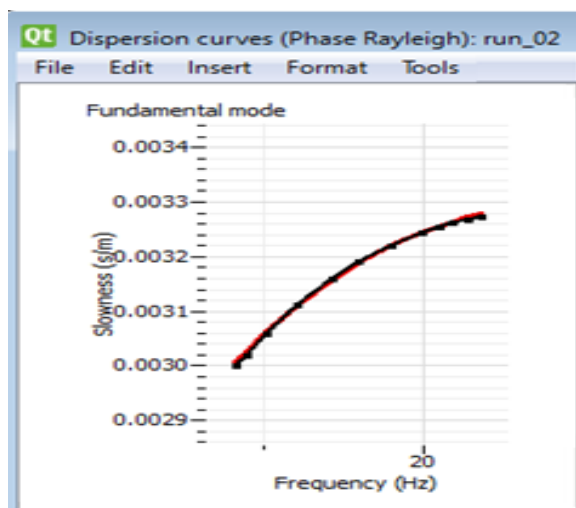


Figura 56 Dispersión de la curva de inversión - Q. Saquimala

Finalmente se obtienen los perfiles V_p y V_s presentados en la figura 57, con un error de inversión de 0.00105 que es menor al valor recomendado (0.01), lo que indica que la curva de dispersión invertida es correcta.

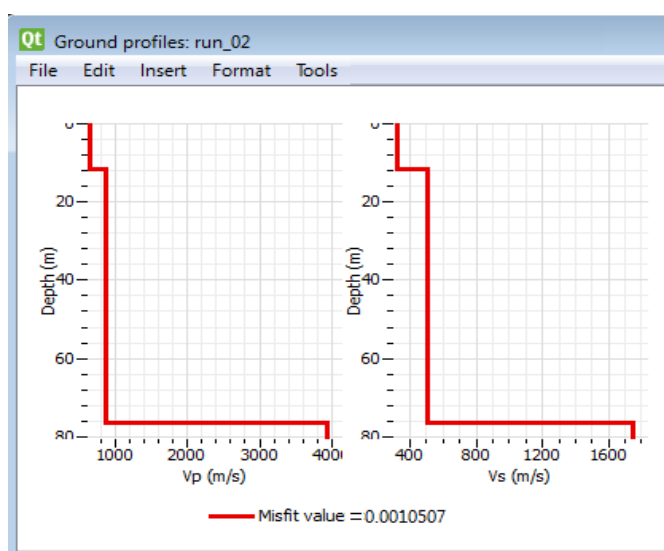


Figura 57 Perfiles V_p - V_s , Q. Saquimala

3.6.1.5. Vp y Vs en las quebradas San Lorenzo y Saquimala

Las tablas 12 y 13 indican las velocidades de ondas de corte y compresión, obtenidas a distintas profundidades.

Tabla 12
Velocidad de corte, Vs

Quebrada	Vs (m/s)	Profundidad (m)
San Lorenzo	401,8	0 - 18
	1047,12	18 - 30
Saquimala	323,52	0 - 12
	506,31	12 - 30

Tabla 13
Velocidad de compresión, Vp

Quebrada	Vp (m/s)	Profundidad (m)
San Lorenzo	1226,22	0 - 18
	1768,92	18 - 30
Saquimala	651,5	0 - 12
	880,4	12 - 30

3.6.2. Resumen de resultados del método MASW

Los resultados que se muestran en la tabla 14, son similares a los obtenidos por Fichamba & Ñacata (tabla 11). Se destaca que ambos resultados se encuentran en el mismo rango de velocidades de corte (V_{s30}), presentados en la tabla 9; de igual manera el rango de velocidades a compresión (V_p) es semejante a la tabla 10.

Se concluye que las quebradas San Lorenzo y Saquimala presentan un suelo tipo C, correspondiente a roca blanda.

Tabla 14
Resultados de Vs30 y Vp

Quebrada	Vs30(m/s)	Vp (m/s)
San Lorenzo	533,2	1768,9
Saquimala	413,0	880,4

3.7. Capacidad admisible del suelo

3.7.1. Propiedades mecánicas del suelo

La zona de estudio se encuentra sobre roca andesita, proveniente de pasados procesos eruptivos del volcán Cotopaxi, y es en esta roca donde se cimentará las estructuras de hormigón armado. Por lo que es necesario realizar ensayos de laboratorio para obtener las propiedades mecánicas de la roca y el posterior cálculo de la capacidad de carga permisible.

Se realizó ensayos de peso específico, carga puntual y corte directo en roca, para determinar parámetros como: cohesión, ángulo de fricción, peso específico y resistencia a compresión simple. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 15.

Tabla 15
Propiedades mecánicas de la roca andesita

Quebrada	c (kg/cm ²)	φ (°)	γ (g/cm ³)	Resistencia a compresión simple (kg/cm ²)
San Lorenzo	12.73	51.30	2.64	757.81
Saquimala	12.73	51.30	2.64	757.81

3.7.2. Carga admisible en roca

Meyerhof (1963), sugirió la siguiente ecuación general para el cálculo de la capacidad de carga:

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q = \gamma Df.$$

Donde:

c: Cohesión.

q: Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación.

γ: Peso específico del suelo.

Df: Profundidad de desplante.

B: Ancho de la cimentación.

F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$: Factores de forma.

F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$: Factores de profundidad.

F_{ci} , F_{qi} , $F_{\gamma i}$: Factores de inclinación de la carga.

N_c , N_q , N_γ : Factores de capacidad de carga. (Das, 2012)

Stagg y Zienkiewicz (1968), y Bowles (1996) proponen para cimentaciones sobre roca los siguientes factores de capacidad de carga:

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

(Das, Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, 2012)

Los factores de forma, profundidad e inclinación de uso común se dan en la tabla 16.

Tabla 16
Factores de forma, profundidad e inclinación

Factor	Relación	Referencia
Forma	$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{Nq}{Nc}\right)$	DeBeer (1970)
	$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi$	
	$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$	
	Sí: $\frac{D_f}{B} \leq 1$	
Profundidad	$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right)$	Hansen (1970)
	$F_{qd} = 1$	
	$F_{\gamma d=1}$	

CONTINÚA 

$$Si: \frac{Df}{B} > 1$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{Df}{B} \right)$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90} \right)^2$$

Inclinación

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)$$

Meyerhof (1963);

Hanna y

Meyerhof (1981)

$\beta =$ inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical

Fuente: (Das, Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, 2012)

La capacidad de carga permisible por área unitaria de la cimentación es:

$$q_{perm} = \frac{q_u}{FS}$$

Se debe destacar que para el cálculo de la carga admisible en roca se empleó un FS=5 que considera el criterio del efecto de escala en roca, el cual señala: a medida que el diámetro de la muestra aumenta, la resistencia a la compresión simple disminuye, esto es importante considerarlo ya que las muestras de laboratorio suelen ser de diámetro pequeño. (Das, Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, 2012)

3.7.3. Capacidad de carga permisible en Quebrada San Lorenzo

Los factores de capacidad de carga en roca para la quebrada San Lorenzo se presentan en la tabla 17.

Tabla 17
Factores de capacidad de carga. Q. San Lorenzo

N_c	N_q	N_γ
328,76	533,16	534,16

Las tablas 18,19 y 20 presentan la capacidad de carga permisible a distintas profundidades de desplante, para la quebrada San Lorenzo.

Tabla 18
Capacidad permisible para $D_f=1\text{m}$. Q. San Lorenzo

$D_f(\text{m})$	$B(\text{m})$	$L(\text{m})$	F_{cs}	F_{qs}	F_{ys}	F_{cd}	F_{qd}	F_{yd}	β	F_{ci}	F_{qi}	F_{yi}
1,00	1,00	113,55	1,01	1,01	1,00	1,40	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
1,00	2,00	113,55	1,03	1,02	0,99	1,20	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
1,00	3,00	113,55	1,04	1,03	0,99	1,13	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
1,00	4,00	113,55	1,06	1,04	0,99	1,10	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
1,00	5,00	113,55	1,07	1,05	0,98	1,08	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00

$q(\text{KN/m}^2)$	$q_u(\text{KN/m}^2)$	FS	q permisible (KN/m^2)	q permisible(T/m^2)	Q(T)
25,89	603634,54	5,00	120726,91	12310,72	1397882,09
25,89	534406,18	5,00	106881,24	10898,85	2475129,48
25,89	519851,28	5,00	103970,26	10602,02	3611576,60
25,89	518928,21	5,00	103785,64	10583,19	4806885,02
25,89	523428,65	5,00	104685,73	10674,97	6060716,29

Tabla 19
Capacidad permisible para $D_f=2\text{m}$. Q. San Lorenzo

$D_f(\text{m})$	$B(\text{m})$	$L(\text{m})$	F_{cs}	F_{qs}	F_{ys}	F_{cd}	F_{qd}	F_{yd}	β	F_{ci}	F_{qi}	F_{yi}
2,00	1,00	113,55	1,01	1,01	1,00	1,44	1,00	1,00	2,00	1,00	113,55	1,01
2,00	2,00	113,55	1,03	1,02	0,99	1,40	1,00	1,00	2,00	2,00	113,55	1,03
2,00	3,00	113,55	1,04	1,03	0,99	1,27	1,00	1,00	2,00	3,00	113,55	1,04
2,00	4,00	113,55	1,06	1,04	0,99	1,20	1,00	1,00	2,00	4,00	113,55	1,06
2,00	5,00	113,55	1,07	1,05	0,98	1,16	1,00	1,00	2,00	5,00	113,55	1,07

$q(\text{KN/m}^2)$	$q_u(\text{KN/m}^2)$	FS	q permisible (KN/m^2)	q permisible(T/m^2)	Q(T)
51,78	635431,04	5,00	127086,21	12959,19	1471515,65
51,78	632940,89	5,00	126588,18	12908,40	2931498,02
51,78	591176,63	5,00	118235,33	12056,65	4107097,11
51,78	576724,75	5,00	115344,95	11761,91	5342260,26
51,78	573168,60	5,00	114633,72	11689,39	6636649,02

Tabla 20
Capacidad permisible para $D_f=3m$. Q. San Lorenzo

$D_f(m)$	$B(m)$	$L(m)$	F_{cs}	F_{qs}	F_{ys}	F_{cd}	F_{qd}	F_{yd}	β	F_{ci}	F_{qi}	F_{yi}
3,00	1,00	113,55	1,01	1,01	1,00	1,50	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
3,00	2,00	113,55	1,03	1,02	0,99	1,39	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
3,00	3,00	113,55	1,04	1,03	0,99	1,40	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
3,00	4,00	113,55	1,06	1,04	0,99	1,30	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
3,00	5,00	113,55	1,07	1,05	0,98	1,24	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00

$q(KN/m^2)$	$q_u(KN/m^2)$	FS	q permisible (KN/m^2)	q permisible(T/m^2)	Q(T)
77,67	673013,53	5,00	134602,71	13725,66	1558548,26
77,67	644142,28	5,00	128828,46	13136,85	2983377,82
77,67	662501,98	5,00	132500,40	13511,28	4602617,62
77,67	634521,29	5,00	126904,26	12940,63	5877635,49
77,67	622908,54	5,00	124581,71	12703,80	7212581,74

Se analiza la variación de capacidad de carga permisible para profundidades de desplante (D_f) de 1 a 3 metros, y ancho de viga de cimentación (B) de 1 a 5 metros, con los resultados se realiza un gráfico de $q_{permisible}$ vs B para los distintos D_f , para la quebrada San Lorenzo, lo cual se presenta en la figura 58.

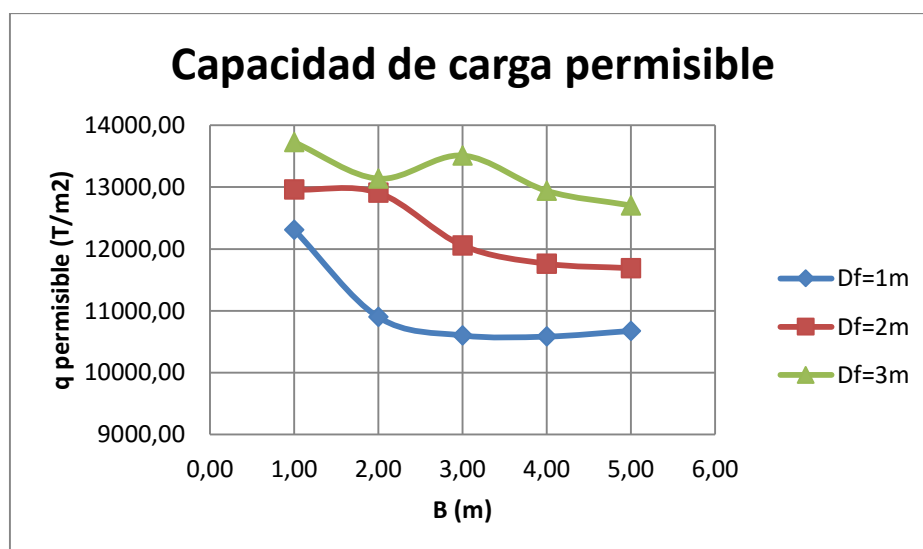


Figura 58 Capacidad admisible del suelo. Q. San Lorenzo

3.7.4. Capacidad de carga permisible en Quebrada Saquimala

Los factores de capacidad de carga en roca para la quebrada Saquimala se presentan en la tabla 21.

Tabla 21
Factores de capacidad de carga. Q. Saquimala

N_c	N_q	N_y
328,76	533,16	534,16

Las tablas 22,23 y 24 presentan la capacidad de carga permisible a distintas profundidades de desplante, para la quebrada Saquimala.

Tabla 22
Capacidad permisible para $D_f=1m$. Q. Saquimala

$D_f(m)$	$B(m)$	$L(m)$	F_{cs}	F_{qs}	F_{ys}	F_{cd}	F_{qd}	F_{yd}	β	F_{ci}	F_{qi}	F_{yi}
1,00	1,00	132,50	1,01	1,01	1,00	1,40	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
1,00	2,00	132,50	1,02	1,02	0,99	1,20	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
1,00	3,00	132,50	1,04	1,03	0,99	1,13	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
1,00	4,00	132,50	1,05	1,04	0,99	1,10	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
1,00	5,00	132,50	1,06	1,05	0,98	1,08	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00

$q(KN/m^2)$	$q_u(KN/m^2)$	FS	q permisible (KN/m^2)	q permisible(T/m^2)	$Q(T)$
25,89	602442,67	5,00	120488,53	12286,41	1627949,47
25,89	532364,72	5,00	106472,94	10857,22	2877162,98
25,89	516967,22	5,00	103393,44	10543,20	4190920,83
25,89	515208,51	5,00	103041,70	10507,33	5568884,57
25,89	518880,27	5,00	103776,05	10582,21	7010715,77

Tabla 23
Capacidad permisible para $D_f=2m$. Q. Saquimala

$D_f(m)$	$B(m)$	$L(m)$	F_{cs}	F_{qs}	F_{ys}	F_{cd}	F_{qd}	F_{yd}	β	F_{ci}	F_{qi}	F_{yi}
2,00	1,00	132,50	1,01	1,01	1,00	1,44	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
2,00	2,00	132,50	1,02	1,02	0,99	1,40	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
2,00	3,00	132,50	1,04	1,03	0,99	1,27	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
2,00	4,00	132,50	1,05	1,04	0,99	1,20	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
2,00	5,00	132,50	1,06	1,05	0,98	1,16	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00

CONTINÚA 

q(KN/m ²)	qu(KN/m ²)	FS	q permisible (KN/m ²)	q permisible(T/m ²)	Q(T)
51,78	634181,53	5,00	126836,31	12933,70	1713715,76
51,78	630520,70	5,00	126104,14	12859,04	3407646,56
51,78	587892,13	5,00	117578,43	11989,66	4765890,97
51,78	572582,91	5,00	114516,58	11677,44	6189044,05
51,78	568176,38	5,00	113635,28	11587,57	7676767,33

Tabla 24
Capacidad permisible para D_f=3m. Q. Saquimala

D _f (m)	B(m)	L(m)	F _{cs}	F _{qs}	F _{ys}	F _{cd}	F _{qd}	F _{yd}	β	F _{ci}	F _{qi}	F _{yi}
3,00	1,00	132,50	1,01	1,01	1,00	1,50	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
3,00	2,00	132,50	1,02	1,02	0,99	1,39	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
3,00	3,00	132,50	1,04	1,03	0,99	1,40	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
3,00	4,00	132,50	1,05	1,04	0,99	1,30	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
3,00	5,00	132,50	1,06	1,05	0,98	1,24	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00

q(KN/m ²)	qu(KN/m ²)	FS	q permisible (KN/m ²)	q permisible(T/m ²)	Q(T)
77,67	671694,74	5,00	134338,95	13698,76	1815085,74
77,67	641690,23	5,00	128338,05	13086,84	3468012,22
77,67	658817,05	5,00	131763,41	13436,13	5340861,12
77,67	629957,32	5,00	125991,46	12847,55	6809203,52
77,67	617472,49	5,00	123494,50	12592,93	8342818,89

Se analiza la variación de capacidad de carga permisible para profundidades de desplante(D_f) de 1 a 3 metros, y ancho de viga de cimentación(B) de 1 a 5 metros, con los resultados se realiza un gráfico de q_{permisible} vs B para los distintos D_f, para la quebrada Saquimala, lo cual se presenta en la figura 59.

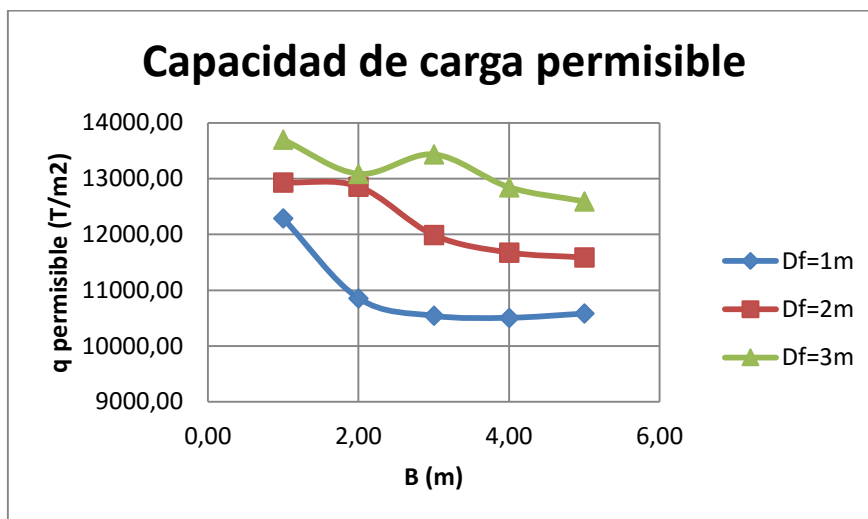


Figura 59 Capacidad admisible del suelo. Q. Saquimala

CAPÍTULO IV

CARGAS PERMANENTES Y CARGAS DINÁMICAS

4.1. Cargas permanentes

En el presente apartado se muestran los pesos obtenidos en los contrafuertes, paredes y pantalla, que conforman la estructura de hormigón, de igual manera se presenta el peso de relleno, que en conjunto forman el peso propio de la presa.

El peso obtenido representa la carga máxima de la estructura, sin embargo hay que considerar que durante el proceso constructivo, la carga total no actúa de forma inmediata.

4.1.1. Peso propio estructura de hormigón

La geometría propuesta por Fichamba y Ñacata fue modificada en las zonas de difícil construcción como se muestra en la figura 60, manteniendo las pendientes originales para no comprometer la estabilidad de la estructura.



Figura 60 Geometría modificada. P. San Lorenzo

4.1.1.1. Presa San Lorenzo

Las figuras 61, 62 y 63 muestran la vista en planta de la estructura, geometría de los contrafuertes, y un corte de la pantalla.

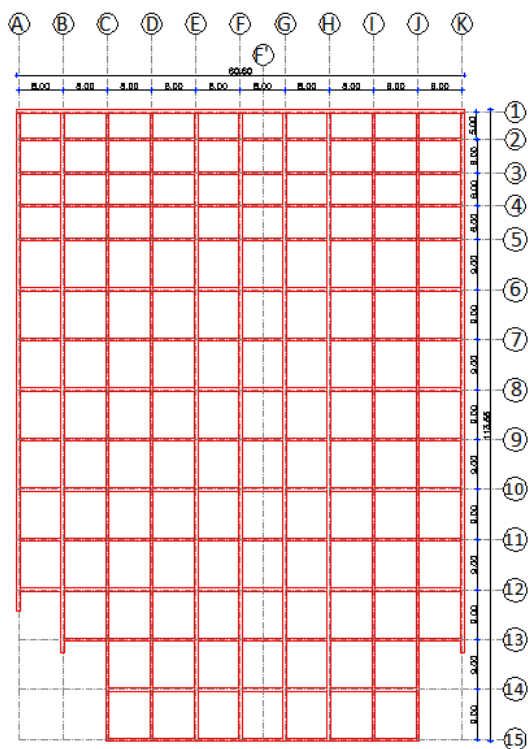


Figura 61 Vista en planta. P. San Lorenzo

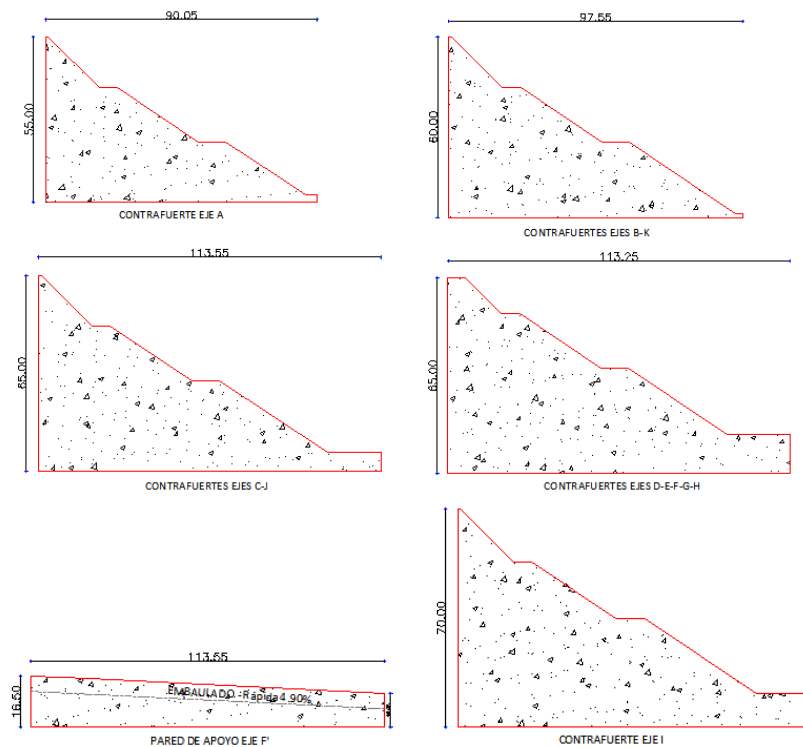


Figura 62 Geometría de contrafuertes. P. San Lorenzo

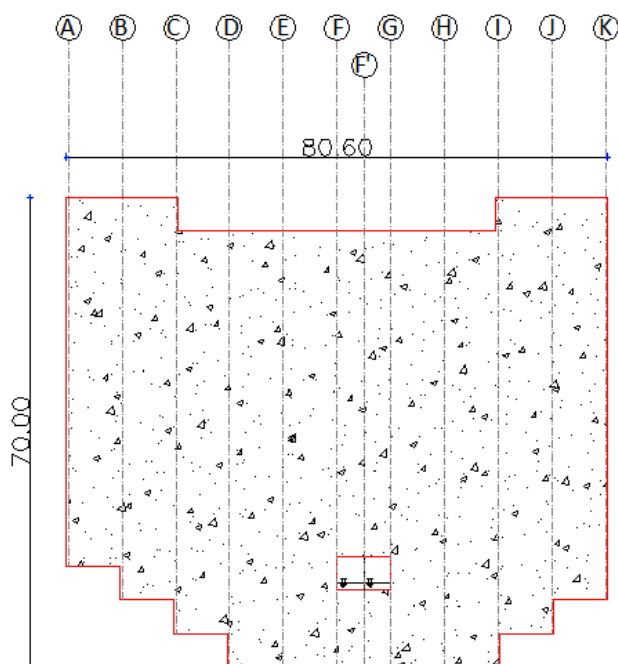


Figura 63. Corte de pantalla de hormigón. P. San Lorenzo

A partir de la geometría presentada, se determina la carga máxima permanente de la estructura de hormigón, resultados que se indican en la tabla 25.

Tabla 25
Carga de la estructura de hormigón. P. San Lorenzo

Descripción	Valor	Unidades
Paredes	71451,49	Tn
Pantalla	10400,49	Tn
Contrafuertes	96586,23	Tn
TOTAL	178438,2	Tn

4.1.1.2. Presa Saquimala

Las figuras 64, 65 y 66 muestran la vista en planta de la estructura, geometría de los contrafuertes, y un corte de la pantalla.

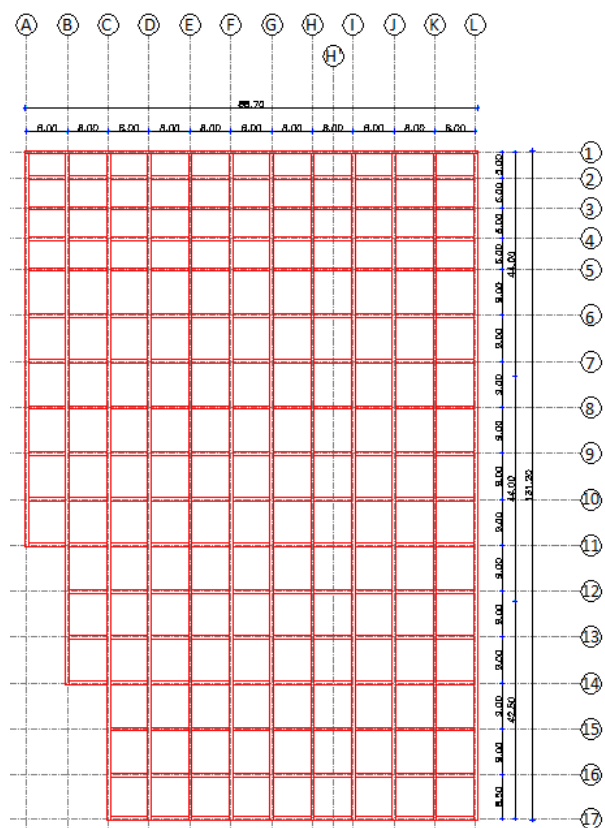


Figura 64 Vista en planta. P. Saquimala

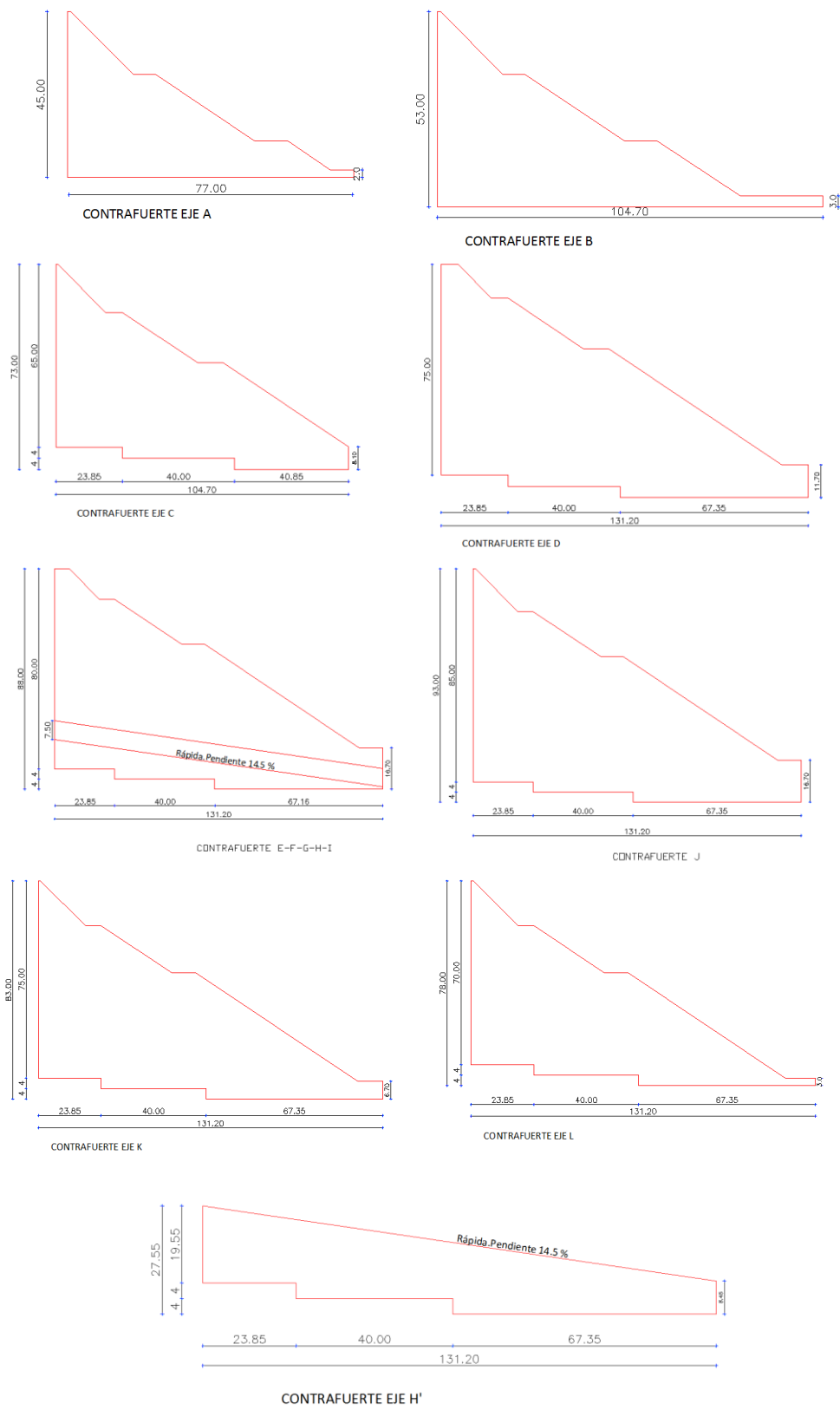


Figura 65 Geometría de contrafuertes. P. Saquimala

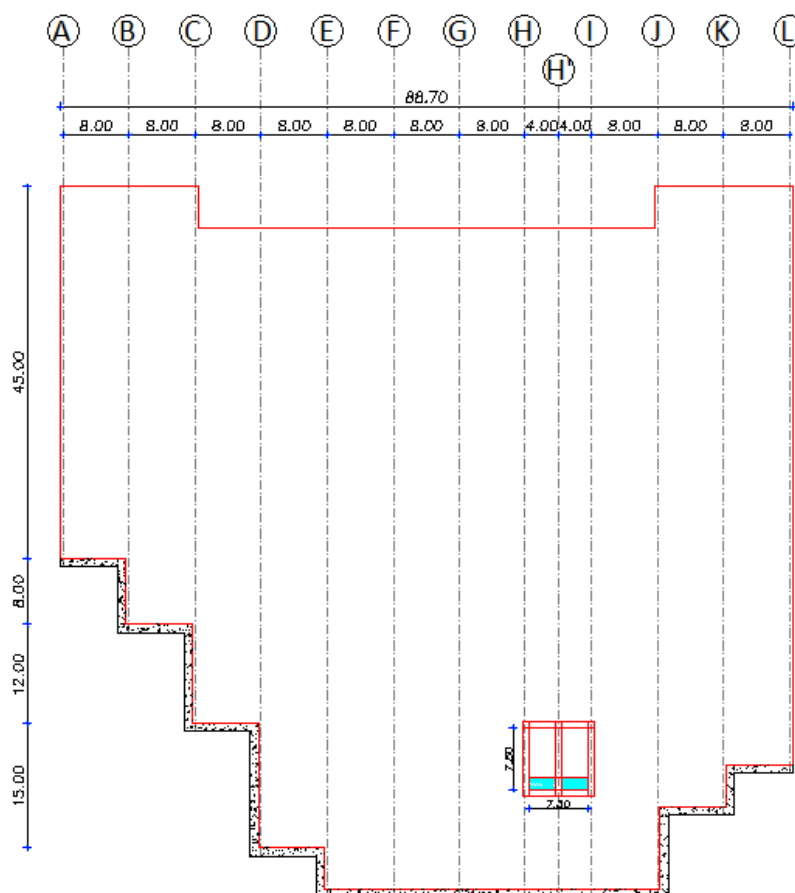


Figura 66 Corte de pantalla. P. Saquimala

La carga máxima permanente de la estructura de hormigón en la presa Saquimala se presenta en la tabla 26.

Tabla 26
Carga de la estructura de hormigón. P. Saquimala

Descripción	Valor	Unidades
Paredes	115441,84	Tn
Pantalla	13479,00	Tn
Contrafuertes	149733,65	Tn
TOTAL	278654,49	Tn

4.1.2. Peso de relleno

El material se colocará en las celdas que se forman entre las paredes y contrafuertes de la estructura de hormigón, formando así la presa mixta.

La densidad del material es de 1.6 T/m^3 , dato obtenido por Fichamba & Ñacata.

Se presentan las tablas 27 y 28 con la carga máxima de relleno en las presas San Lorenzo y Saquimala respectivamente.

Tabla 27
Carga del relleno. P. San Lorenzo

Descripción	Valor	Unidades
Relleno	361359,77	Tn

Tabla 28
Carga del relleno. P. Saquimala

Descripción	Valor	Unidades
Relleno	512963,78	Tn

Finalmente la carga máxima permanente para la presa San Lorenzo y Saquimala se muestra en la tabla 29.

Tabla 29
Carga máxima permanente

Presa	Peso Hormigón (Tn)	Peso Relleno (Tn)	Total (Tn)
San Lorenzo	178438,20	361359,77	539797,97
Saquimala	278654,49	512963,78	791618,29

4.2. Cargas dinámicas

4.2.1. Presión y fuerza del lahar

4.2.1.1. Presión del lahar

La presión del lahar se determina en base a resultados de ensayos de laboratorio realizados por Fichamba & Ñacata con muestras del sitio, donde se obtuvo el ángulo de fricción y peso específico del lahar.

Las tablas 30 y 31, presentan la presión del lahar que se obtiene en las presas San Lorenzo y Saquimala respectivamente.

Tabla 30
Presión del lahar. P. San Lorenzo

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Ángulo de fricción	ϕ	39,44	°
Peso específico del lahar	γ_a	2,03	Tn/m ³
Altura de la presa	H	70	m
Base de la presa	a	81	m
Coefficiente del empuje activo	Ka	0,223	-----
Presión del lahar	Wa	89852,34	Tn

Tabla 31
Presión del lahar. P. Saquimala

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Ángulo de fricción	ϕ	39,44	°
Peso específico del lahar	γ_a	2,03	Tn/m ³
Altura de la presa	H	93	m
Base de la presa	a	89	m
Coefficiente del empuje activo	Ka	0,223	
Presión del lahar	Wa	174262,61	Tn

Sin embargo la presión del lahar no se aplica directamente a la pantalla de hormigón, ya que la presa de materiales sueltos sirve como un colchón de amortiguamiento, tal y como se muestra en la figura 67.

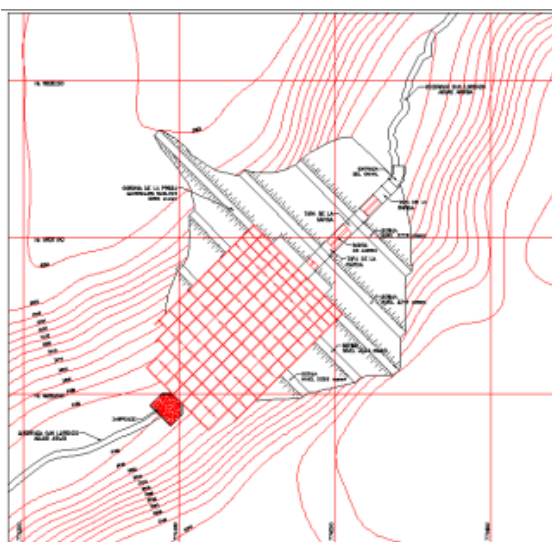


Figura 67 Implantación de la presa mixta

Considerando que la presa de tierra tiene un ángulo de inclinación de 36° se trabajará con la componente horizontal de la presión del lahar, como lo indica la figura 68.

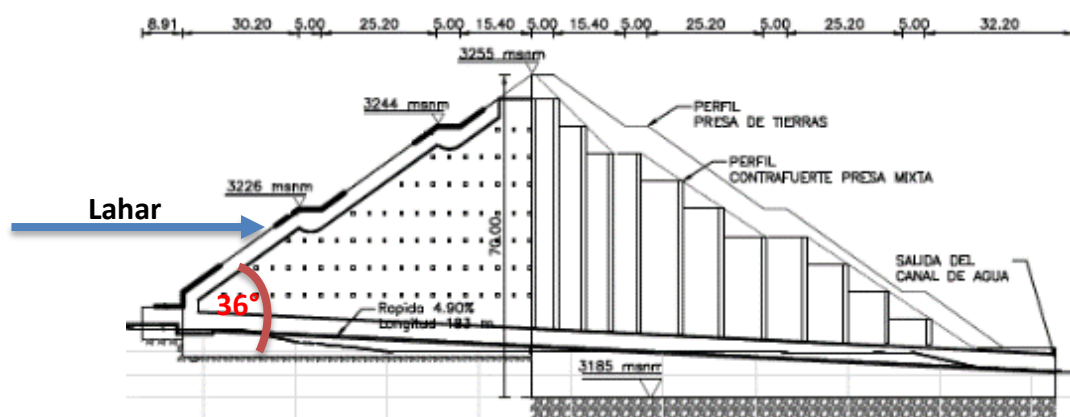


Figura 68 Inclinación en la presa de tierra

La componente horizontal de la presión del lahar que actúa sobre las presas, se muestran en la tabla 32

Tabla 32
Presión del lahar. P. Saquimala

Presas	Wa (Tn)
San Lorenzo	52813,88
Saquimala	102428,99

4.2.2. Presión del viento

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) en su capítulo Cargas No Sísmicas considera que, la acción del viento actúa como una presión (P) sobre los elementos, y presenta el siguiente procedimiento para el cálculo de dicha presión.

4.2.2.1. Velocidad instantánea máxima del viento

La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21m/s (75 km/h). (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

4.2.2.2. Velocidad corregida del viento

Corresponde al valor característico de la velocidad media del viento a lo largo de un período de 10 minutos, medida en una zona plana y desprotegida frente al viento, a una altura de 10 metros sobre el suelo.

La velocidad corregida del viento se obtendrá al multiplicar la velocidad instantánea máxima del viento por un coeficiente de corrección σ .

$$Vb = V \cdot \sigma$$

Donde:

Vb : Velocidad corregida del viento en m/s;

V : Velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno.

σ : Coeficiente de corrección

Coeficiente de corrección σ

El coeficiente de corrección depende de la altura y de las características topográficas, y/o de edificación del entorno es decir, el nivel de exposición de la estructura frente al viento. El NEC-15 reparte a las características topográficas en 3 categorías. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

- Categoría A (sin obstrucción): Edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- Categoría B (obstrucción baja): Edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.
- Categoría C (zona edificada): Zonas urbanas con edificios de altura.

Los valores del coeficiente de corrección se presentan en la tabla 33.

Tabla 33
Coeficiente de corrección

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80

CONTINÚA 

20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

4.2.2.3. Cálculo de la presión del viento

Para determinar la resistencia del elemento frente al empuje del viento, se establece una presión de cálculo P, cuyo valor se determinará mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot C_e \cdot C_f$$

Donde:

P: Presión de cálculo expresada en Pa (N/m²)

ρ : Densidad del aire expresada en Kg/m³. (Se puede adoptar 1.25 Kg/m³)

V_b : Velocidad corregida del viento.

C_e : Coeficiente de entorno/altura

C_f : Coeficiente de forma. (NEC-SE-CG, 2015, pp.6, 14-15)

4.2.2.4. Factor de forma Cf

Es un factor de corrección que tiene en cuenta la situación del elemento dentro de la fachada. Los valores de Cf, se presenta en la tabla 34.

Tabla 34
Factor de forma Cf

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5

CONTINÚA 

Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

4.2.2.5. Factor de entorno Ce

Es un factor de corrección que tiene en cuenta el grado de exposición al viento del elemento considerado. Los valores para el factor de forma Ce, se indican en la tabla 35.

Tabla 35
Factor de entorno Ce

Construcción	Coefficiente Ce
Elementos situados en patios interiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio y sin conexión con el espacio exterior por su parte inferior, así como ventanas interiores (en el caso de que se dispongan dobles ventanas)	0.3
Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor que la altura de la edificación, en bloques exentos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos a fachadas o patios de manzana	0.8
Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura	1.3
Elementos en fachadas muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros, y otros	1.5

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

4.2.2.6. Resultados

La presión del viento en las Presas San Lorenzo y Saquimala, se presentan en las tablas 36 y 37 respectivamente.

Tabla 36
Presión del viento. P. San Lorenzo

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Altura	h	70	m
Velocidad instantánea máxima del viento	V	21	m/s
Coefficiente de corrección	σ	1,19	
Velocidad corregida del viento	Vb	25,04	m/s
Densidad del aire	ρ	1,25	Kg/m ³
Coefficiente de entorno/altura	Ce	1,50	--
Coefficiente de forma	Cf	0,8	--
Presión del viento	P	0,05	Tn/m ²

Tabla 37
Presión del viento. P. Saquimala

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Altura	h	93	m
Velocidad instantánea máxima del viento	V	21	m/s
Coefficiente de corrección	σ	1,22	
Velocidad corregida del viento	Vb	25,68	m/s
Densidad del aire	ρ	1,25	Kg/m ³
Coefficiente de entorno/altura	Ce	1,50	--
Coefficiente de forma	Cf	0,8	--
Presión del viento	P	0,05	Tn/m ²

4.2.3. Análisis pseudo-estático

La tabla 38, presenta la aceleración máxima en roca (z), peso total de la presa (G), coeficiente sísmico horizontal (α_h), coeficiente sísmico vertical (α_v), fuerza sísmica horizontal (Sh) y fuerza sísmica vertical (Sv), en las quebradas San Lorenzo y Saquimala.

Las fuerzas sísmicas se calculan con las siguientes ecuaciones

$$S = G * \alpha$$

$$\alpha_h = \frac{z}{1 + 3z}$$

$$\alpha_v = \frac{2}{3} \alpha_h$$

Tabla 38
Fuerzas sísmicas. Q. San Lorenzo - Q. Saquimala

Quebrada	z	G (Tn)	α_h	α_v	Sh (Tn)	Sv (Tn)
San Lorenzo	0,40	539797,97	0,18	0,12	98145,09	65430,06
Saquimala	0,40	791618,29	0,18	0,12	143916,21	95944,14

4.2.4. Espectro de diseño

La figura 69 presenta las zonas sísmicas de Ecuador.

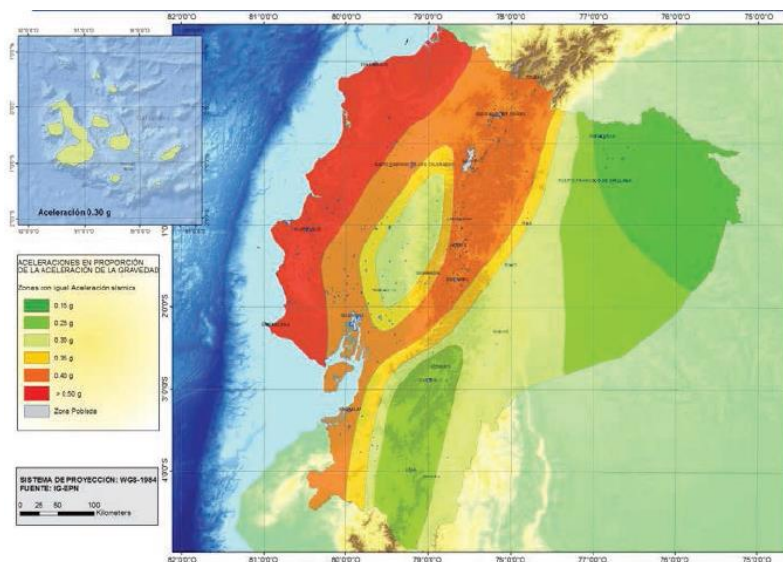


Figura 69 Zonas sísmicas

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

4.2.4.1. Factor Z

Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

El sitio de estudio corresponde a una zona sísmica V, cuyo valor Z es 0.4, lo cual se presenta en la figura 70.

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

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Figura 70 Valores del factor Z

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

4.2.4.2. Factores de sitio

Las presas San Lorenzo y Saquimala se encuentran ubicadas en un tipo de perfil de suelo C (capítulo 3).

- a) **Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (Figura 71).**

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Figura 71 Factores de sitio F_a

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

- b) **Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Figura 72).**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Figura 72 Factores de sitio F_d

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

c) **F_s: Comportamiento no lineal de los suelos (Figura 73)**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Figura 73 Factores de sitio F_s

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

4.2.4.3. **Espectro elástico**

a) **Factor η**

Varía dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$\eta=2,48$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

La figura 74 presenta un esquema del espectro de diseño a emplear.

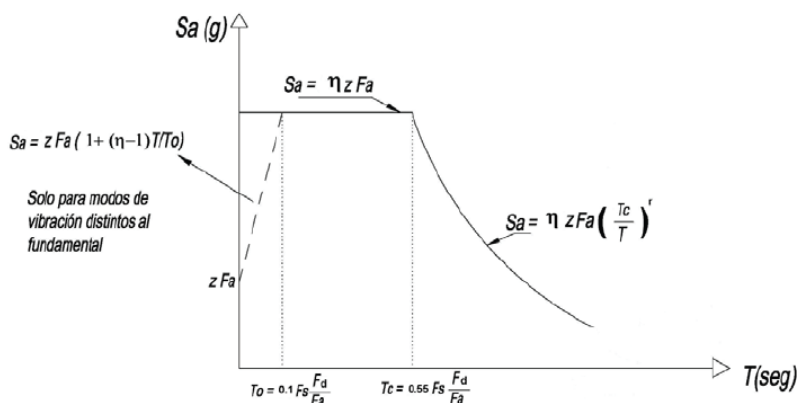


Figura 74 Espectro de diseño

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

4.2.5. Factor de reducción de respuesta para estructuras diferentes a las de edificación (Figura 75)

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

Tabla 18 : Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación

Figura 75 Factor de reducción de respuesta R

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

Para el diseño se considera no reducir las fuerzas sísmicas debido a la importancia de la estructura.

4.2.6. Factor de importancia (Figura 76)

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Figura 76 Factor de importancia I

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

CAPITULO V

MODELACIÓN Y DISEÑO

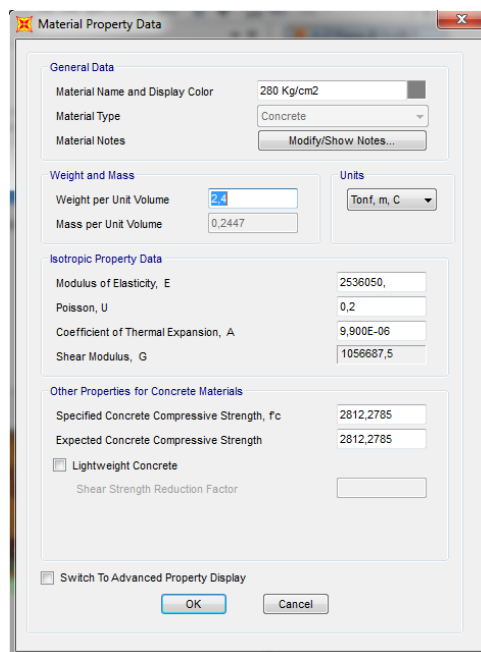
5.1. Elaboración de modelos matemáticos

La modelación de las presas San Lorenzo y Saquimala, se realiza en el software computacional Sap2000. La elaboración del modelo se lleva a cabo mediante elementos finitos, a los cuales se aplica las solicitaciones de carga previamente establecidas.

Se presenta de forma general la condición inicial de diseño para el cálculo de las presas y sus respectivos modelos.

- **Material**

Por tratarse de una estructura de gran importancia se utiliza un hormigón con resistencia a la compresión $f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$. Las propiedades del material asignado se presenta en la figura 77.



The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is set to '280 Kg/cm2'. Material Type is 'Concrete'. There is a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is '24' and Mass per Unit Volume is '0,2447'. The Units dropdown is set to 'Tonf, m, C'.
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E is '2536050', Poisson, U is '0,2', Coefficient of Thermal Expansion, A is '9,900E-06', and Shear Modulus, G is '1056687,5'.
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f'_c is '2812,2785'. Expected Concrete Compressive Strength is '2812,2785'. There is a checkbox for 'Lightweight Concrete' which is unchecked, and a 'Shear Strength Reduction Factor' field which is empty.
- At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' which is unchecked, and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 77 Definición material hormigón

5.1.1. Modelación de la estructura en Sap2000 (Pre-dimensionamiento)

Se describe a continuación el procedimiento llevado a cabo para la modelación de las estructuras en Sap2000.

5.1.1.1. Presa San Lorenzo

- Secciones

Las secciones a ingresar en esta primera etapa serán las propuestas por Fichamba & Ñacata, los cuales proponen una sección inicial de 1 metro en la pantalla, paredes y contrafuertes. Se define a los elementos como tipo *Shell thick* por tratarse de una placa gruesa que aporta inercia y absorbe esfuerzos. Las figuras 78,79 y 80 presentan las secciones mencionadas.

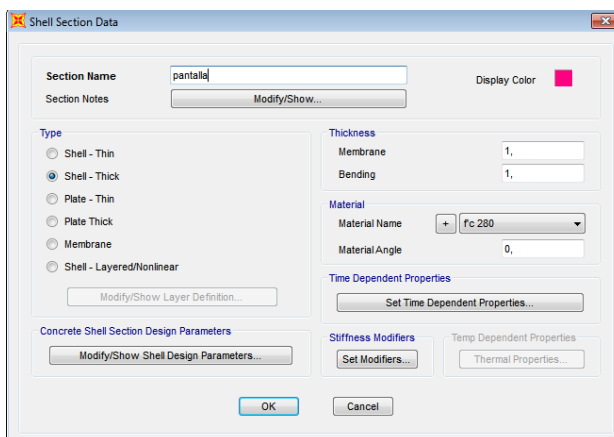


Figura 78 Sección pantalla, espesor 1m.

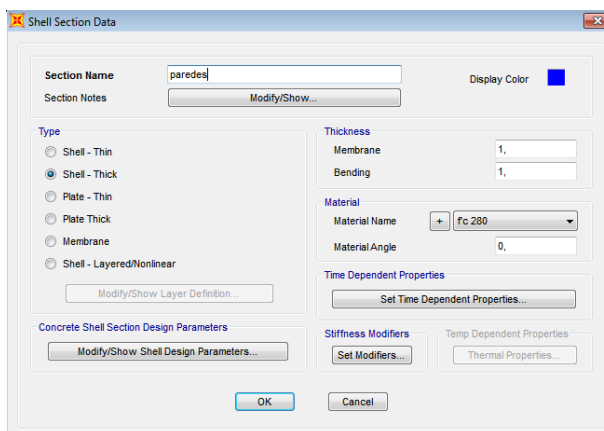


Figura 79 Sección paredes, espesor 1m

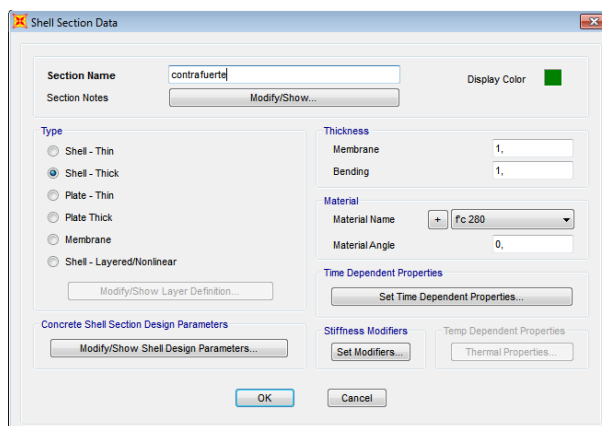


Figura 80 Sección contrafuerte, espesor 1m

Una vez definidas las secciones se procede a modelar la geometría de cada uno de los elementos de la presa, para lo cual se debe considerar los siguientes aspectos.

- El elemento dovela no debe formarse con más de 4 aristas.
- Al tratarse de una estructura tridimensional, todos los puntos de unión deberán estar conectados en cada uno de sus planos, es decir, no pueden haber puntos de unión libres.
- Los ejes de coordenadas locales deben ser los mismos en cada una de las dovelas, de cada elemento.

La figuras 81,82 y 83 muestran el modelamiento de 3 elementos que conforman la presa de hormigón, en la quebrada San Lorenzo.

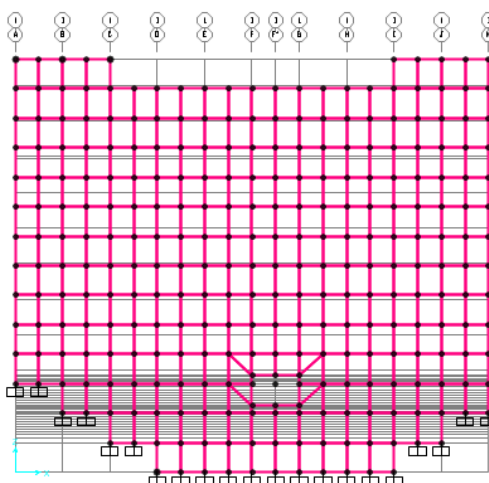


Figura 81 Pantalla principal

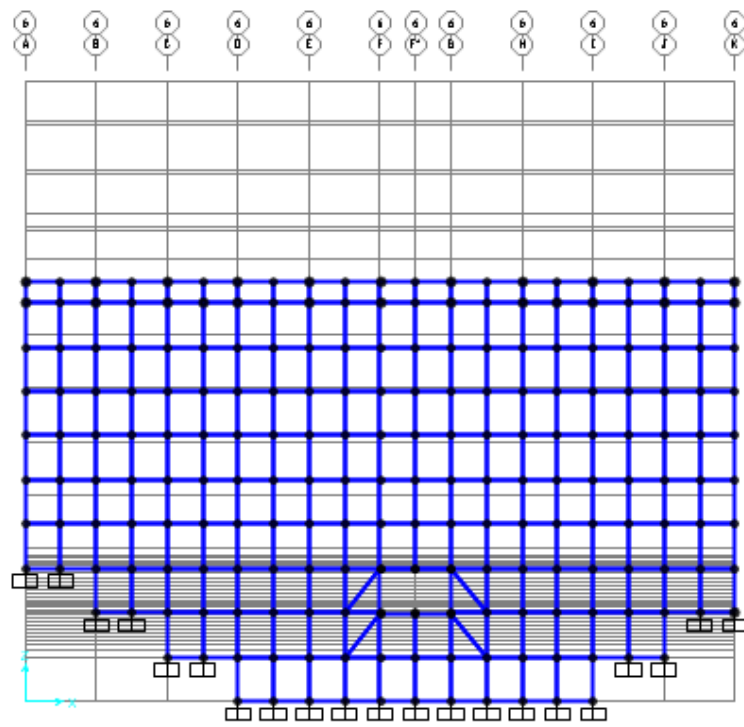


Figura 82 Pared eje 6

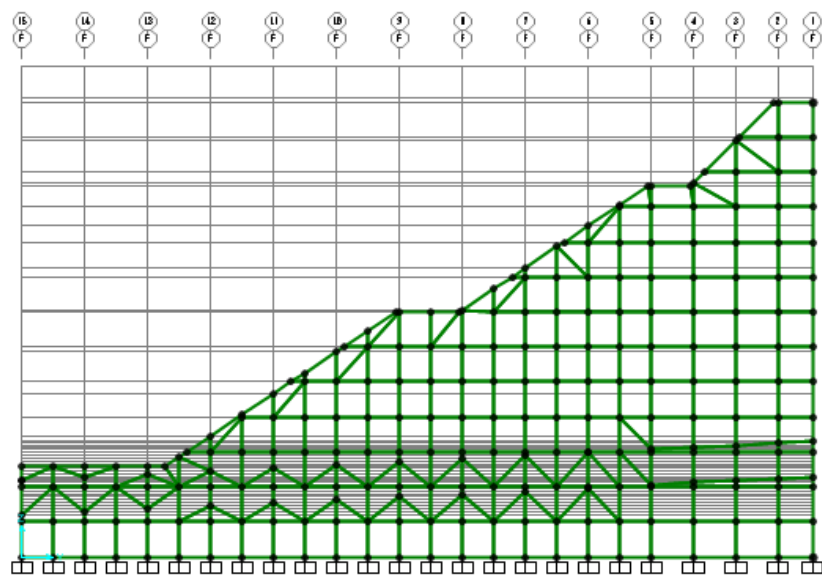


Figura 83 Contrafuerte -F-

El modelo en conjunto de toda la presa San Lorenzo se presenta en la figura 84.

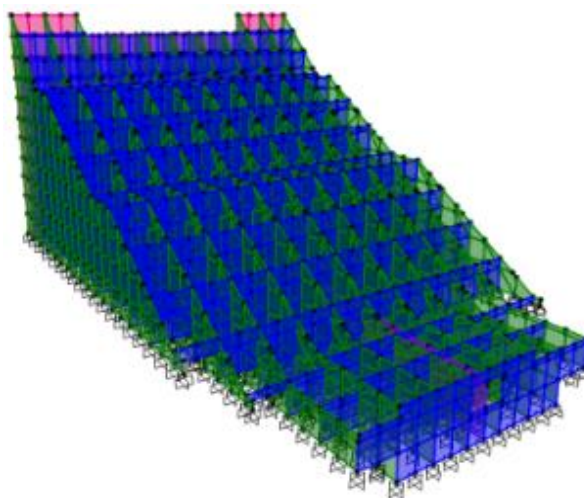


Figura 84 Modelo en Sap2000

- **Definición de cargas**

Las cargas que se asignan a los elementos dovela son:

- Peso propio de la estructura (calcula por defecto el programa)
- Presión del relleno.
- Presión del lahar.
- Presión del viento.
- Sismo (Sentido X-Y)

La definición de cada una de estas cargas, se lo realiza por medio de la función *define load patterns*, como se muestra en la figura 85.

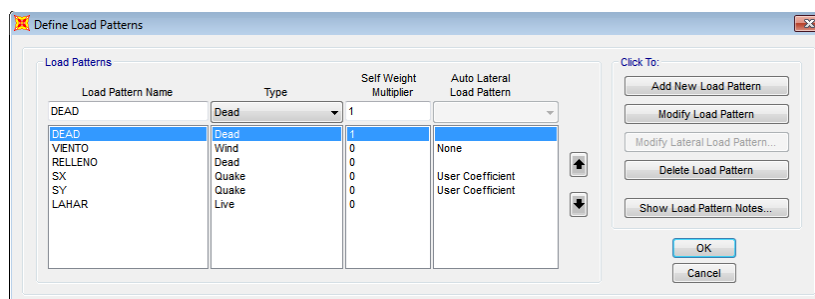


Figura 85 Definición de cargas

Los coeficientes a ingresar para el análisis sísmico por el método estático se determinaron en el capítulo 4, siendo los siguientes:

Para el sismo en sentido X, $C=0.1818$, para el sentido Y, $C=0.1212$. Dichos coeficientes se presentan en las figuras 86 y 87

The screenshot shows the 'User Defined Seismic Load Pattern' dialog box. It is divided into three main sections:

- Load Direction and Diaphragm Eccentricity:**
 - Global X Direction
 - Global Y Direction
 - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0,05
 - Override Diaph. Eccen. button: Override...
- Other Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0,1818
 - Building Height exp., K: 1,
- Lateral Load Elevation Range:**
 - Program Calculated
 - User Specified
 - Reset Defaults button
 - Max Z: []
 - Min Z: []

Buttons: OK, Cancel

Figura 86 Coeficiente cortante basal, sentido X

The screenshot shows the 'User Defined Seismic Load Pattern' dialog box. It is divided into three main sections:

- Load Direction and Diaphragm Eccentricity:**
 - Global X Direction
 - Global Y Direction
 - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0,05
 - Override Diaph. Eccen. button: Override...
- Other Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0,1212
 - Building Height exp., K: 1,
- Lateral Load Elevation Range:**
 - Program Calculated
 - User Specified
 - Reset Defaults button
 - Max Z: []
 - Min Z: []

Buttons: OK, Cancel

Figura 87 Coeficiente cortante basal, sentido Y

- **Definición del espectro de diseño, análisis dinámico**

El análisis dinámico se lo puede realizar por medio de dos funciones, tales como: el espectro de diseño y tiempo historia.

Para el presente proyecto se empleará el espectro de diseño, el cual está definido por la norma ecuatoriana vigente. Sap2000 brinda la opción de generar dicho espectro de forma directa, por medio de la opción *functions- response spectrum*, el

espectro generado con los factores de sitio y el tipo de suelo descritos en el capítulo 4 se muestra en la figura 88.

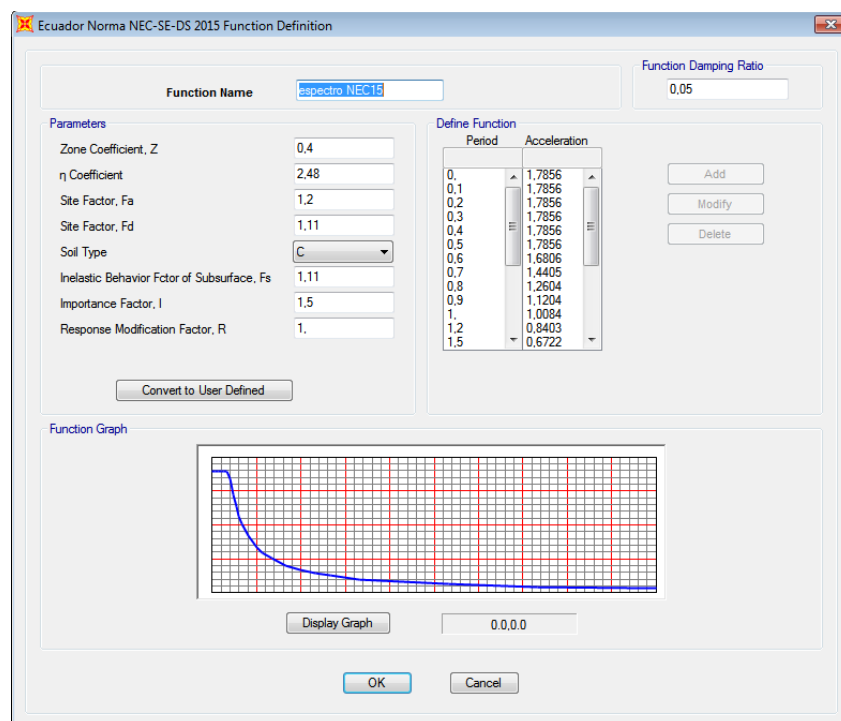


Figura 88 Espectro de Diseño

- **Mass Source**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo NEC-SE-DS (Peligro Sísmico) establece lo siguiente:

La carga sísmica W , representa la carga reactiva por sismo. Para el caso general

$$W = D$$

Dónde:

D: Carga muerta total de la estructura.

Se establece la carga reactiva por sismo en el programa mediante la opción *mass source*, se presenta en la figura 89 lo mencionado.

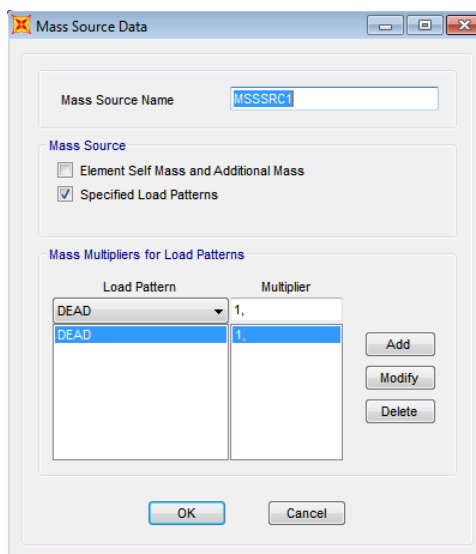


Figura 89 Definición de la carga reactiva por sismo

- **Asignación de cargas**

Una vez definidas las cargas a las cuales está expuesta la estructura, se procede a asignar dichas cargas a los elementos dovelas. Los valores de las cargas a asignar se presentaron en el capítulo 4.

a) La presión del viento se presenta en la figura 90.

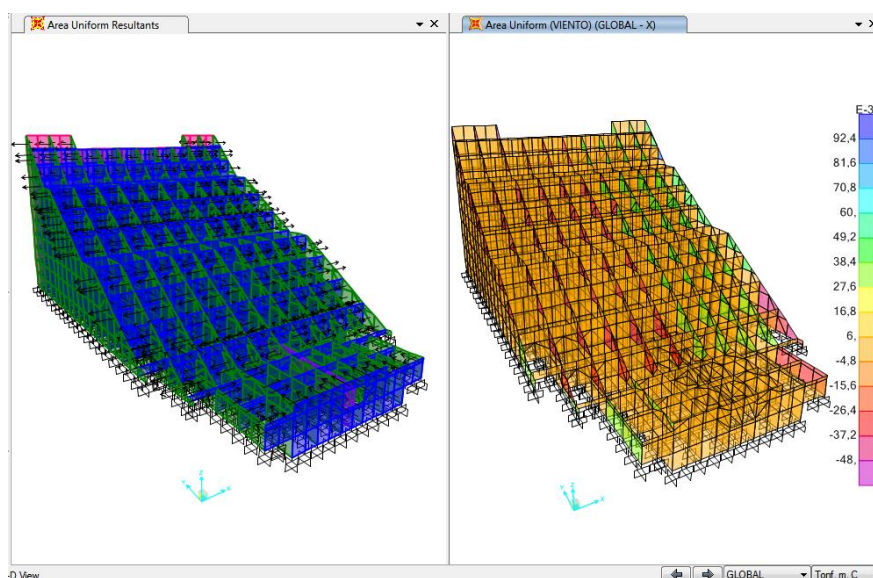


Figura 90 Presión del viento

b) La presión del lahar se presenta en la figura 91.

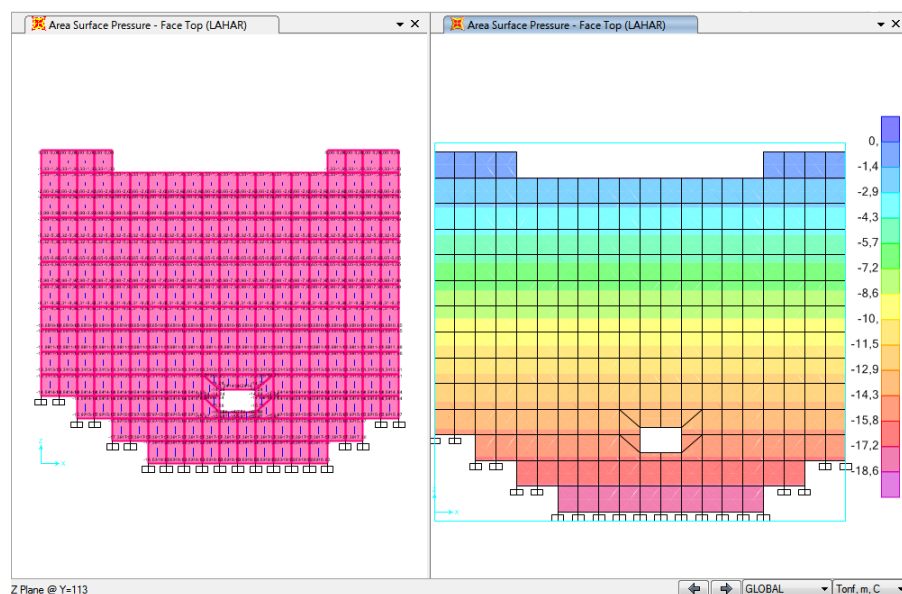


Figura 91 Presión de lahar

c) La presión del relleno en pantalla y paredes se presenta en las figuras 92 y 93.

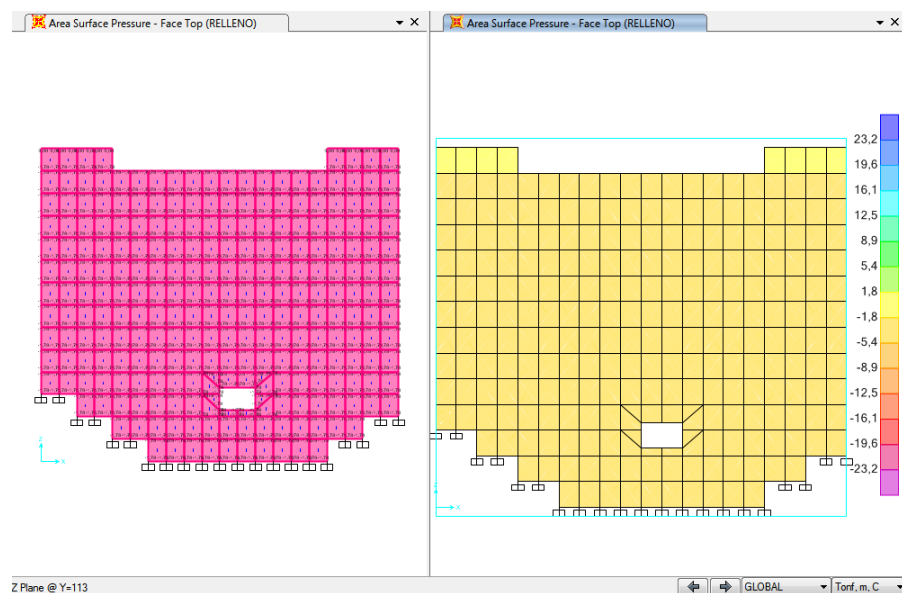


Figura 92 Presión del relleno en pantalla y paredes

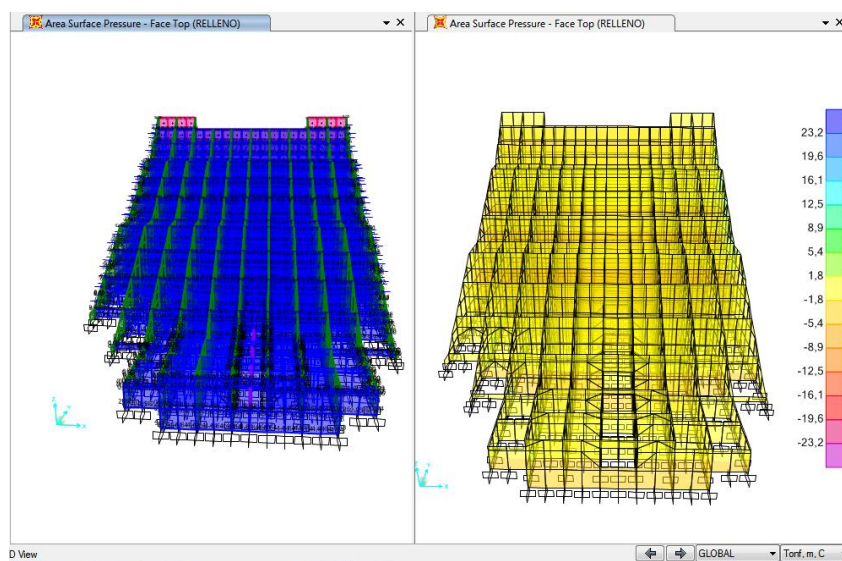


Figura 93 Presión del relleno en pantalla y paredes (vista 3D)

- d) La presión del relleno en contrafuertes se presenta en las figuras 94 y 95

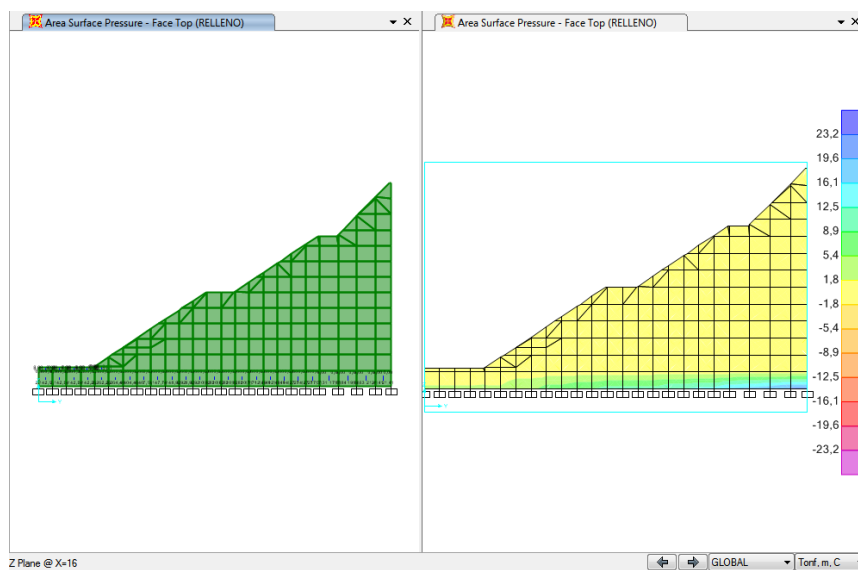


Figura 94 Presión del relleno en contrafuertes

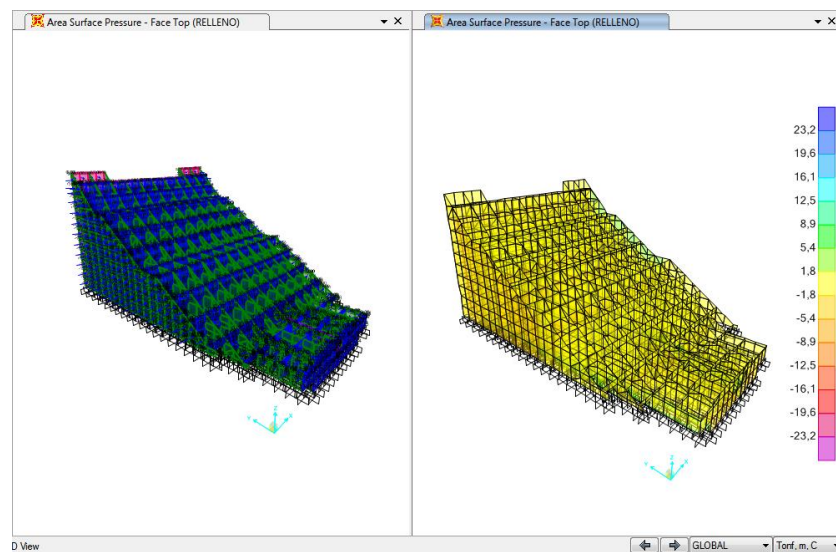


Figura 95 Presión del relleno en contrafuertes (vista 3D)

- **Combinaciones de carga**

Las combinaciones de carga a usar son las indicadas en el capítulo NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas), además de las que se consideren necesarias para el correcto modelo de la estructura.

Las combinaciones de carga por última resistencia empleadas son:

- 1.4D
- 1,2D+1.6L
- 1,2D+L
- 1,2D+1,0W+L
- 1,2D±1,0E+L
- 0,9D+1,0W
- 0,9D±1,0E
- 1,2D+0,9H
- 1,2D+1,6H
- 1,2D+1,6H±1,0E
- 1,2D+1,6H+1,6L
- 1,2D+1,6H±1,0E+1,0L

Cabe mencionar que el análisis se lo realiza con la envolvente.

La figura 96 presenta las combinaciones de carga asignadas.

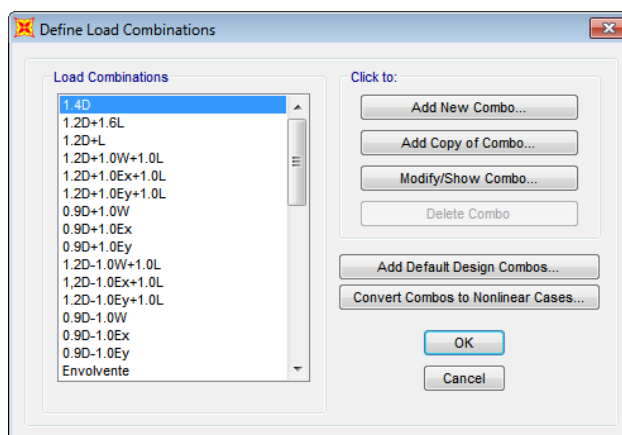


Figura 96 Combinaciones de carga

- **Verificaciones**
- Coeficiente de seguridad al volcamiento

$$Ksv = \frac{Me}{Mv} \geq 1,5$$

Dónde:

Me: Momento estabilizador

Mv: Momento volcador

Para el momento estabilizador (Me) se considera el peso propio de la estructura y el peso de los rellenos en las celdas. Es necesario mencionar que para determinar este momento estabilizador se hizo una mayoración en el peso específico del hormigón, y que de esta forma el programa considere también el peso del relleno.

- Factor de mayoración del peso específico del material

El peso total de la estructura (hormigón + relleno) se presenta en la tabla 39.

Tabla 39
Pesos de estructura hormigón y relleno

Descripción	Cantidad	Unidades
Peso estructura hormigón	189484,14	Tn
Peso material relleno	361359,77	Tn
Total (hormigón +relleno)	550843,91	Tn

El factor de mayoración se obtiene a partir de:

$$f_c = \gamma_h + \frac{P. \text{relleno} * \gamma_h}{P. \text{hormigón}}$$

$$f_c = 2,4028 + \frac{361359,77 * 2,4028}{189484,14} = 6,9851$$

En la figura 97 se muestra el ingreso del factor de mayoración en el material.

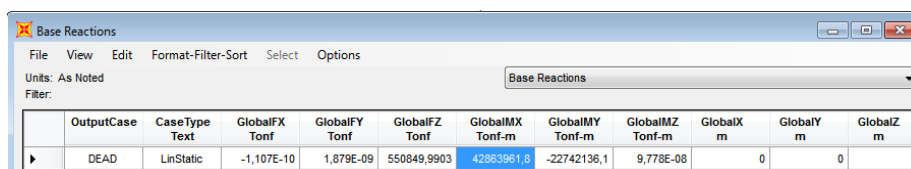
The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It contains several sections for defining material properties:

- General Data:** Material Name and Display Color: "fc 280"; Material Type: "Concrete"; Material Notes: "Modify/Show Notes..."
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: "6,9851"; Mass per Unit Volume: "0,7123"; Units: "Tonf, m, C"
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E: "2536050"; Poisson, U: "0,2"; Coefficient of Thermal Expansion, A: "9,900E-06"; Shear Modulus, G: "1056687,5"
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f_c: "2812,2785"; Expected Concrete Compressive Strength: "2812,2785"; Lightweight Concrete: ; Shear Strength Reduction Factor: (empty field)
- Switch To Advanced Property Display:**

Buttons for "OK" and "Cancel" are at the bottom.

Figura 97 Factor de mayoración en el material

Por lo tanto el momento estabilizador, considerando el peso propio de la estructura y el peso del material de relleno es $M_e = 42863961,80 \text{ Tn} - m$, este resultado se presenta en la figura 98.



	OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m
▶	DEAD	LinStatic	-1,107E-10	1,879E-09	550849,9903	42863961,8	-22742136,1	9,778E-08	0	0	

Figura 98 Reacciones en la base con factor de mayoración

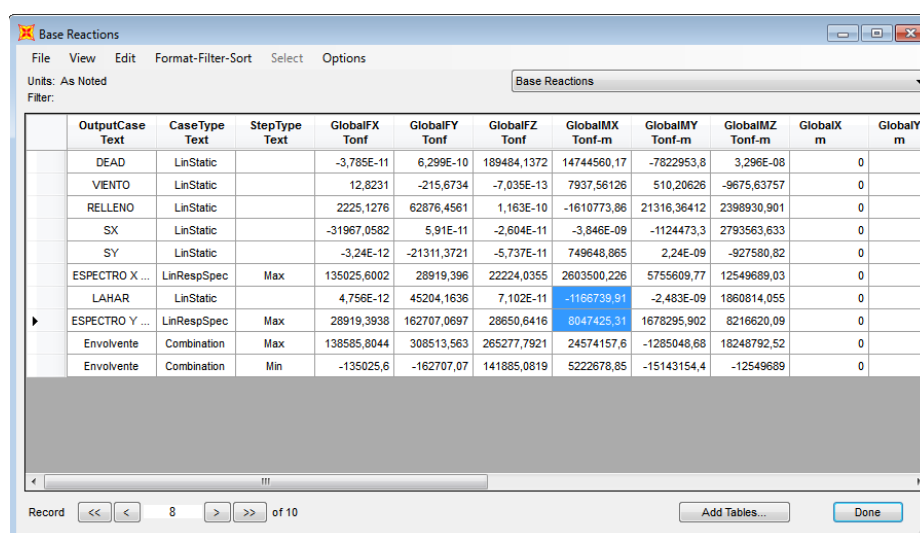
- Momento volcador

El momento volcador está conformado por los momentos que producen las fuerzas horizontales del sismo y lahar, y es por esto, que en este análisis no se utiliza el factor de mayoración del material. Los momentos producidos por dichas fuerzas son:

$$M_{lahar} = 1166739,91 \text{ Tn} - m$$

$$M_{sismo} = 8047425,31 \text{ Tn} - m$$

Estos resultados se presentan en la figura 99.



	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m	GlobalX m	GlobalY m
	DEAD	LinStatic		-3,785E-11	6,299E-10	189484,1372	14744560,17	-7822953,8	3,296E-08	0	
	VIENTO	LinStatic		12,8231	-215,6734	-7,035E-13	7937,56126	510,20626	-9675,63757	0	
	RELLENO	LinStatic		2225,1276	62876,4561	1,163E-10	-1610773,86	21316,36412	2398930,901	0	
	SX	LinStatic		-31967,0582	5,91E-11	-2,604E-11	-3,846E-09	-1124473,3	2793563,633	0	
	SY	LinStatic		-3,24E-12	-21311,3721	-5,737E-11	749648,865	2,24E-09	-927580,82	0	
	ESPECTRO X ...	LinRespSpec	Max	135025,6002	28919,396	22224,0355	2603500,226	5755609,77	12549689,03	0	
	LAHAR	LinStatic		4,758E-12	45204,1636	7,102E-11	-1166739,91	-2,483E-09	1860814,055	0	
▶	ESPECTRO Y ...	LinRespSpec	Max	28919,3938	162707,0697	28650,6416	8047425,31	1678295,902	8216620,09	0	
	Envolvente	Combination	Max	138585,8044	308513,563	265277,7921	24574157,6	-1285048,68	18248792,52	0	
	Envolvente	Combination	Min	-135025,6	-162707,07	141885,0819	5222678,85	-15143154,4	-12549689	0	

Figura 99 Reacciones en la base

El factor de seguridad al volcamiento se presenta en la tabla 40.

Tabla 40
Coefficiente de seguridad al volcamiento

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Momento volcador (lahar + sismo)	Mv	9214165,22	Tn-m
Momento estabilizador (estructura hormigón + relleno)	Me	42863961,80	Tn-m
	Ksv=	4,65	<u>OK</u>

- Coeficiente de seguridad al deslizamiento

$$Ksd = \frac{fN \cos \alpha + T \sin \alpha + cF}{T \cos \alpha + N \sin \alpha}$$

Al igual que el coeficiente de seguridad al volcamiento, para las fuerzas verticales (N) se considera el peso de la estructura en conjunto con el peso del relleno.

En el caso del deslizamiento se considera este análisis para dos tipos de condiciones, siendo estas: condiciones normales (lahar), y condiciones extremas (lahar y sismo).

El factor de seguridad al deslizamiento en condiciones normales y extremas se presenta en las tablas 41 y 42 respectivamente.

Tabla 41
F.S.D. en condiciones normales (lahar)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	f	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	550849,99	T
Ángulo	α	0	---
Sumatoria de fuerzas horizontales	T	45204,16	T
Base de la presa de hormigón	F	113	M
Cohesión	C	20	Tn/m ²
Ksd >= 1,3 Condiciones normales		7,97	<u>OK</u>

Tabla 42
F.S.D. condiciones extremas (lahar, sismo)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	f	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	550849,99	T
Ángulo	α	0	---
Sumatoria de fuerzas horizontales	T	207911,23	T
Base de la presa de hormigón	F	113	m
Cohesión	c	20	Tn/m2
Ksd \geq 1,1		1,73	<u>OK</u>

- Desplazamientos

De acuerdo al ACI 318, el desplazamiento máximo no debe exceder $lc/150$.

Los desplazamientos máximos se presentan en la figura 100.

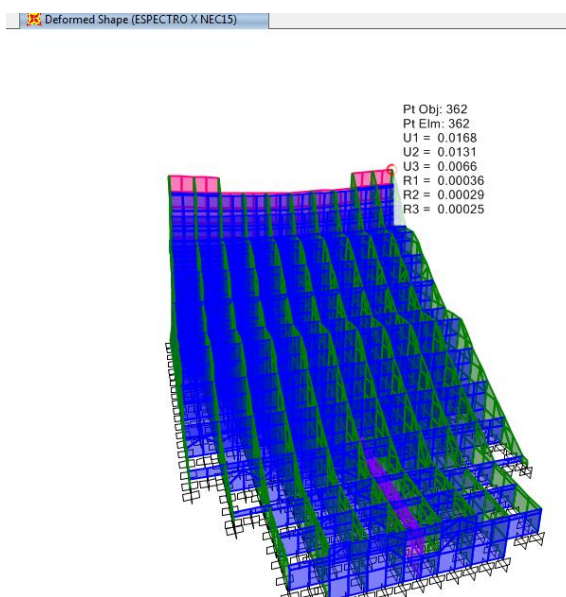


Figura 100 Desplazamiento máximo

Desplazamiento en x:

$$\frac{lc}{150} = \frac{5 \text{ m}}{150} = 0,033 \text{ m}$$

$$0,0168\text{m} < 0,033 \text{ m } \textit{OK}$$

Desplazamiento en y:

$$\frac{lc}{150} = \frac{5\text{ m}}{150} = 0,033\text{ m}$$

$$0,027\text{ m} < 0,033\text{ m OK}$$

- **Resultados**

Una vez establecidos todas las solicitaciones de carga y creadas las respectivas combinaciones, se procede a correr el programa y analizar sus respectivos resultados.

- **Peso y periodo**

El peso de la estructura mixta compuesta por la presa de hormigón y el material de relleno es de $550849,99\text{ (Tn)}$ y el periodo fundamental de vibración es $0,152\text{ s}$.

- **Momentos**

Los momentos se obtienen a partir de la envolvente de las combinaciones de carga. El momento máximo obtenido en la presa San Lorenzo se presenta en la figura 101.

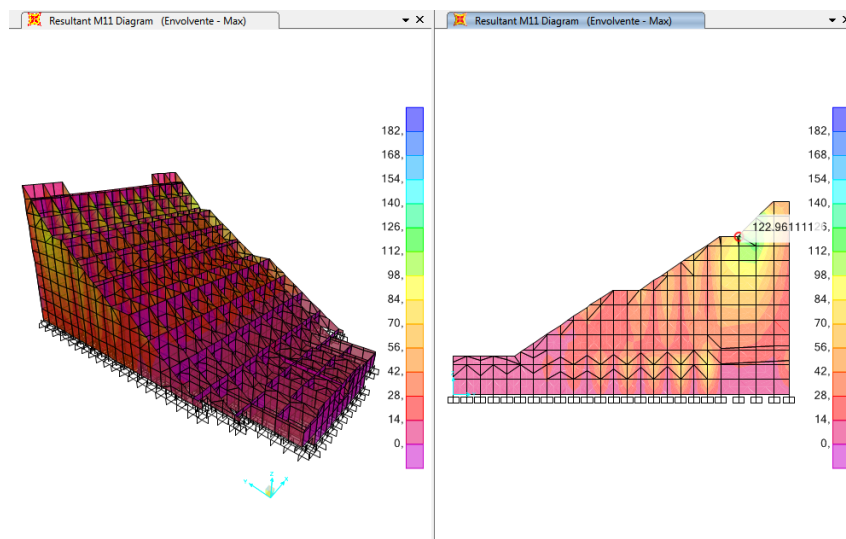


Figura 101 Momentos máximos

$$M_{\text{máx}} = 122,96\text{ Tn} - \text{m}$$

$$\rho = 0,00389$$

De la verificación y los resultados obtenidos en el pre- dimensionamiento se puede decir que:

Debido a que la cuantía de acero obtenida es inferior a la cuantía de acero máxima permisible ($\rho=0,01445$) se reducirá el espesor de las secciones con el fin de optimizar los recursos, siempre y cuando esta nueva sección cumpla con los parámetros necesarios de diseño, coeficientes de seguridad y chequeo de cortantes.

5.1.1.2. Presa Saquimala

• Secciones

Las secciones a ingresar en esta primera etapa serán las propuestas por Fichamba & Ñacata, los cuales proponen una sección inicial de 1 metro en la pantalla, paredes y contrafuertes. Se define a los elementos como tipo *Shell thick* por tratarse de una placa gruesa que aporta inercia y absorbe esfuerzos. Las figuras 102,103 y 104 presentan las secciones mencionadas.

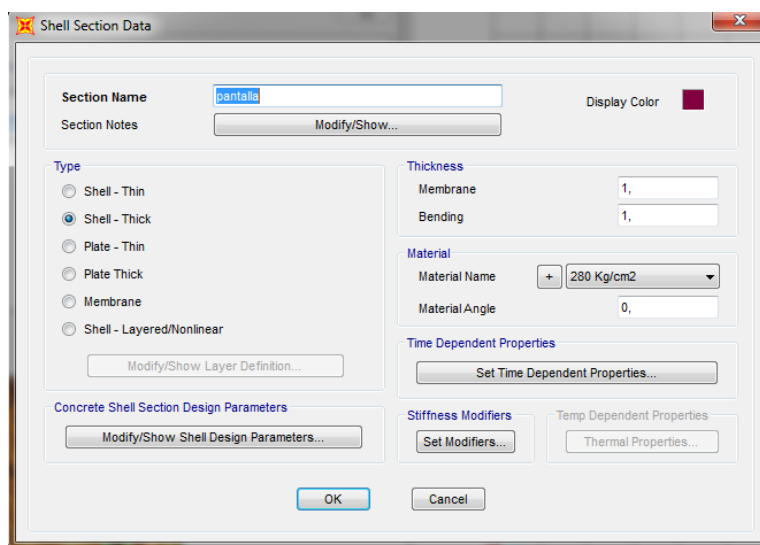


Figura 102 Sección pantalla, espesor 1m.

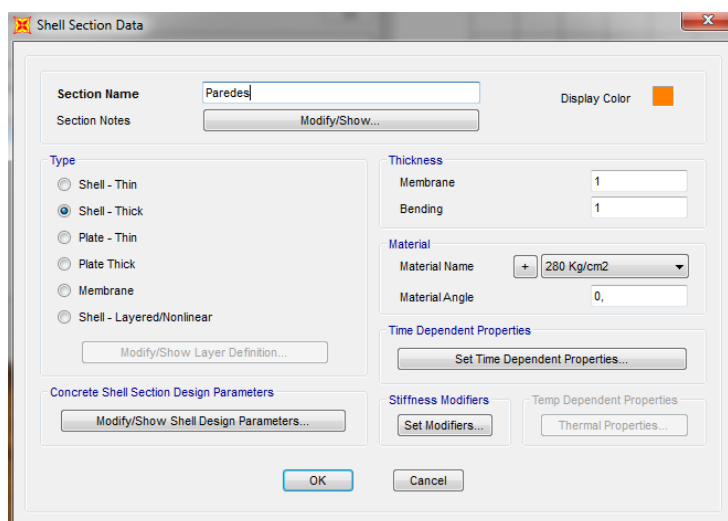


Figura 103 Sección paredes, espesor 1m

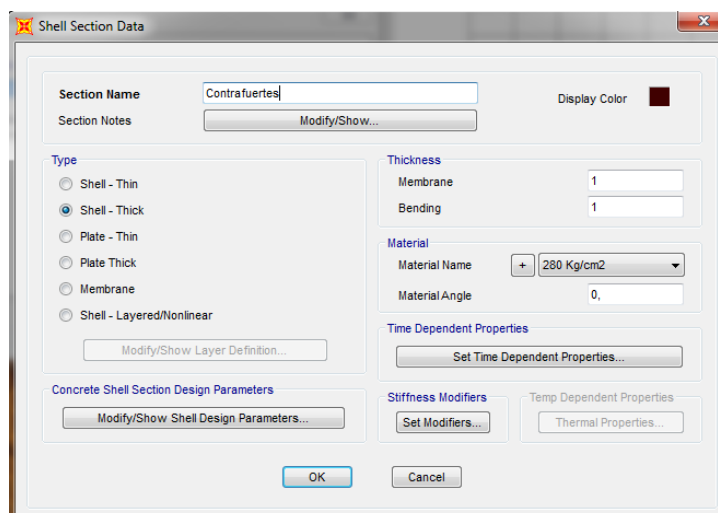


Figura 104 Sección contrafuerte, espesor 1m

Una vez definidas las secciones se procede a construir la geometría de cada uno de los elementos de la presa, para lo cual se debe considerar los siguientes aspectos.

- El elemento dovela no debe formarse con más de 4 aristas.
- Al tratarse de una estructura tridimensional, todos los puntos de unión deberán estar conectados en cada uno de sus planos, es decir, no pueden haber puntos de unión libres.
- Los ejes de coordenadas locales deben ser los mismos en cada una de las dovelas, de cada elemento.

La figuras 105,106 y 107 muestran el modelamiento de 3 elementos que conforman la presa de hormigón, en la quebrada Saquimala.

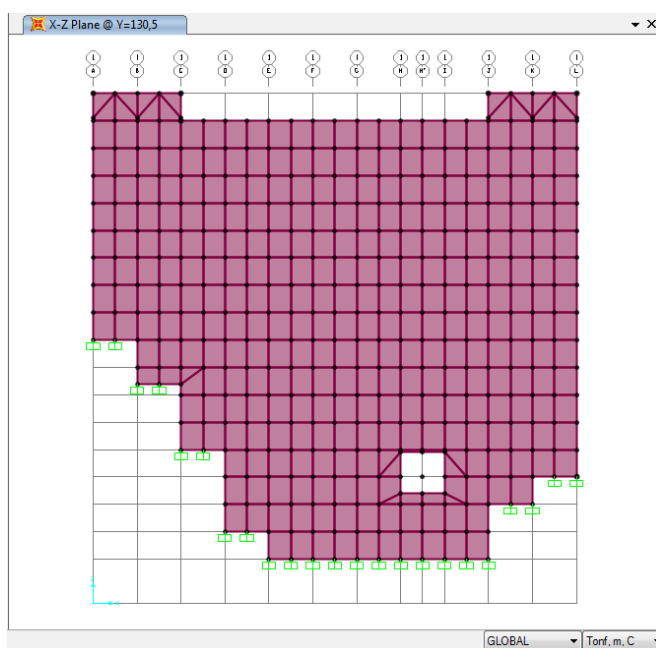


Figura 105 Pantalla principal

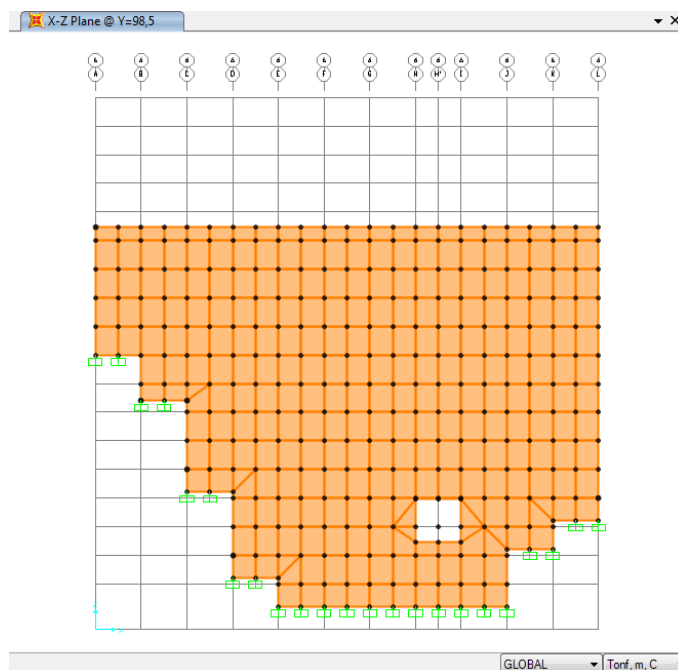


Figura 106 Pared eje 6

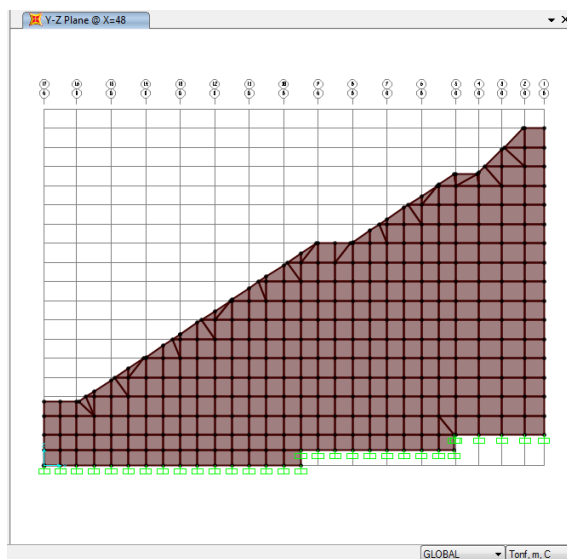


Figura 107 Contrafuerte -G-

El modelo en conjunto de toda la presa Saquimala se presenta en la figura 108.

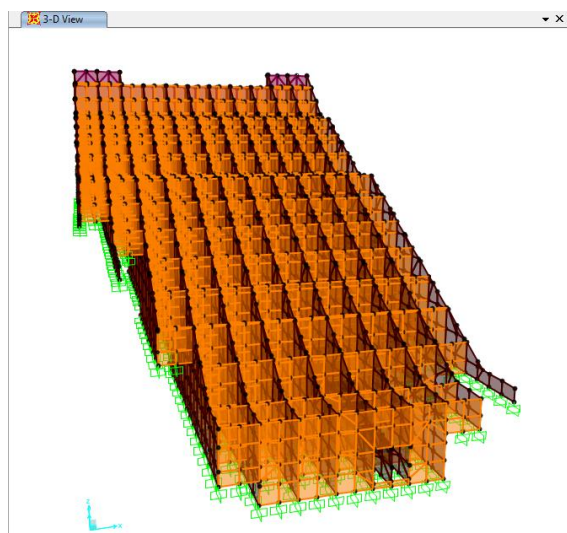


Figura 108 Modelo en Sap2000

- **Definición de cargas**

Las cargas que se asignan a los elementos dovela son:

- a) Peso propio de la estructura (calcula por defecto el programa)
- b) Presión del relleno.
- c) Presión del lahar.

- d) Presión del viento.
- e) Sismo (Sentido X-Y)

La definición de cada una de estas cargas, se lo realiza por medio de la función *define load patterns*, como se muestra en la figura 109.

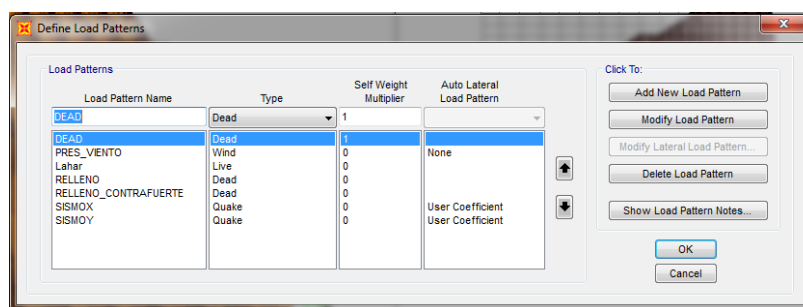


Figura 109 Definición de cargas

Los coeficientes a ingresar para el análisis sísmico por el método estático se determinaron en el capítulo 4, siendo los siguientes:

Para el sismo en sentido X, $C=0.1818$, para el sentido Y, $C=0,1212$. Dichos coeficientes se presentan en las figuras 110 y 111.

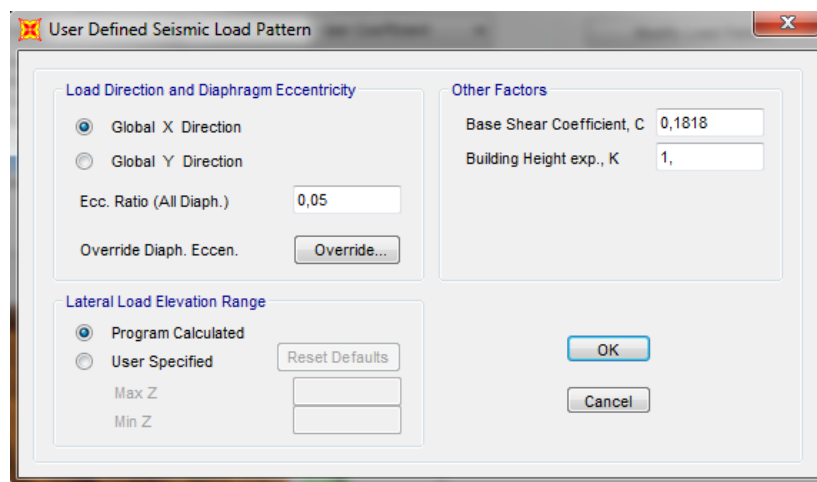


Figura 110 Coeficiente cortante basal, sentido X

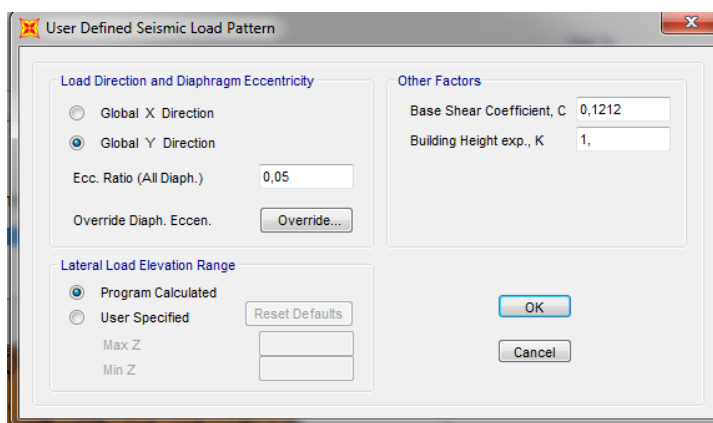


Figura 111 Coeficiente cortante basal, sentido Y

- **Definición del espectro de diseño, análisis dinámico**

El análisis dinámico se lo puede realizar por medio de dos funciones, tales como: el espectro de diseño y tiempo historia.

Para el presente proyecto se empleará el espectro de diseño, el cual está definido por la norma vigente. Sap2000 brinda la opción de generar dicho espectro de forma directa, por medio de la opción *functions- response spectrum*, el espectro generado con los factores de sitio y el tipo de suelo descritos en el capítulo 4 se muestra en la figura 112.

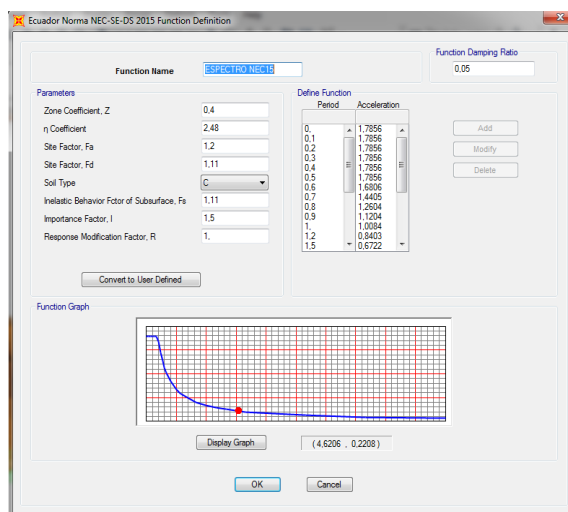


Figura 112 Espectro de diseño

- **Mass Source**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo Peligro Sísmico establece lo siguiente.

La carga sísmica W , representa la carga reactiva por sismo. Para el caso general

$$W = D$$

Dónde:

D: Carga muerta total de la estructura.

Se establece la carga reactiva por sismo en el programa mediante la opción *mass source*, se presenta en la figura 113 lo mencionado.

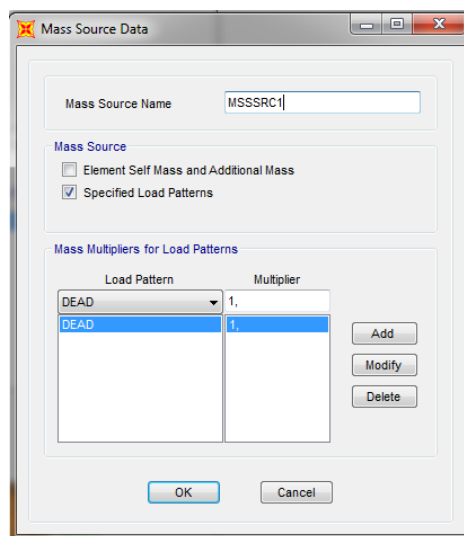


Figura 113 Definición de la carga reactiva por sismo

- **Asignación de cargas**

Una vez definidas las cargas a las cuales está expuesta la estructura, se procede a asignar dichas cargas a los elementos dovelas. Los valores de las cargas a asignar se presentaron en el capítulo 4.

a) La presión del viento se presenta en la figura 114.

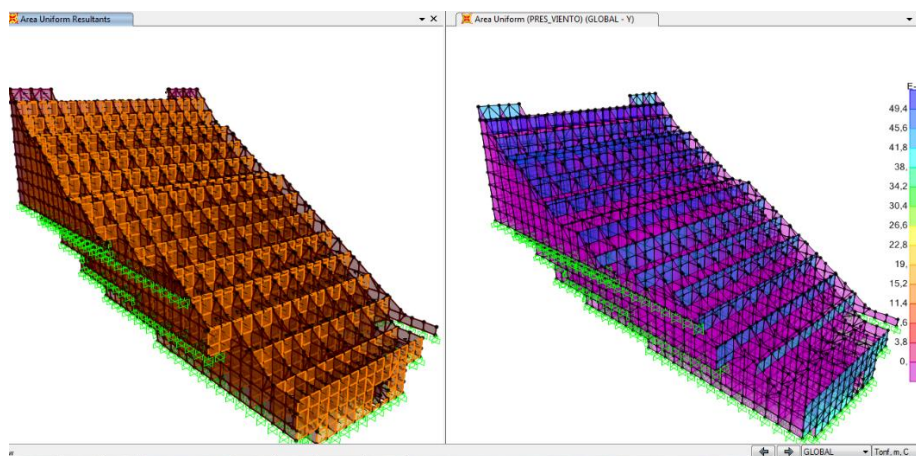


Figura 114 Presión del viento

b) La presión del lahar se presenta en la figura 115.

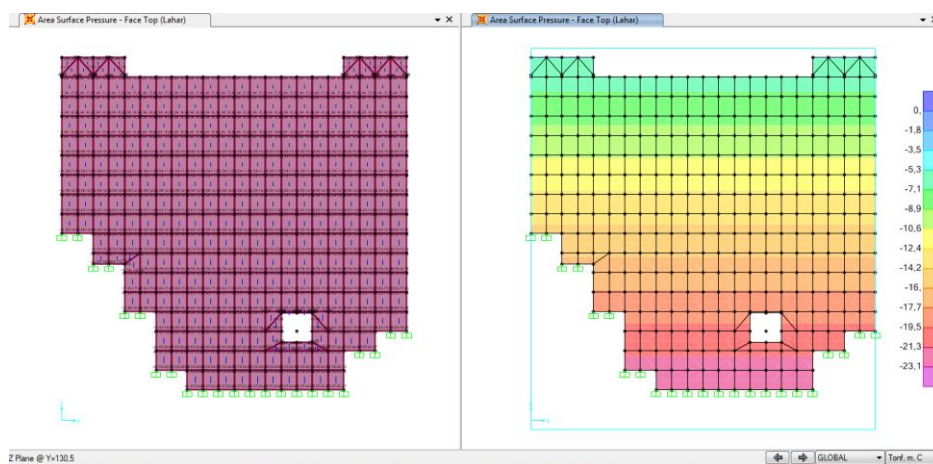


Figura 115 Presión de lahar

c) La presión del relleno en pantalla y paredes se presenta en las figuras 116 y 117.

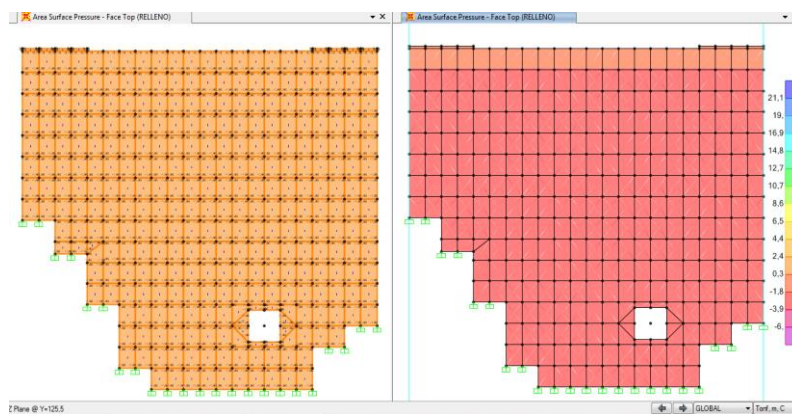


Figura 116 Presión del relleno en pantalla y paredes

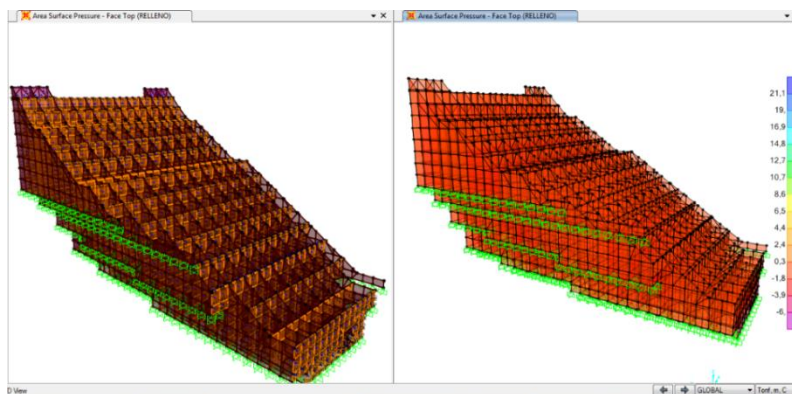


Figura 117 Presión del relleno en pantalla y paredes (vista 3D)

d) La presión del relleno en contrafuertes se presenta en las figuras 118 y 119.

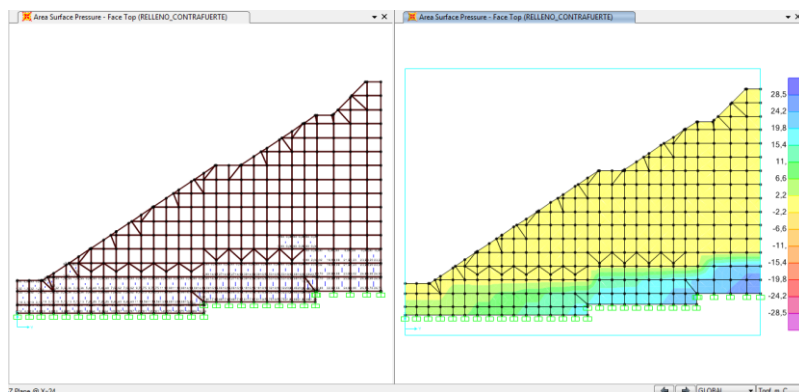


Figura 118 Presión del relleno en contrafuertes

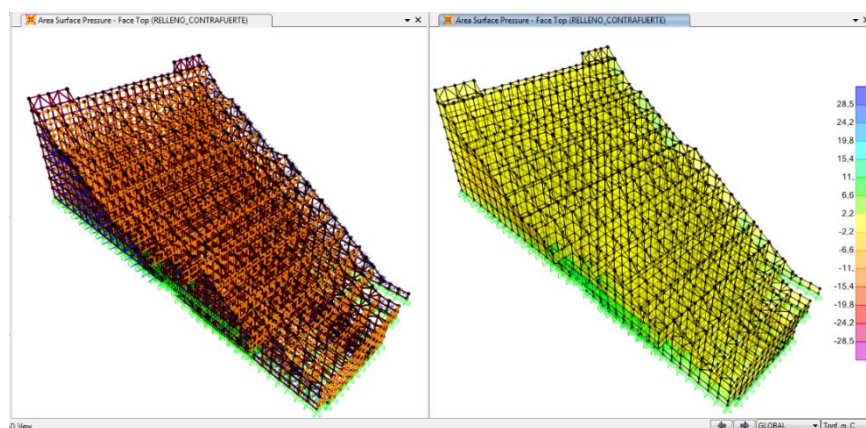


Figura 119 Presión del relleno en contrafuertes (vista 3D)

- **Combinaciones de carga**

Las combinaciones de carga a usar son las indicadas en el capítulo NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas), además de las que se consideren necesarias para el correcto modelo de la estructura.

Las combinaciones de carga por última resistencia empleadas son:

- 1.4D
- 1,2D+1.6L
- 1,2D+L
- 1,2D+1,0W+L
- 1,2D±1,0E+L
- 0,9D+1,0W
- 0,9D±1,0E
- 1,2D+0,9H
- 1,2D+1,6H
- 1,2D+1,6H±1,0E
- 1,2D+1,6H+1,6L
- 1,2D+1,6H±1,0E+1,0L

Cabe mencionar que el análisis se lo realiza con la envolvente.

La figura 120 presenta las combinaciones de carga asignadas.

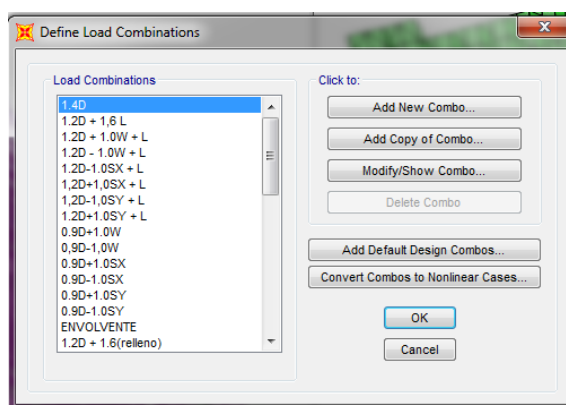


Figura 120 Combinaciones de carga

- **Verificaciones**
- Coeficiente de seguridad al volcamiento

$$Ksv = \frac{Me}{Mv} \geq 1,5$$

Dónde:

Me: Momento estabilizador

Mv: Momento volcador

Para el momento estabilizador (Me) se considera el peso propio de la estructura y el peso de los rellenos en las celdas. Es necesario mencionar que para determinar este momento estabilizador se hizo una mayoración en el peso específico del hormigón, y que de esta forma el programa considere también el peso del relleno.

- Factor de mayoración del peso específico del material

El peso total de la estructura (hormigón + relleno) se presenta en la tabla 43.

Tabla 43
Pesos de estructura hormigón y relleno

Descripción	Cantidad	Unidades
Peso estructura hormigón	292592,55	Tn
Peso material relleno	512963,78	Tn
Total (hormigón +relleno)	805556,33	Tn

El factor de mayoración se obtiene a partir de:

$$f_c = \gamma_h + \frac{P.\text{relleno} * \gamma_h}{P.\text{hormigón}}$$

$$f_c = 2,4 + \frac{512963,78 * 2,4}{292592,55} = 6,6076$$

En la figura 121 se muestra el ingreso del factor de mayoración en el material.

Figura 121 Factor de mayoración en el material

Por lo tanto el momento estabilizador, considerando el peso propio de la estructura y el peso del material de relleno es $M_e = 69588858,1 \text{ Tn} - \text{m}$, este resultado se presenta en la figura 122.

	OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalX	GlobalY
		Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	m	m
▶	DEAD	LinStatic		1,153E-10	2,751E-09	805556,0508	69588858,1	-39575434	1,813E-07	0	
	Lahar	LinStatic		3,196E-10	83409,1588	8,18E-11	-3821271,9	-0,00213	3989562,87	0	
	SISMOX	LinStatic		-139544,881	4,331E-10	-1,447E-10	0,00043	-6898494,2	13624581,12	0	
	SISMOY	LinStatic		-3,768E-10	-93029,9209	-1,077E-10	4598996,16	0,00246	-4600483,7	0	
	SISMOXX1	LinRespSpec	Max	632009,1355	149251,1788	148777,0441	16438712,64	35118034,3	64248239,4	0	
	SISMOYY1	LinRespSpec	Max	149250,8489	678392,2519	97836,8676	40130591,4	11809633,1	34997276,6	0	

Figura 122 Reacciones en la base con factor de mayoración

- Momento volcador

El momento volcador está conformado por los momentos que producen las fuerzas horizontales del sismo y lahar, y es por esto, que en este análisis no se utiliza el factor de mayoración del material. Los momentos producidos por dichas fuerzas son:

$$M_{lahar} = 3821271,9 \text{ Tn} - m$$

$$M_{sismo} = 14576157,66 \text{ Tn} - m$$

Estos resultados se presentan en la figura 123.

	OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalX	GlobalY
		Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	m	m
	DEAD	LinStatic		4,127E-11	1,027E-09	292592,5483	25275933,67	-14374514,4	6,817E-08	0	
	Lahar	LinStatic		3,181E-10	83409,1588	6,251E-11	-3821271,9	-0,00213	3989562,87	0	
	SISMOX	LinStatic		-50685,2284	1,631E-10	-6,041E-11	0,00016	-2505658,05	4948694,64	0	
	SISMOY	LinStatic		-1,368E-10	-33790,1523	-9,294E-12	1670438,703	0,00089	-1670979,02	0	
	SISMOXX1	LinRespSpec	Max	229557,1653	54210,7314	54038,5171	5970838,18	12755506,14	23336124,24	0	
▶	SISMOYY1	LinRespSpec	Max	54210,6116	246404,3532	35536,1224	14576157,66	4289472,64	12711644,76	0	

Figura 123 Reacciones en la base

El factor de seguridad al volcamiento se presenta en la tabla 44.

Tabla 44
Coefficiente de seguridad al volcamiento

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Momento volcador (lahar + sismo)	Mv	18397429,56	Tn-m
Momento estabilizador (estructura hormigón + relleno)	Me	69588858,10	Tn-m
	Ksv=	3,78	<u>OK</u>

- Coeficiente de seguridad al deslizamiento

$$Ksd = \frac{fN \cos \alpha + T \sin \alpha + cF}{T \cos \alpha + N \sin \alpha}$$

Al igual que el coeficiente de seguridad al volcamiento, para las fuerzas verticales (N) se considera el peso de la estructura en conjunto con el peso del relleno.

En el caso del deslizamiento se considera este análisis para dos tipos de condiciones, siendo estas: condiciones normales (lahar), y condiciones extremas (lahar y sismo).

El factor de seguridad al deslizamiento en condiciones normales y extremas se presenta en las tablas 45 y 46 respectivamente.

Tabla 45
F.S.D. en condiciones normales (lahar)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	f	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	805556,05	T
Ángulo	α	0	---
Sumatoria de fuerzas horizontales	T	83409,16	T
Base de la presa de hormigón	F	131,00	M
Cohesión	C	20,00	Tn/m2
Ksd >= 1,3 Condiciones normales		6,28	<u>OK</u>

Tabla 46
F.S.D. en condiciones extremas (lahar, sismo)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	f	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	805556,05	T
Ángulo	α	0	---
Sumatoria de fuerzas horizontales	T	329813,51	T
Base de la presa de hormigón	F	131,00	m
Cohesión	c	20,00	Tn/m ²
Ksd \geq 1,1		1,59	<u>OK</u>

- Desplazamientos

De acuerdo al ACI 318, el desplazamiento máximo no debe exceder $lc/150$.

Los desplazamientos máximos se presentan en la figura 124.

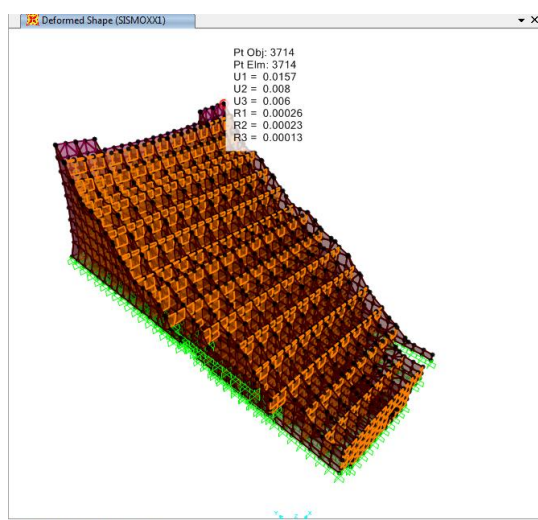


Figura 124 Desplazamiento máximo

$$\frac{lc}{150} = \frac{5 \text{ m}}{150} = 0,033 \text{ m}$$

$$0,016\text{m} < 0,033 \text{ m } \textit{OK}$$

- **Resultados**

Una vez establecidos todas las solicitaciones de carga y creadas las respectivas combinaciones, se procede a correr el programa y analizar sus respectivos resultados.

- **Peso y periodo**

El peso de la estructura mixta compuesta por la presa de hormigón y el material de relleno es de $805556,0508$ (Tn) y el periodo fundamental de vibración es $0,177$ s.

- **Momentos**

Los momentos se obtienen a partir de la envolvente de las combinaciones de carga. El momento máximo obtenido en la presa Saquimala se presenta en la figura 125.

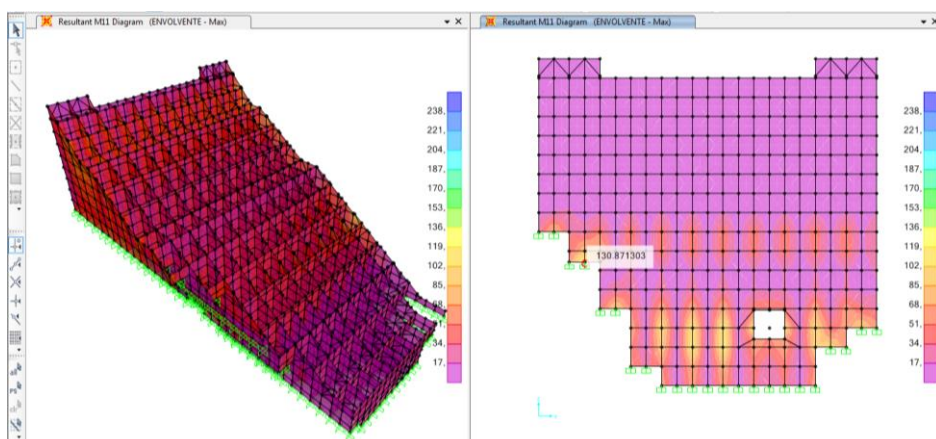


Figura 125 Momentos máximos

$$M_{\text{máx}} = 130,87 \text{ Tn} - m$$

$$\rho = 0,00415$$

De la verificación y los resultados obtenidos en el pre- dimensionamiento se puede decir que:

Debido a que la cuantía de acero obtenida es inferior a la cuantía de acero máxima permisible ($\rho=0,01445$) se reducirá el espesor de las secciones con el fin de

optimizar los recursos, siempre y cuando esta nueva sección cumpla con los parámetros necesarios de diseño, coeficientes de seguridad y chequeo de cortantes.

Los coeficientes de seguridad obtenidos para la sección de 1 metro, cumplen con los parámetros de estabilidad; sin embargo dichos coeficientes presenta una evidente holgura, por lo que se ratifica la reducción de secciones con el fin de optimizar recursos.

5.1.2. Modelo 1

5.1.2.1. Presa San Lorenzo

- **Modelación de estructura**

En el numeral 5.1.1.1 se presentó el ingreso de secciones y cargas para los elementos de la estructura, por lo que en las figuras 126,127 y 128 se presenta específicamente el ingreso de las nuevas secciones.

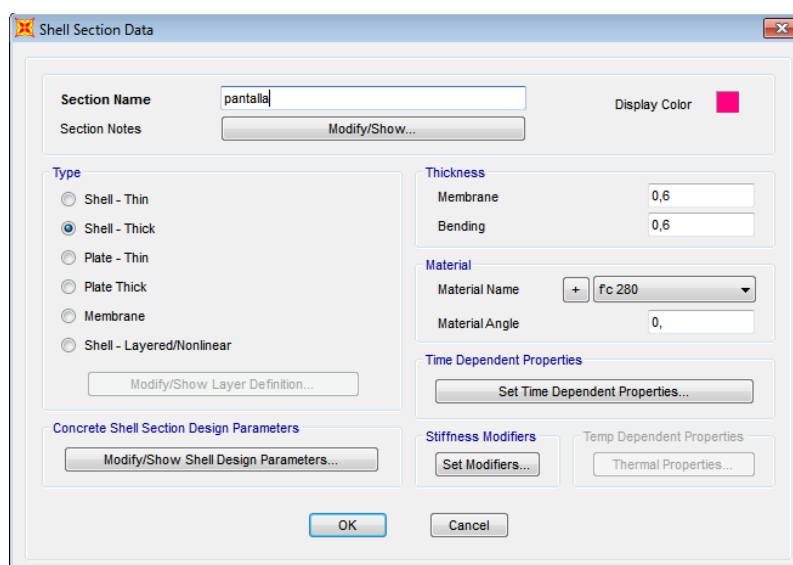


Figura 126 Sección pantalla, espesor 0.60m

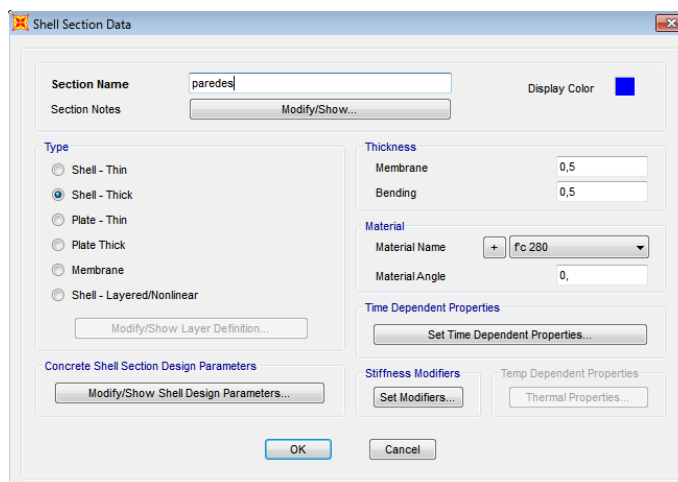


Figura 127 Sección paredes, espesor 0.50m

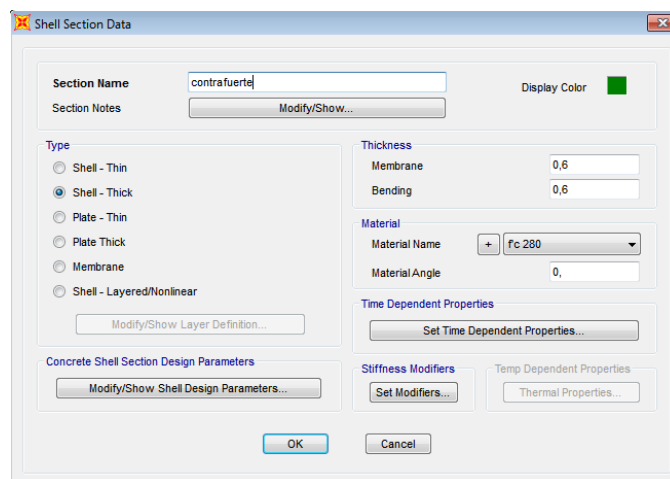


Figura 128 Sección contrafuertes, espesor 0.60m

- **Verificaciones**

Una vez ingresadas las nuevas secciones y ejecutado el programa, el primer paso será verificar los coeficientes de seguridad a deslizamiento y volcamiento.

- Coeficiente de seguridad al volcamiento

$$Ksv = \frac{Me}{Mv} \geq 1,5$$

Al igual que el modelo del pre dimensionamiento, se utiliza un factor de mayoración en el peso específico del hormigón para considerar el peso del relleno en la estructura.

- Factor de mayoración del peso específico del material

El peso total de la estructura (hormigón + relleno) se presenta en la tabla 47.

Tabla 47
Pesos de estructura hormigón y relleno

Descripción	Cantidad	Unidades
Peso estructura hormigón	105491,12	Tn
Peso material relleno	412403,62	Tn
Total (hormigón +relleno)	517894,74	Tn

El factor de mayoración se obtiene a partir de:

$$f_c = \gamma_h + \frac{P.\text{relleno} * \gamma_h}{P.\text{hormigón}}$$

$$f_c = 2,4028 + \frac{412403,62 * 2,4028}{105491,12} = 11,7962$$

En la figura 129 se muestra el ingreso del factor de mayoración en el material.

Figura 129 Factor de mayoración en el material

Por lo tanto el momento estabilizador, considerando el peso propio de la estructura y el peso del material de relleno es $M_e = 40327968,3 \text{ Tn} - \text{m}$, este resultado se presenta en la figura 130.

OutputCase	CaseType	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m
DEAD	LinStatic	9,163E-10	3,106E-10	517899,9573	40327968,3	-21384795,2	-7,638E-08	0	0	0

Figura 130 Reacciones en la base con factor de mayoración

- Momento volcador

$$M_{lahar} = 1166739,91 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_{sismo} = 4522607,52 \text{ Tn} - \text{m}$$

Estos resultados se presentan en la figura 131.

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m
DEAD	LinStatic		1,877E-10	6,128E-11	105491,1164	8214409,62	-4355872	-1,604E-08	0	0	0
VIENTO	LinStatic		12,8231	-215,6734	-6,563E-13	7937,56126	510,20626	-9675,63757	0	0	0
RELLENO	LinStatic		2225,1276	62876,4961	1,3E-10	-1610773,86	21316,36412	2398930,901	0	0	0
SX	LinStatic		-17790,346	1,289E-11	-2,386E-11	-3,443E-09	-626477,73	1556688,498	0	0	0
SY	LinStatic		3,921E-11	-11860,2306	-3,256E-11	417651,823	3,271E-09	-515834,11	0	0	0
ESPECTRO X NEC15	LinRespSpec	Max	73740,0162	15865,4535	2872,0855	913769,119	3103538,634	6763921,21	0	0	0
LAHAR	LinStatic		-7,174E-11	45204,1636	1,373E-10	-1166739,91	-8,249E-09	1860814,055	0	0	0
ESPECTRO Y NEC15	LinRespSpec	Max	15665,4321	88763,6312	15734,3655	4522607,52	792382,662	4891840,13	0	0	0
Envolvente	Combination	Max	77300,2204	234570,1245	147687,5629	13213159,16	-816746,16	12463024,7	0	0	0
Envolvente	Combination	Min	-73740,0162	-88763,6312	79207,6392	1590705,936	-8330585	-6763921,2	0	0	0

Figura 131 Reacciones en la base

- Coeficiente de seguridad al volcamiento, resultados

El factor de seguridad al volcamiento se presenta en la tabla 48.

Tabla 48
Coeficiente de seguridad al volcamiento

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Momento volcador	Mv	5689347,43	Tn-m
Momento estabilizador	Me	40327968,3	Tn-m
	Ksv=	7,09	OK

- Coeficiente de seguridad al deslizamiento

$$K_{sd} = \frac{fN \cos \alpha + T \sin \alpha + cF}{T \cos \alpha + N \sin \alpha}$$

El factor de seguridad al deslizamiento en condiciones normales y extremas se presenta en las tablas 49 y 50 respectivamente.

Tabla 49
F.S.D. en condiciones normales (lahar)

Datos	CONDICIONES NORMALES (LAHAR)		
	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	f	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	517899,96	T
Ángulo	α	0,00	---
Sumatoria de fuerzas horizontales (lahar)	T	45204,16	T
Base de la presa de hormigón	F	113	m
Cohesión	C	20,00	Tn/m ²
Ksd \geq 1,3 Condiciones normales		7,50	<u>OK</u>

Tabla 50
F.S.D. en condiciones extremas (lahar, sismo)

Datos	CONDICIONES EXTREMAS (LAHAR y SISMOS)		
	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	f	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	517899,96	T
Ángulo	α	0,00	---
Sumatoria de fuerzas horizontales	T	133967,79	T
Base de la presa de hormigón	F	113	m
Cohesión	c	20,00	Tn/m ²
Ksd \geq 1,1		2,53	<u>OK</u>

- Desplazamientos

De acuerdo al ACI 318, el desplazamiento máximo no debe exceder $lc/150$

Los desplazamientos máximos se presentan en la figura 132.

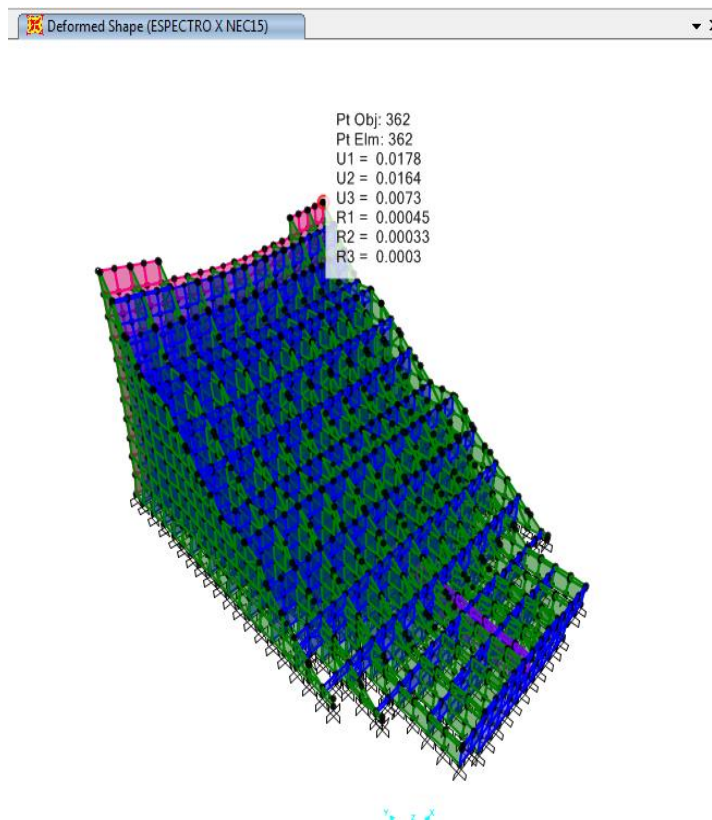


Figura 132 Desplazamiento máximo

Desplazamiento en x:

$$\frac{lc}{150} = \frac{5 \text{ m}}{150} = 0,033 \text{ m}$$

$$0,0178\text{m} < 0,033 \text{ m } OK$$

Desplazamiento en y:

$$\frac{lc}{150} = \frac{5 \text{ m}}{150} = 0,033 \text{ m}$$

$$0,0257\text{m} < 0,033 \text{ m } OK$$

- Chequeo de cortante

De acuerdo al ACI 318, el cortante deberá cumplir la siguiente expresión:

$$vc < vp$$

$$\frac{Vu}{\emptyset * b * d} < 0,53 * \sqrt{f'c}$$

El chequeo por corte se realiza en la pantalla principal, en una pared y en un contrafuerte. Los valores del cortante se obtienen del programa.

a) La figura 133 presenta el cortante último en la pantalla.

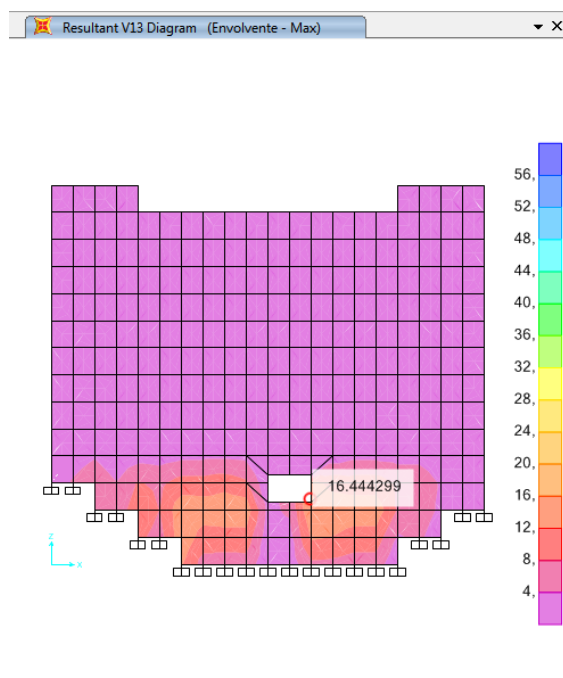


Figura 133 Cortante último, Pantalla

La tabla 51 presenta el cortante admisible en la pantalla.

**Tabla 51
Cortante admisible, pantalla.**

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Resistencia hormigón	f'c	280,00	Kg/cm2
Espesor del muro	e	60,00	cm
Cortante último	Vu	16444,30	Kg
Factor de reducción	∅	0,75	
Ancho	b	100,00	cm
Altura efectiva	d	53,00	cm
Cortante permisible	vp	8,87	Kg/cm2
Cortante actuante	Vc	4,14	Kg/cm2
		<u>OK</u>	

b) La figura 134 presenta el cortante último en la pared -eje 6-

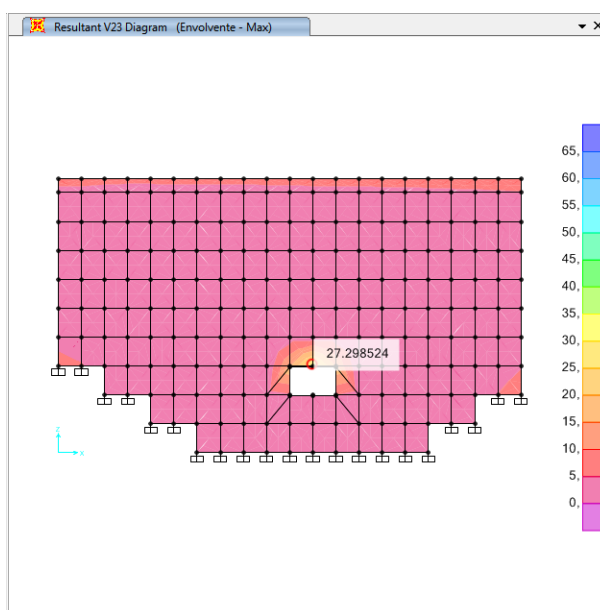


Figura 134 Cortante último, Pared -eje 6-

La tabla 52 presenta el cortante admisible en la pared eje 6.

Tabla 52
Cortante admisible, pared -eje6-

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Resistencia hormigón	$f'c$	280,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	50,00	cm
Cortante último	V_u	27298,52	Kg
Factor de reducción	ϕ	0,75	
Ancho	b	100,00	cm
Altura efectiva	d	43,00	cm
Cortante permisible	v_p	8,87	Kg/cm ²
Cortante actuante	V_c	8,46	Kg/cm ²
<u>OK</u>			

c) La figura 135 presenta el cortante último en el contrafuerte F

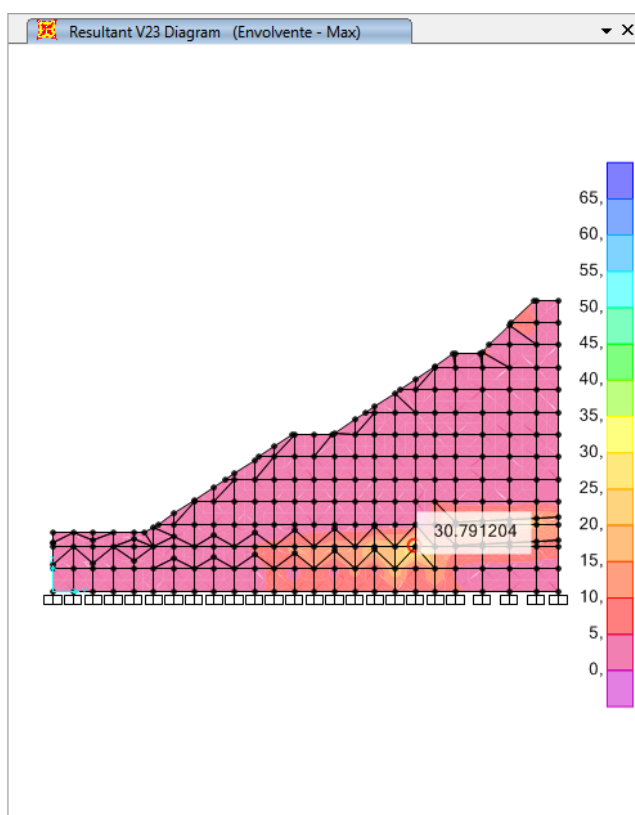


Figura 135 Cortante último, contrafuerte F

La tabla 53 presenta el cortante admisible en el contrafuerte F.

Tabla 53
Cortante admisible, contrafuerte F

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Resistencia hormigón	$f'c$	280,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	60,00	cm
Cortante último	V_u	30791,20	Kg
Factor de reducción	ϕ	0,75	
Ancho	b	100,00	cm
Altura efectiva	d	53,00	cm
Cortante permisible	v_p	8,87	Kg/cm ²
Cortante actuante	V_c	7,75	Kg/cm ²
		<u>OK</u>	

- **Resultados**

- Peso propio y periodo

El peso de la estructura mixta compuesta por la presa de hormigón y el material de relleno es de $517899,96$ (Tn) y el periodo fundamental de vibración es $0,1585$ s.

- Momentos

a) Las figuras 136 y 137 presentan el momento último en la pantalla principal.

- Sentido X (Momentos M11)

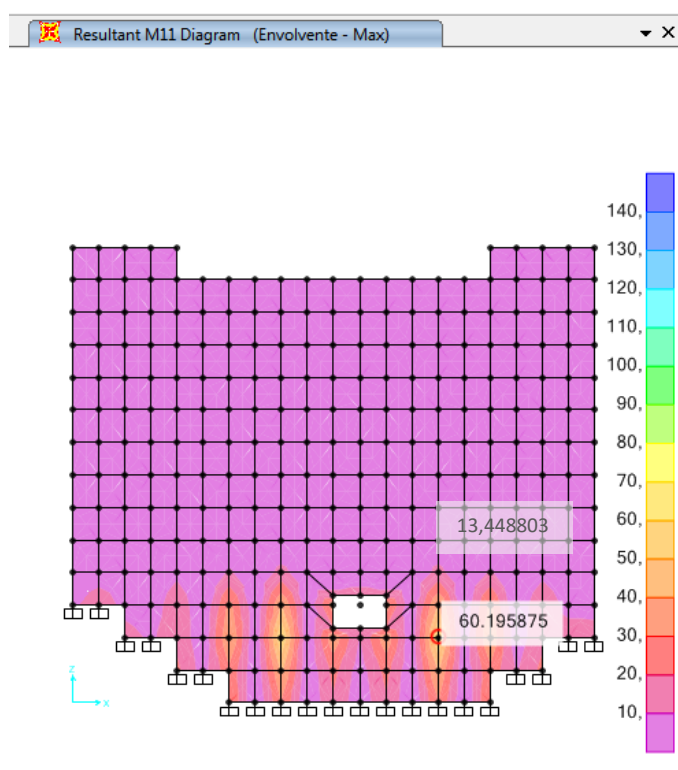


Figura 136 Momentos M11, pantalla

La tabla 54 presenta la armadura horizontal de la pantalla.

Tabla 54
Armadura horizontal, pantalla

M11(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
60,20	0,0060	0,0060	31,72	1Ø25@16cm
13,45	0,0013	0,0025	13,25	1Ø20@23cm

- Sentido Y (Momentos M22)

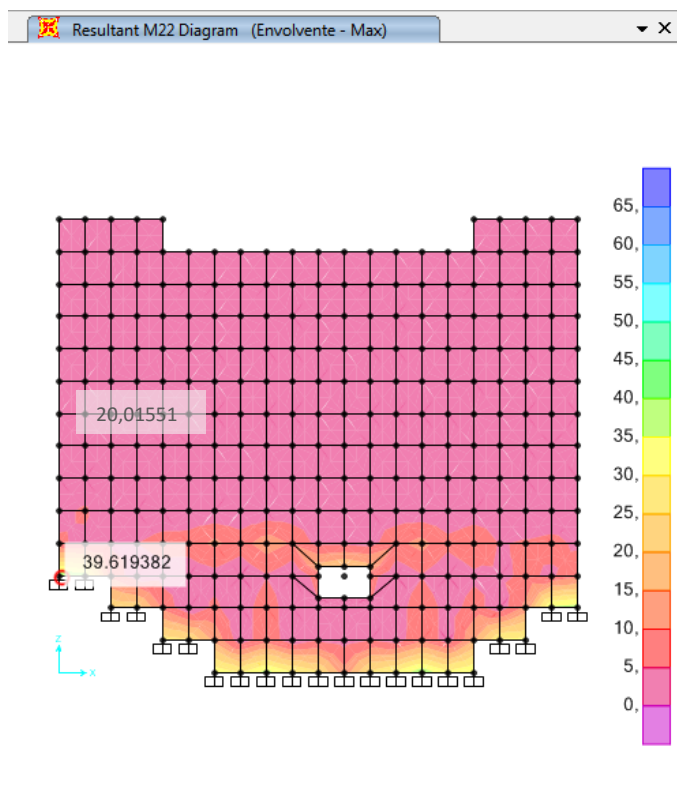


Figura 137 Momentos M22, pantalla

La tabla 55 presenta la armadura vertical de la pantalla.

Tabla 55
Armadura vertical, pantalla

M22(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
39,62	0,0039	0,0039	20,47	1Ø25@25cm
20,01	0,0020	0,0025	13,25	1Ø20@23cm

b) Las figuras 138 y 139 presentan el momento último en una pared tipo.

- Sentido X (Momentos M11)

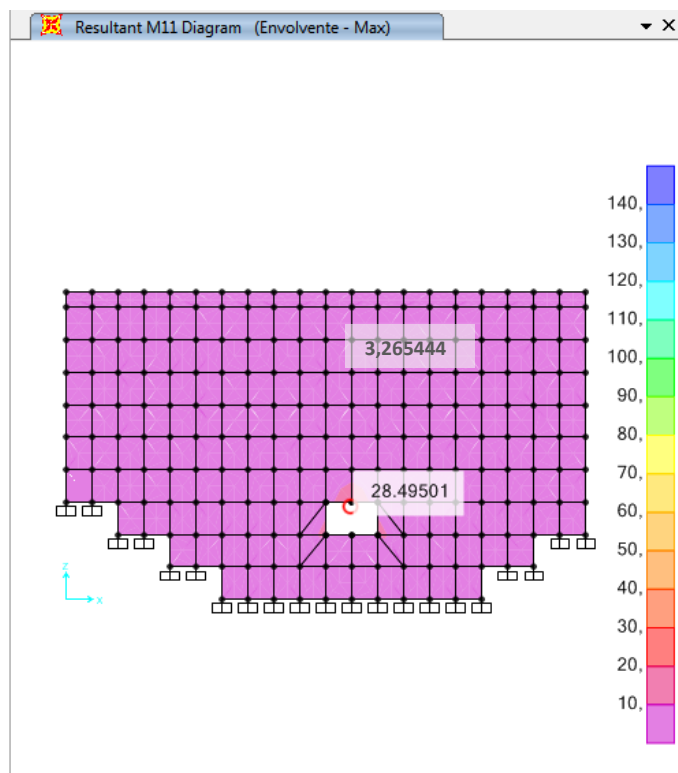


Figura 138 Momentos M11, pared tipo

La tabla 56 presenta la armadura horizontal de una pared tipo.

Tabla 56
Armadura horizontal, pared tipo

M11(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
28,50	0,0042	0,0042	18,21	1Ø22@21cm
3,27	0,00047	0,0025	10,75	1Ø18@23cm

- Sentido Y (Momentos M22)

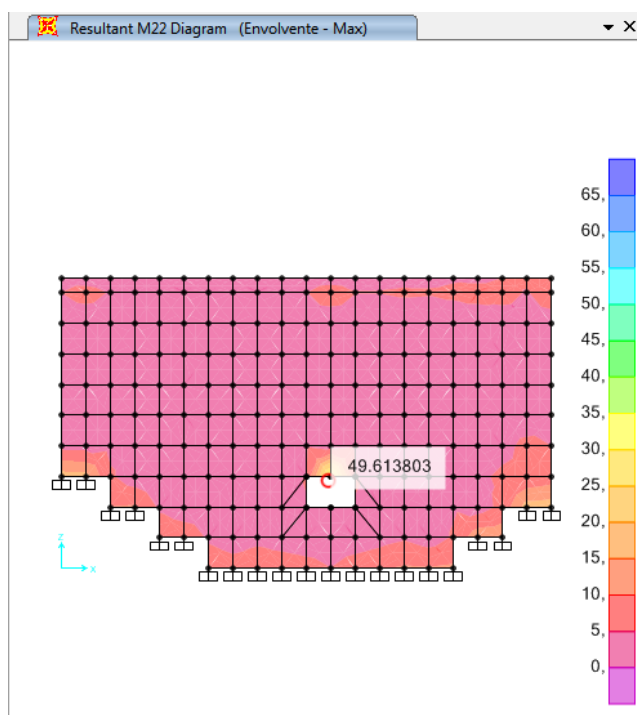


Figura 139 Momentos M22, pared tipo

La tabla 57 presenta la armadura vertical de una pared tipo.

Tabla 57
Armadura vertical, pared tipo

M22(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
49,61	0,0076	0,0076	32,72	1Ø22@12cm

c) Las figuras 140 y 141 presentan el momento último en un contrafuerte externo tipo.

- Sentido X (Momentos M11)

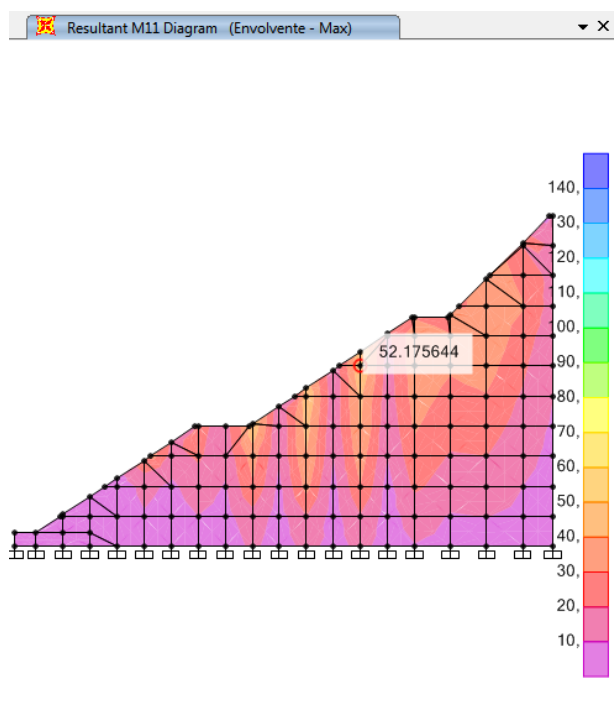


Figura 140 Momentos M11, contrafuerte externo tipo

La tabla 58 presenta la armadura horizontal de un contrafuerte externo tipo.

Tabla 58
Armadura horizontal, contrafuerte externo tipo

M11(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
52,18	0,0051	0,0051	27,29	1Ø28@23cm

- Sentido Y (Momentos M22)

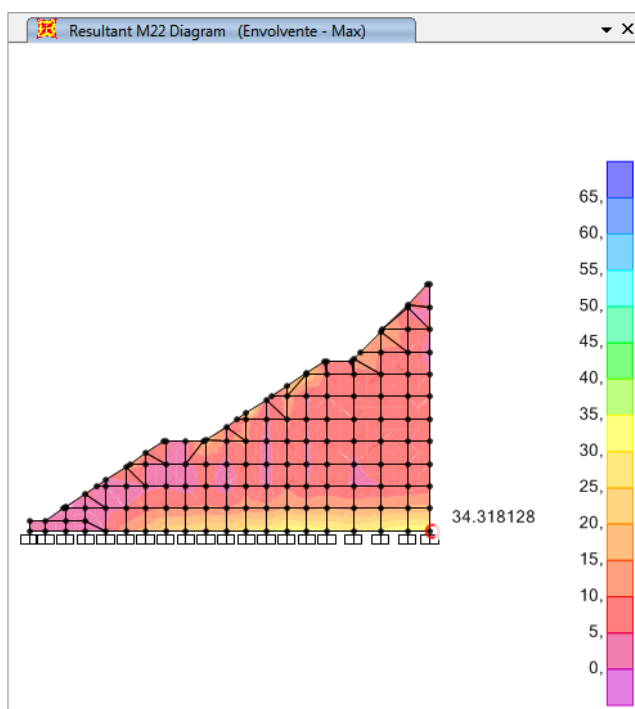


Figura 141 Momentos M22, contrafuerte externo tipo

La tabla 59 presenta la armadura vertical de un contrafuerte externo tipo.

Tabla 59
Armadura vertical, contrafuerte externo tipo

M22(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
34,32	0,0033	0,0033	17,65	1Ø22@22cm

d) Las figuras 142 y 143 presentan el momento último en un contrafuerte interior tipo.

- Sentido X (Momentos M11)

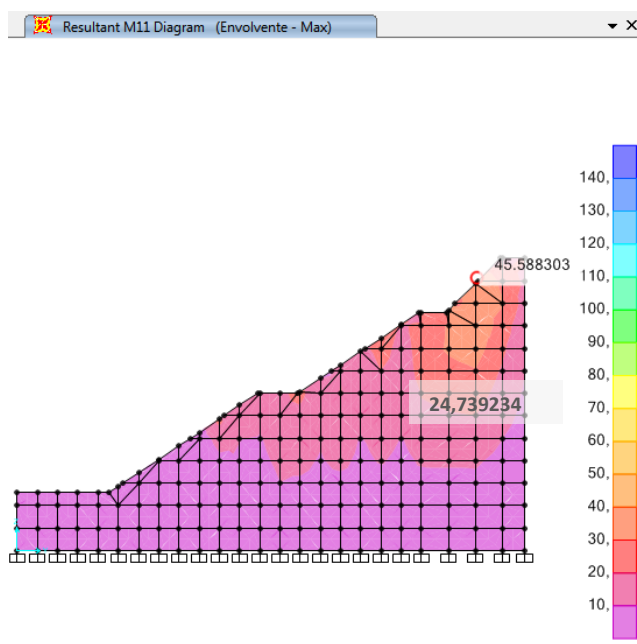


Figura 142 Momentos M11, contrafuerte interno tipo

La tabla 60 presenta la armadura horizontal de un contrafuerte interno tipo.

Tabla 60
Armadura horizontal, contrafuerte interno tipo

M11(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
45,59	0,0045	0,0045	23,69	1Ø25@21cm
24,74	0,0024	0,0025	13,25	1Ø20@23cm

- Sentido Y (Momentos M22)

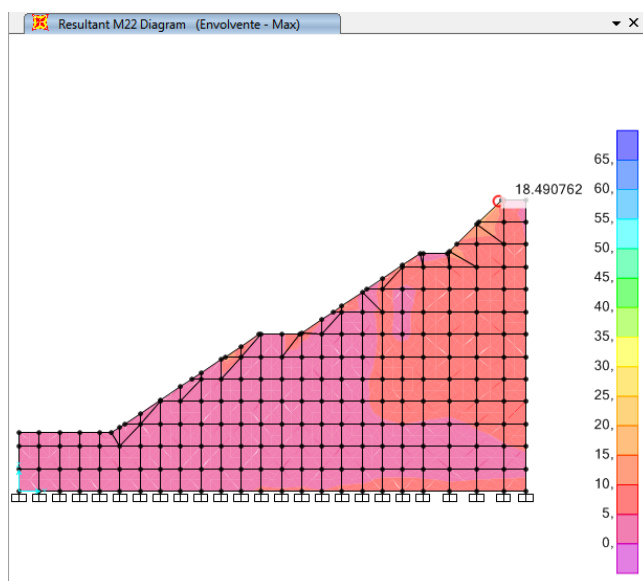


Figura 143 Momentos M22, contrafuerte interno tipo

La tabla 61 presenta la armadura vertical de un contrafuerte interno tipo.

Tabla 61
Armadura vertical, contrafuerte interno tipo

M22(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
18,49	0,0017	0,0025	13,25	1Ø20@23cm

e) Las figuras 144 y 145 presentan el momento último en un contrafuerte tipo, embaulado.

- Sentido X (Momentos M11)

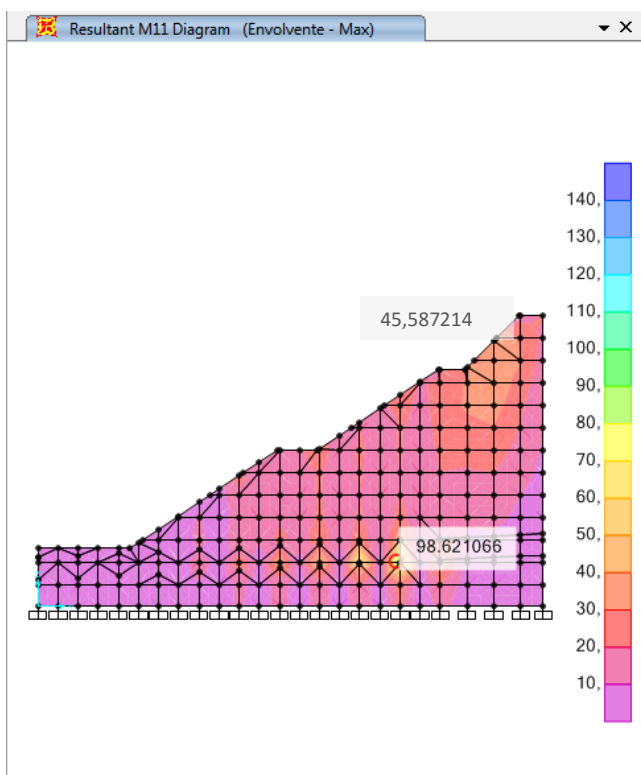


Figura 144 Momentos M11, contrafuerte tipo, embaulado

La tabla 62 presenta la armadura horizontal de un contrafuerte tipo embaulado.

Tabla 62
Armadura horizontal, contrafuerte tipo embaulado

M11(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
45,59	0,0045	0,0045	23,69	1Ø25@21cm
98,62	0,0102	0,0102	54,10	1Ø28@11cm

- Sentido Y (Momentos M22)

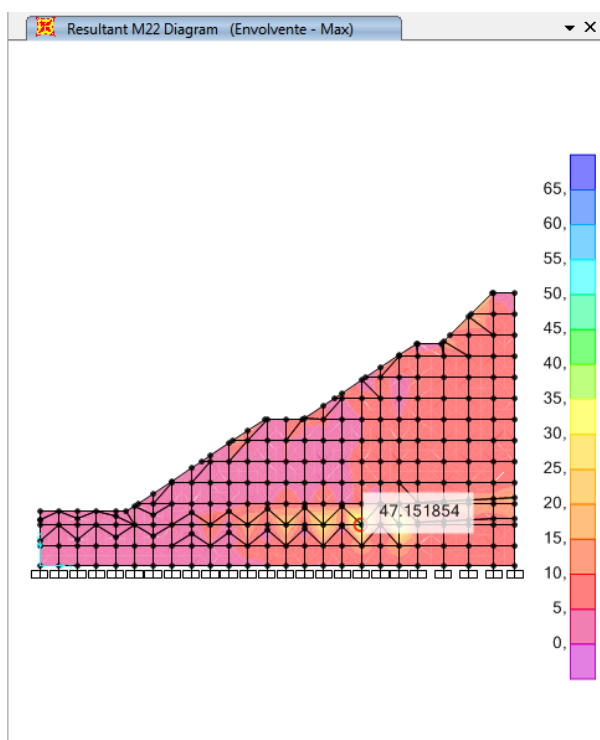


Figura 145 Momentos M22, contrafuerte tipo, embaulado

La tabla 63 presenta la armadura vertical de un contrafuerte tipo embaulado.

Tabla 63
Armadura vertical, contrafuerte tipo embaulado

M22(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
47,15	0,0046	0,0046	24,54	1Ø28@25cm

- Resumen de momentos y cortantes (modelo 1)

La tabla 64 indica los máximos cortantes y momentos obtenidos en el modelo 1.

Tabla 64
Cortantes y momentos máximos

Elemento	V máx(Tn)	M11(T-m)	M22(T-m)
Pantalla principal	16,44	60,20	39,62
Pared tipo	27,30	28,50	49,61
Contrafuerte exterior tipo	18,02	52,18	34,32
Contrafuerte interior tipo	10,58	45,59	18,49
Contrafuerte tipo, embaulado	30,79	98,62	47,15

5.1.2.2. Presa Saquimala

- **Modelación de estructura, espesor de elementos 0.70 m**

En el numeral 5.1.1.2 se presentó el ingreso de secciones y cargas para los elementos de la estructura, por lo que en las figuras 146,147 y 148 se presenta específicamente el ingreso de las nuevas secciones.

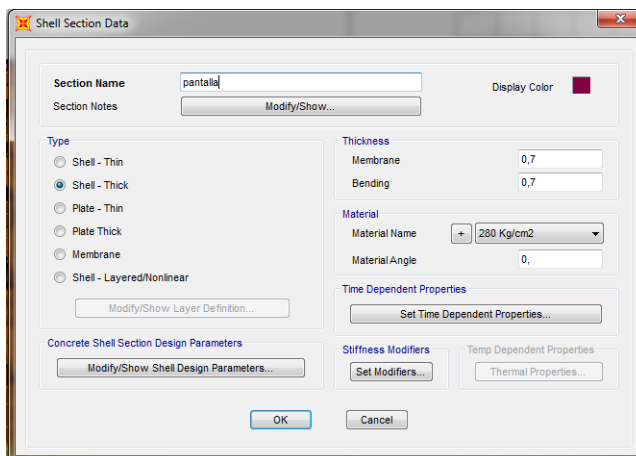


Figura 146 Sección pantalla, espesor 0.70m

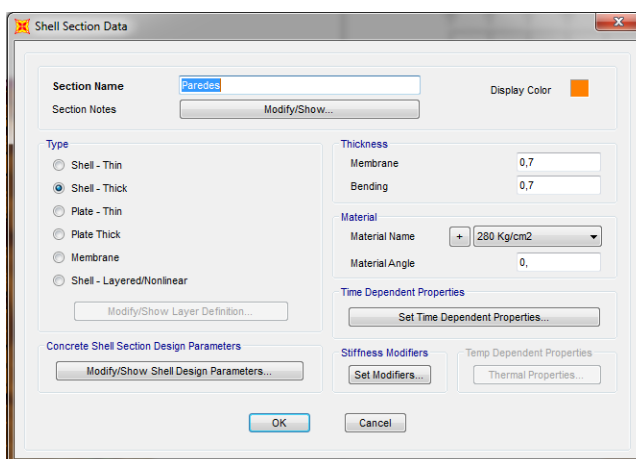


Figura 147 Sección paredes, espesor 0.70m

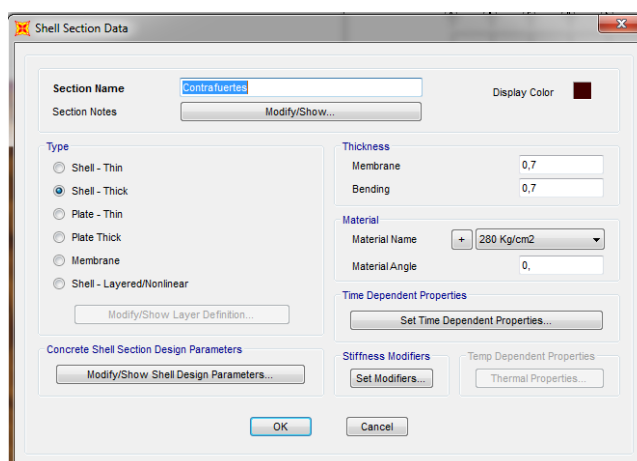


Figura 148 Sección contrafuertes, espesor 0.70m

- **Verificaciones**

Una vez ingresadas las nuevas secciones y ejecutado el programa, el primer paso será verificar los coeficientes de seguridad a deslizamiento y volcamiento.

- Coeficiente de seguridad al volcamiento

$$Ksv = \frac{Me}{Mv} \geq 1,5$$

Al igual que el modelo del pre dimensionamiento, se utiliza un factor de mayoración en el peso específico del hormigón para considerar el peso del relleno en la estructura.

- Factor de mayoración del peso específico del material

La tabla 65 presenta el peso de la estructura de hormigón y relleno.

Tabla 65
Pesos de estructura hormigón y relleno

Descripción	Cantidad	Unidades
Peso estructura hormigón	204814,78	Tn
Peso material relleno	536052,15	Tn
Total (hormigón +relleno)	740866,94	Tn

El factor de mayoración se obtiene a partir de:

$$f_c = \gamma_h + \frac{P.\text{relleno} * \gamma_h}{P.\text{hormigón}}$$
$$f_c = 2,4 + \frac{536052,15 * 2,4}{204814,78} = 8,68$$

En la figura 149 se muestra el ingreso del factor de mayoración en el material.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: 280 Kg/cm2

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 8,6814

Mass per Unit Volume: 0,8853

Units: Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2536050

Poisson, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 1056687,5

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, fc: 2812,2785

Expected Concrete Compressive Strength: 2812,2785

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 149 Factor de mayoración en el material

Por lo tanto el momento estabilizador, considerando el peso propio de la estructura y el peso del material de relleno es $M_e = 64000618,7 \text{ Tn} - m$, este resultado se presenta en la figura 150.

	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m
▶	DEAD	LinStatic		-1,408E-09	-2,821E-10	740866,9594	64000618,7	-36397382	1,375E-07
	Lahar	LinStatic		1,395E-11	83409,1588	-1,192E-10	-3821271,9	-0,00164	3989562,87
	SISMOX	LinStatic		-128338,918	-5,153E-11	1,065E-09	0,00027	-6344520	12530477,52
	SISMOY	LinStatic		2,275E-12	-8559,2787	1,411E-10	4229679,98	0,00163	-4228685,2
	SISMOXX1	LinRespSpec	Max	560799,4185	146358,113	51804,7029	7215734,63	31528397,73	57051375,9
	SISMOYY1	LinRespSpec	Max	146358,0324	605852,1251	80265,4786	36646688,7	11543644,52	32315808,6

Figura 150 Reacciones en la base con factor de mayoración

- Momento volcador

$$M_{lahar} = 3821271,9 \text{ Tn} - m$$

$$M_{sismo} = 10052880,4 \text{ Tn} - m$$

Estos resultados se presentan en la figura 151.

	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m
	DEAD	LinStatic		-4,554E-10	-7,238E-11	204814,7838	17693153,57	-10062160,1	4,963E-08
	Lahar	LinStatic		9,894E-11	83409,1588	-1,259E-10	-3821271,9	-0,00164	3989562,87
	SISMOX	LinStatic		-35479,6599	-1,872E-12	2,883E-10	6,7E-05	-1753960,64	3464086,25
	SISMOY	LinStatic		-2,802E-11	-23653,1066	4,474E-11	1169307,092	0,00045	-1169685,31
	SISMOXX1	LinRespSpec	Max	154990,3555	40723,1033	14266,8694	2026876,694	8710527,9	15756892,63
▶	SISMOYY1	LinRespSpec	Max	40723,0759	166073,7112	22785,7305	10052880,4	3220723,55	8886320,06

Figura 151 Reacciones en la base

- Coeficiente de seguridad al volcamiento, resultados

La tabla 66 presenta el coeficiente de seguridad al volcamiento.

Tabla 66
Coeficiente de seguridad al volcamiento

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Momento volcador	Mv	13874152,3	Tn-m
Momento estabilizador	Me	64000618,7	Tn-m
	Ksv=	4,61	<u>OK</u>

- Coeficiente de seguridad al deslizamiento

$$Ksd = \frac{fN \cos \alpha + T \sin \alpha + cF}{T \cos \alpha + N \sin \alpha}$$

La tabla 67 presenta el coeficiente de seguridad al deslizamiento en condiciones normales (lahar).

Tabla 67
F.S.D. en condiciones normales (lahar)

Datos	CONDICIONES NORMALES (LAHAR)		
Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	f	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	740866,96	T
Ángulo	α	0,00	---
Sumatoria de fuerzas horizontales (lahar)	T	83409,16	T
Base de la presa de hormigón	F	131,00	m
Cohesión	C	20,00	Tn/m ²
Ksd >= 1,3 Condiciones normales		5,77	<u>OK</u>

La tabla 68 presenta el coeficiente de seguridad al deslizamiento en condiciones extremas (lahar y sismo).

Tabla 68
F.S.D. en condiciones extremas (lahar, sismo)

Datos	CONDICIONES EXTREMAS (LAHAR y SISMOS)		
	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	f	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	740866,96	T
Ángulo	α	0,00	---
Sumatoria de fuerzas horizontales	T	249482,87	T
Base de la presa de hormigón	F	131,00	m
Cohesión	c	20,00	Tn/m ²
Ksd \geq 1,1		1,93	<u>OK</u>

- Desplazamientos

De acuerdo al ACI 318, el desplazamiento máximo no debe exceder $lc/150$

Los desplazamientos máximos se presentan en la figura 152.

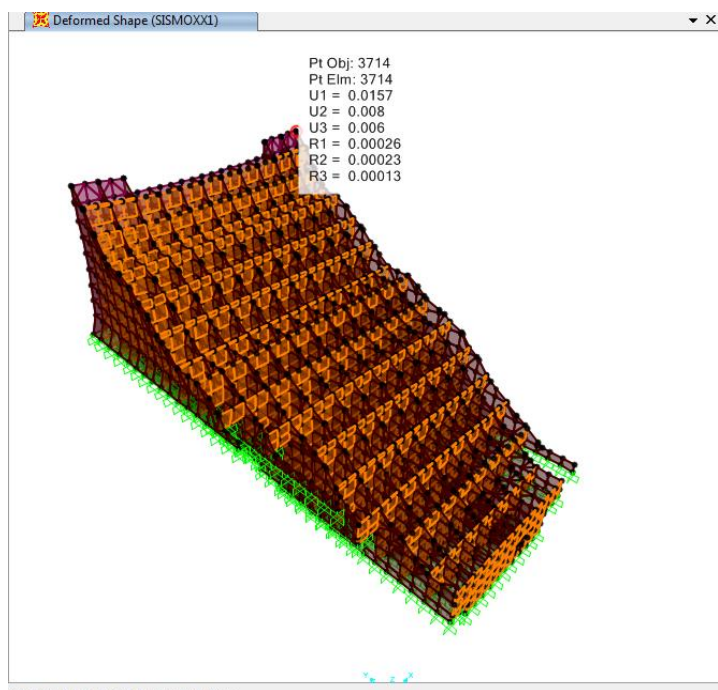


Figura 152 Desplazamiento máximo

$$\frac{lc}{150} = \frac{5 \text{ m}}{150} = 0,033 \text{ m}$$

$$0,016\text{m} < 0,033 \text{ m OK}$$

- Chequeo de cortante

De acuerdo al ACI 318, el cortante deberá cumplir la siguiente expresión:

$$vc < vp$$

$$\frac{Vu}{\phi * b * d} < 0,53 * \sqrt{f'c}$$

El chequeo por corte se realiza en la pantalla principal, en una pared y en un contrafuerte. Los valores del cortante se obtienen del programa.

- a) La figura 153 presenta el cortante último en la pantalla principal.

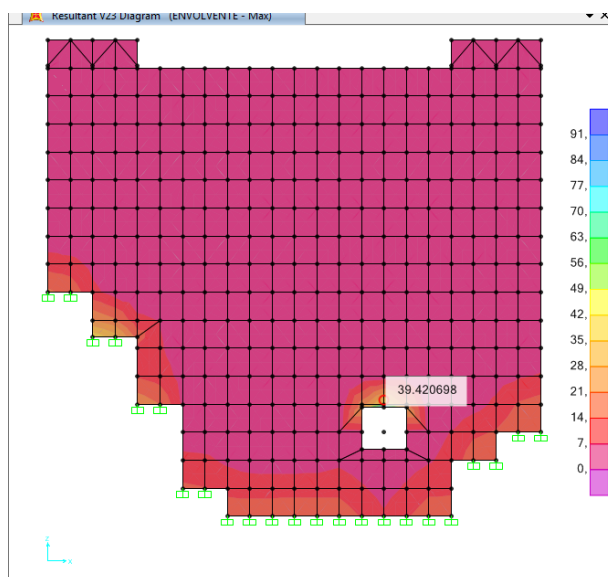


Figura 153 Cortante último, Pantalla

La tabla 69 presenta el cortante admisible en la pantalla

Tabla 69
Cortante admisible, pantalla

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Resistencia hormigón	$f'c$	280,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	70,00	cm
Cortante último	Vu	39420,00	Kg
Factor de reducción	ϕ	0,75	
Ancho	b	100,00	cm
Altura efectiva	d	63,00	cm

CONTINÚA 

Cortante permisible	vp	8,87	Kg/cm2
Cortante actuante	Vc	8,34	Kg/cm2
<u>OK</u>			

b) La figura 154 presenta el cortante último en la pared -eje 6-

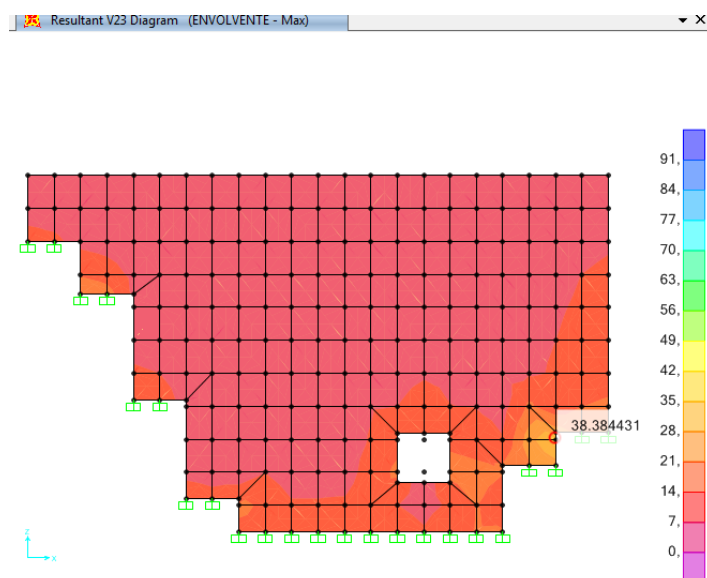


Figura 154 Cortante último, Pared -eje 6-

La tabla 70 presenta el cortante admisible en la pared tipo.

Tabla 70
Cortante admisible, pared -eje6-

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Resistencia hormigón	f'c	280,00	Kg/cm2
Espesor del muro	e	70,00	cm
Cortante último	Vu	38380,00	Kg
Factor de reducción	Ø	0,75	
Ancho	b	100	cm
Altura efectiva	d	62,50	cm
Cortante permisible	vp	8,87	Kg/cm2
Cortante actuante	Vc	8,19	Kg/cm2
<u>OK</u>			

c) La figura 155 presenta el cortante último en el contrafuerte B.

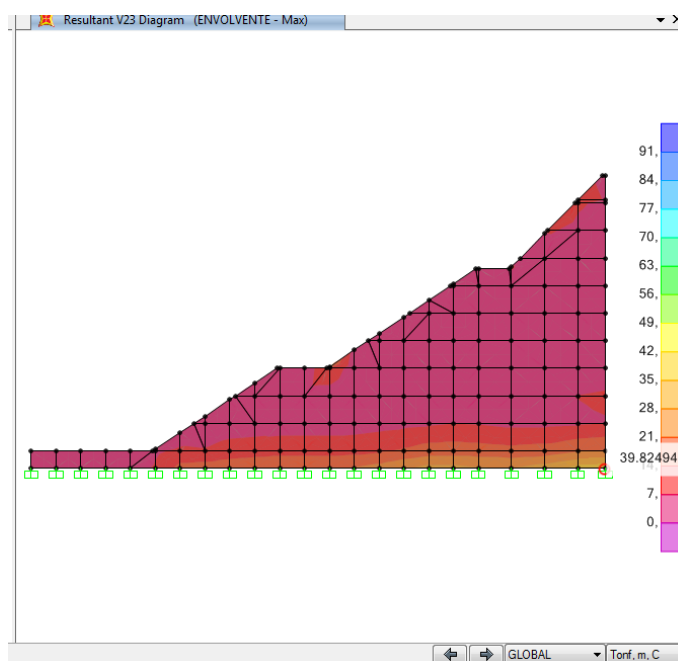


Figura 155 Cortante último, contrafuerte B

La tabla 71 presenta el cortante admisible en el contrafuerte B, designado como tipo para los contrafuertes interiores

Tabla 71
Cortante admisible, contrafuerte B

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Resistencia hormigón	$f'c$	280,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	70,00	cm
Cortante último	V_u	39820,00	Kg
Factor de reducción	ϕ	0,75	
Ancho	b	100,00	cm
Altura efectiva	d	63,00	cm
Cortante permisible	v_p	8,87	Kg/cm ²
Cortante actuante	V_c	8,42	Kg/cm ²
<u>OK</u>			

- **Resultados**

- Peso propio y periodo

El peso de la estructura mixta compuesta por la presa de hormigón y el material de relleno es de $740866,96$ (Tn) y el periodo fundamental de vibración es $0,1802$ s.

- Momentos

a) Las figuras 156 y 157 presentan el momento último en la pantalla principal.

- Sentido X (Momentos M11)

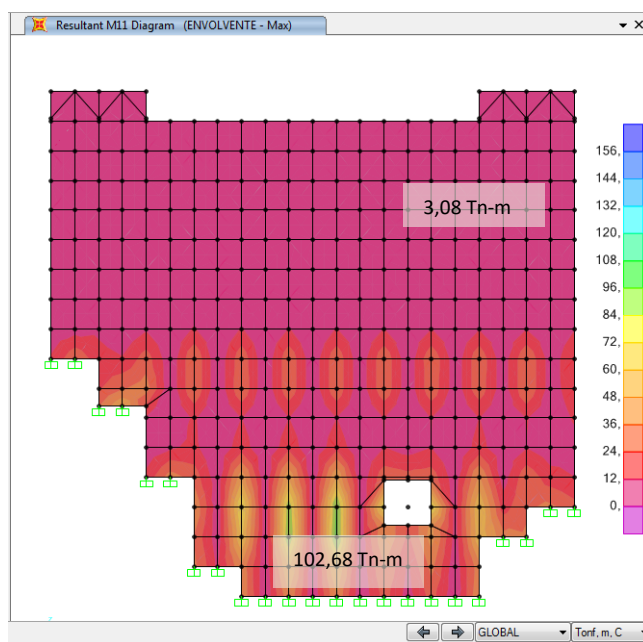


Figura 156 Momentos M11, pantalla principal

La tabla 72 presenta la armadura horizontal en la pantalla principal.

Tabla 72
Armadura horizontal, pantalla principal

M11(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
102,68	0,0073	0,0073	46,09	1Ø25@11cm
3,08	0,0002	0,0025	15,75	1Ø22@25cm

- Sentido Y (Momentos M22)

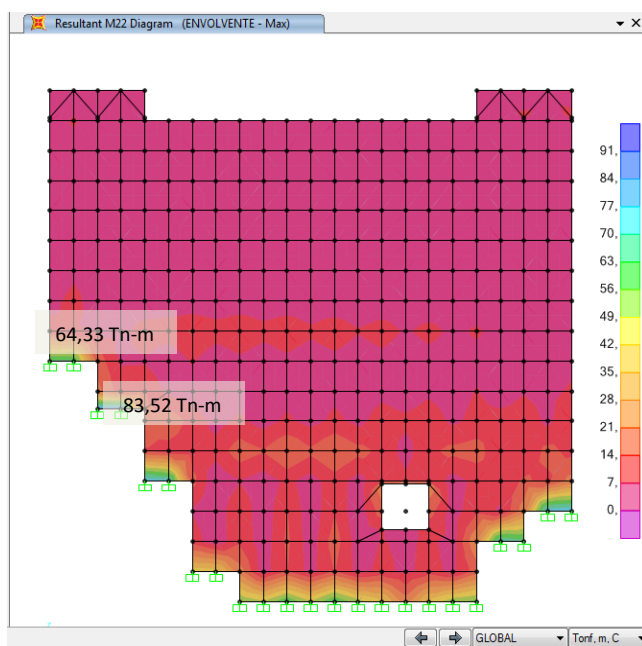


Figura 157 Momentos M22, pantalla principal

La tabla 73 presenta la armadura vertical en la pantalla principal.

Tabla 73
Armadura vertical, pantalla principal

M22(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
83,52	0,0059	0,0059	36,99	1Ø28@17cm
64,33	0,0045	0,0045	28,12	1Ø25@17cm

b) Las figuras 158 y 159 presentan el momento último en una pared tipo.

- Sentido X (Momentos M11)

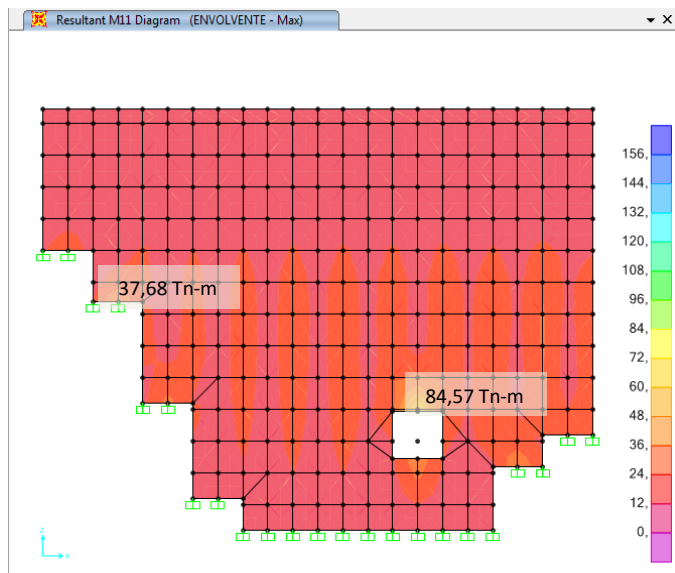


Figura 158 Momentos M11, pared tipo

La tabla 74 presenta la armadura horizontal en la pared tipo

Tabla 74
Armadura horizontal, pared tipo

M11(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
84,57	0,0059	0,0059	37,48	1Ø28@17cm
37,68	0,0026	0,0026	16,19	1Ø22@24cm

- Sentido Y (Momentos M22)

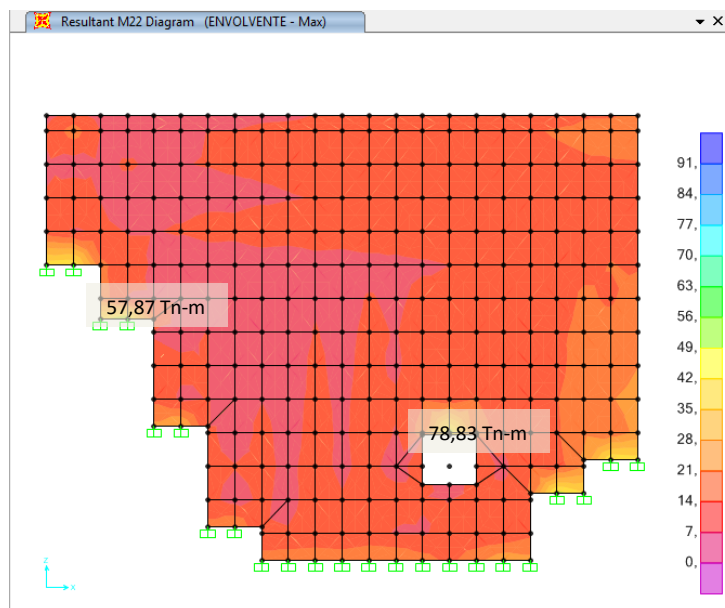


Figura 159 Momentos M22, pared tipo

La tabla 75 presenta la armadura vertical en la pared tipo

Tabla 75
Armadura vertical, pared tipo

M22(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
78,83	0,0055	0,0055	34,80	1Ø28@17cm
57,87	0,0040	0,0040	25,19	1Ø28@25cm

c) Las figuras 160 y 161 presentan el momento último en un contrafuerte externo tipo.

- Sentido X (Momentos M11)

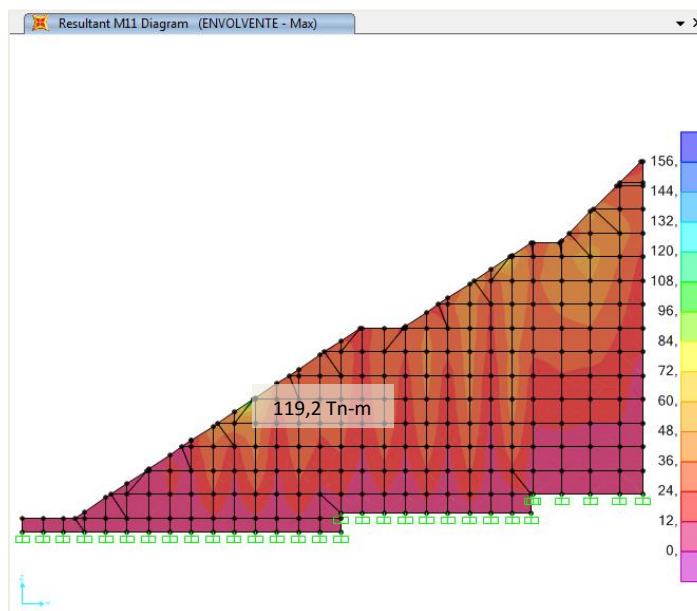


Figura 160 Momentos M11, contrafuerte externo tipo

La tabla 76 presenta la armadura horizontal en el contrafuerte externo tipo

Tabla 76
Armadura horizontal, contrafuerte externo tipo

M11(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
119,22	0,0086	0,0086	54,17	1Ø28@11cm

- Sentido Y (Momentos M22)

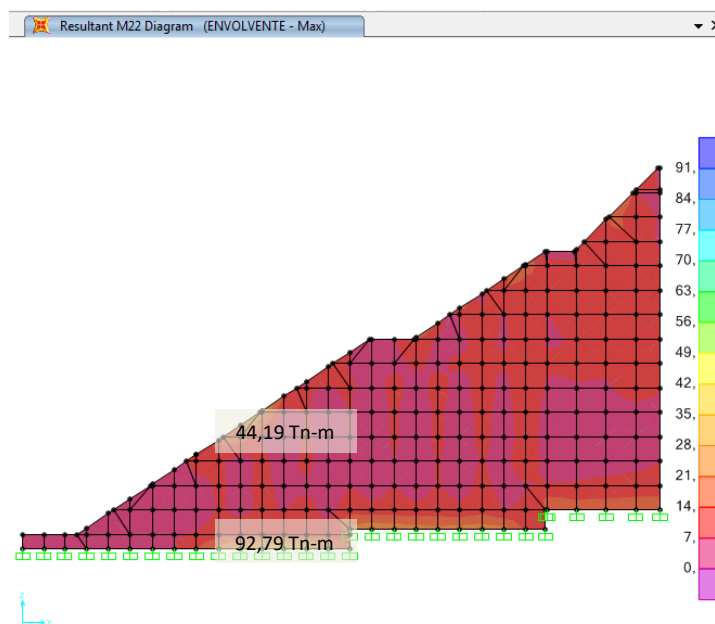


Figura 161 Momentos M22, contrafuerte externo tipo

La tabla 77 presenta la armadura vertical en el contrafuerte externo tipo

Tabla 77
Armadura vertical, contrafuerte externo tipo

M22(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
92,79	0,0066	0,0066	41,36	1Ø25@12cm
44,19	0,0030	0,0030	19,03	1Ø25@25cm

d) Las figuras 162 y 163 presentan el momento último en un contrafuerte interior tipo

- Sentido X (Momentos M11)

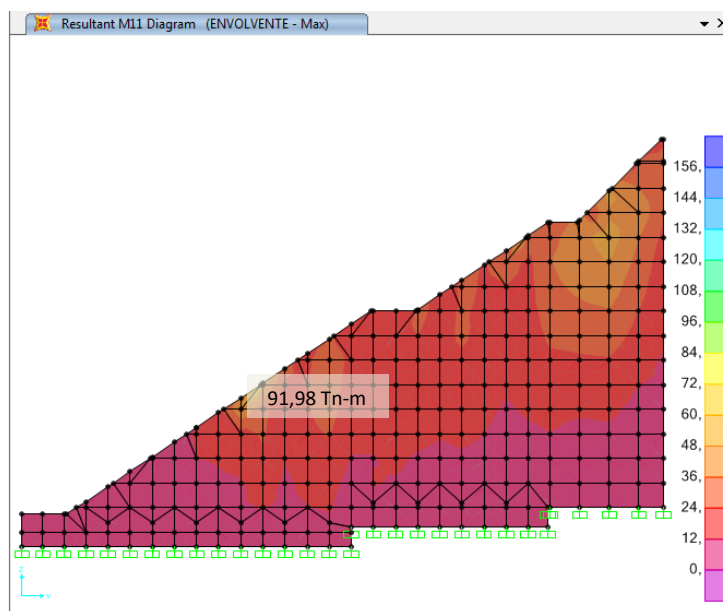


Figura 162 Momentos M11, contrafuerte interno tipo

La tabla 78 presenta la armadura horizontal en el contrafuerte interno tipo

Tabla 78
Armadura horizontal, contrafuerte interno tipo

M11(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
91,98	0,0065	0,0065	40,98	1Ø25@12cm

- Sentido Y (Momentos M22)

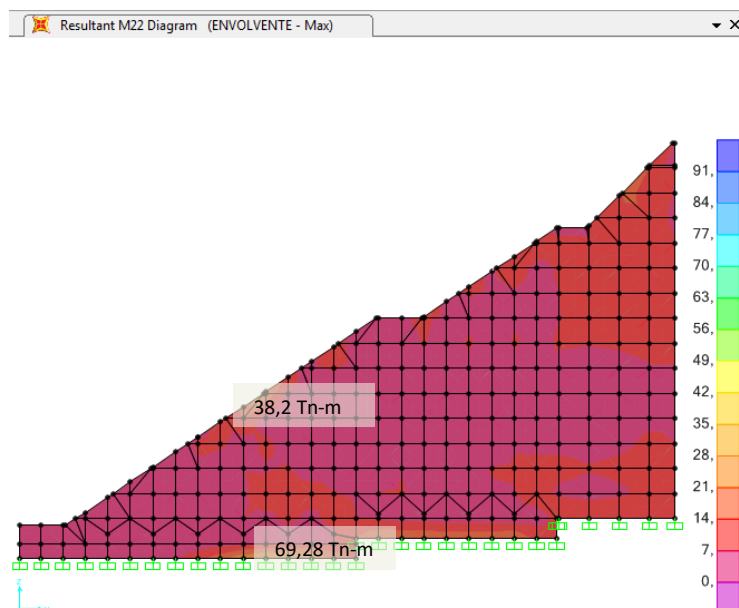


Figura 163 Momentos M22, contrafuerte interno tipo

La tabla 79 presenta la armadura vertical en el contrafuerte interno tipo

Tabla 79
Armadura vertical, contrafuerte interno tipo

M22(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
69,28	0,0048	0,0048	30,39	1Ø22@12cm
38,2	0,0026	0,0026	16,42	1Ø20@18cm

e) Las figuras 164 y 165 presentan el momento último en un contrafuerte tipo, embaulado.

- Sentido X (Momentos M11)

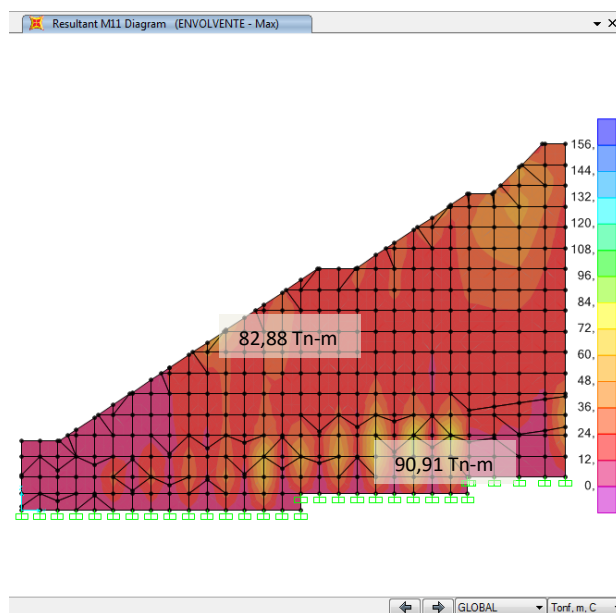


Figura 164 Momentos M11, contrafuerte tipo, embaulado

La tabla 80 presenta la armadura horizontal en el contrafuerte tipo del embaulado.

Tabla 80
Armadura horizontal, contrafuerte tipo embaulado

M11(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
90,91	0,0064	0,0064	40,47	1Ø22@9cm
82,88	0,0058	0,0058	36,69	1Ø22@10cm

- Sentido Y (Momentos M22)

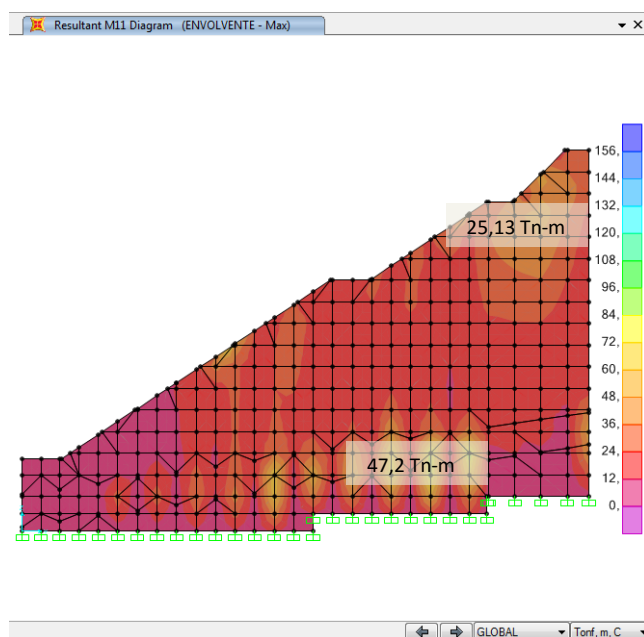


Figura 165 Momentos M22, contrafuerte tipo, embaulado

La tabla 81 presenta la armadura vertical en el contrafuerte tipo del embaulado.

Tabla 81
Armadura vertical, contrafuerte tipo embaulado

M22(T-m)	ρ calculada	ρ asumida	As (cm ²)	Armadura
47,2	0,0032	0,0032	20,40	1Ø25@25cm
25,13	0,0017	0,0025	15,75	1Ø20@20cm

La tabla 82 indica los máximos momentos y cortantes en el modelo 1.

Tabla 82
Resumen de momentos y cortantes (modelo 1)

Elemento	V máx(Tn)	M11(T-m)	M22(T-m)
Pantalla principal	39,42	102,68	83,52
Pared tipo	38,38	84,57	78,83
Contrafuerte exterior tipo	39,82	119,22	92,79
Contrafuerte interior tipo	39,82	91,98	69,28
Contrafuerte tipo, embaulado	39,82	90,91	47,2

5.1.3. Modelo 2

Las secciones del modelo 1, en las presas San Lorenzo y Saquimala, presentan una considerable holgura en sus coeficientes de seguridad al deslizamiento y volcamiento. Con el fin de observar la importancia del relleno en la estabilidad de las presas se realiza un nuevo modelo, que mantenga las mismas secciones del modelo 1, y no contemple la presencia del relleno.

5.1.3.1. Presa San Lorenzo

- **Secciones**

Como se indicó previamente, las secciones a ingresar corresponden a las del modelo 1, siendo estas de 0,60 m en los contrafuertes y pantalla.

- **Verificaciones**

- Coeficiente de seguridad al volcamiento

La tabla 83 presenta el coeficiente de seguridad al volcamiento.

Tabla 83
Coeficiente de seguridad al volcamiento

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Momento volcador (lahar + sismo)	Mv	1166849,09	Tn-m
Momento estabilizador (estructura hormigón + relleno)	Me	5052777,22	Tn-m
Ksv ≥ 1,5		4,33	OK

- Coeficiente de seguridad al deslizamiento

La tabla 84 presenta el coeficiente de seguridad al deslizamiento en condiciones normales (lahar)

Tabla 84
F.S.D. en condiciones normales (lahar)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	f	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	64494,29	T
Ángulo	α	0,00	---
Sumatoria de fuerzas horizontales	T	45204,16	T
Base de la presa de hormigón	F	113,00	m
Cohesión	C	20,00	Tn/m2
Ksd \geq 1,3 Condiciones normales		0,98	<u>NO PASA</u>

La tabla 85 presenta el coeficiente de seguridad al deslizamiento en condiciones extremas (lahar y sismo)

Tabla 85
F.S.D. en condiciones extremas (lahar, sismo)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	f	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	64494,29	Tn
Ángulo	α	0,00	---
Sumatoria de fuerzas horizontales	T	45205,40	Tn
Base de la presa de hormigón	F	113,00	M
Cohesión	c	20,00	Tn/m2
Ksd \geq 1,1 (condiciones extremas)		0,98	<u>NO PASA</u>

De los resultados obtenidos en las tablas 82,83 y 84, se puede concluir que la estructura es estable al volcamiento, sin embargo los coeficientes de deslizamiento no cumplen con los mínimos requeridos, por lo que se procede a incrementar la sección hasta conseguir la estabilidad de la estructura.

- **Incremento de sección**

Las nuevas secciones a utilizar son: 1,20 m en contrafuertes y pantalla.

- Verificaciones

- Coeficiente de seguridad al volcamiento

La tabla 86 presenta el coeficiente de seguridad al volcamiento.

Tabla 86
Coeficiente de seguridad al volcamiento

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Momento volcador	Mv	1168275,06	Tn-m
Momento estabilizador	Me	10105554,44	Tn-m
$K_{sv} \geq 1,5$		8,65	<u>OK</u>

- Coeficiente de seguridad al deslizamiento

La tabla 87 presenta el coeficiente de seguridad al deslizamiento en condiciones normales (lahar)

Tabla 87
F.S.D. en condiciones normales (lahar)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	F	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	128988,57	T
Ángulo	α	0,00	---
Sumatoria de fuerzas horizontales	T	45204,16	T
Base de la presa de hormigón	F	113,00	m
Cohesión	C	20,00	Tn/m ²
$K_{sd} \geq 1,3$ Condiciones normales		1,90	<u>OK</u>

La tabla 88 presenta el coeficiente de seguridad al deslizamiento en condiciones extremas (lahar y sismo)

Tabla 88
F.S.D. en condiciones extremas (lahar, sismo)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	F	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	128988,57	Tn
Ángulo	α	0,00	---
Sumatoria de fuerzas horizontales	T	45222,09	Tn
Base de la presa de hormigón	F	113,00	m
Cohesión	C	20,00	Tn/m ²
Ksd \geq 1,1 (condiciones extremas)		1,90	<u>OK</u>

- Chequeo de cortante

a) La figura 166 presenta el cortante último en pantalla.

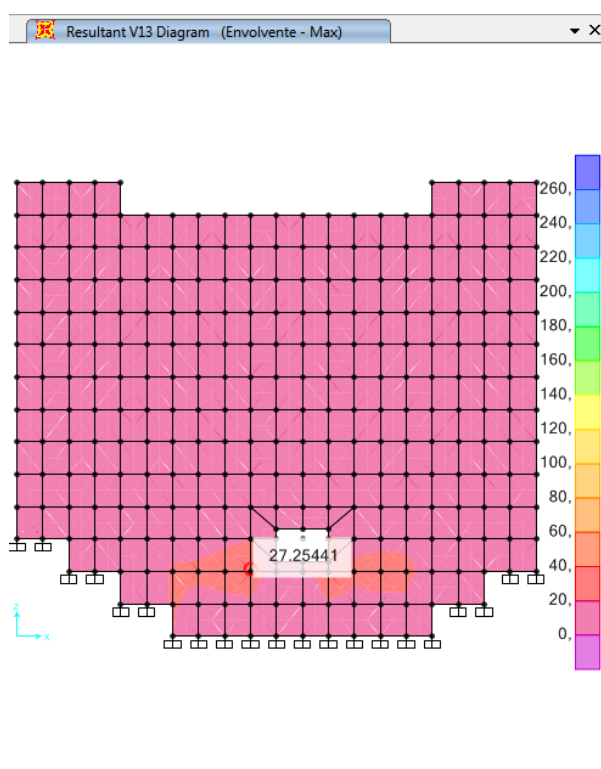


Figura 166 Cortante último, Pantalla

La tabla 89 presenta el cortante admisible en la pantalla principal.

Tabla 89
Cortante admisible, pantalla

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Resistencia hormigón	$f'c$	280,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	E	120,00	cm
Cortante último	V_u	27254,41	Kg
Factor de reducción	ϕ	0,75	
Ancho	B	100,00	cm
Altura efectiva	D	113,00	cm
Cortante permisible	v_p	8,87	Kg/cm ²
Cortante actuante	V_c	3,22	Kg/cm ²
		<u>OK</u>	

b) La figura 167 presenta el cortante último en el contrafuerte G.

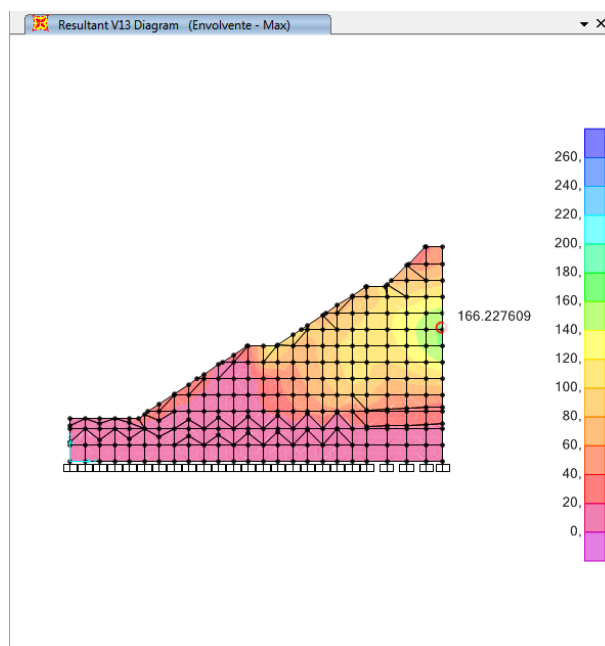


Figura 167 Cortante último, contrafuerte G

La tabla 90 presenta el cortante admisible en el contrafuerte G.

Tabla 90
Cortante admisible, contrafuerte G

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Resistencia hormigón	$f'c$	280,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	120,00	cm
Cortante último	V_u	166227,61	Kg
Factor de reducción	ϕ	0,75	

CONTINÚA 

Ancho	b	100,00	cm
Altura efectiva	d	113,00	cm
Cortante permisible	vp	8,87	Kg/cm ²
Cortante actuante	Vc	19,61	Kg/cm ²
<u>NO PASA</u>			

La tabla 91 indica el resumen de los cortantes y momentos máximos en el modelo 2.

Tabla 91
Resumen de momentos y cortantes (modelo 2)

Elemento	V máx(Tn)	M11(T-m)	M22(T-m)
Pantalla	27,25	107,95	139,80
Contrafuerte tipo	166,23	554,96	507,16

5.1.3.2. Presa Saquimala

- **Secciones**

Como se indicó previamente, las secciones a ingresar corresponden a las del modelo 1, siendo estas de 0,70 m en los elementos contrafuerte y pantalla.

- **Verificaciones**
- Coeficiente de seguridad al volcamiento

La tabla 92 indica el coeficiente de seguridad al volcamiento.

Tabla 92
Coeficiente de seguridad al volcamiento

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Momento volcador (lahar + sismo)	Mv	4483609,37	Tn-m
Momento estabilizador (estructura hormigón + relleno)	Me	10075327,85	Tn-m
Ksv ≥ 1,5		2,25	OK

- Coeficiente de seguridad al deslizamiento

La tabla 93 indica el coeficiente de seguridad al deslizamiento en condiciones normales (lahar).

Tabla 93
F.S.D. en condiciones normales (lahar)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	f	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	116099,19	T
Ángulo	α	0,00	---
Sumatoria de fuerzas horizontales	T	83409,16	T
Base de la presa de hormigón	F	131,00	m
Cohesión	C	20,00	Tn/m ²
Ksd \geq 1,3 Condiciones normales		0,91	<u>NO PASA</u>

La tabla 94 indica el coeficiente de seguridad al deslizamiento en condiciones extremas (lahar y sismo).

Tabla 94
F.S.D. en condiciones extremas (lahar, sismo)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	f	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	116099,19	Tn
Ángulo	α	0,00	---
Sumatoria de fuerzas horizontales	T	96763,33	Tn
Base de la presa de hormigón	F	131,00	m
Cohesión	c	20,00	Tn/m ²
Ksd \geq 1,1 (condiciones extremas)		0,78	<u>NO PASA</u>

De los resultados obtenidos en las tablas 91,92 y 93, se puede concluir que la estructura es estable al volcamiento, sin embargo los coeficientes de deslizamiento no cumplen con los mínimos requeridos, por lo que se procede a incrementar la sección hasta conseguir la estabilidad de la estructura.

- **Incremento de sección**

Las nuevas secciones a utilizar son: 1.50 m. en contrafuertes y pantalla.

- Verificaciones

- Coeficiente de seguridad al volcamiento

La tabla 95 indica el coeficiente de seguridad al volcamiento.

Tabla 95
Coeficiente de seguridad al volcamiento

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Momento volcador	Mv	5240566,48	Tn-m
Momento estabilizador	Me	21589988,24	Tn-m
Ksv \geq 1,5		4,12	<u>OK</u>

- Coeficiente de seguridad al deslizamiento

La tabla 96 indica el coeficiente de seguridad al deslizamiento en condiciones normales (lahar).

Tabla 96
F.S.D. en condiciones normales (lahar)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	F	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	248783,98	T
Ángulo	A	0,00	---
Sumatoria de fuerzas horizontales	T	83409,16	T
Base de la presa de hormigón	F	131,00	m
Cohesión	C	20,00	Tn/m ²
Ksd \geq 1,3 Condiciones normales		1,94	<u>OK</u>

La tabla 97 indica el coeficiente de seguridad al deslizamiento en condiciones extremas (lahar y sismo).

Tabla 97
F.S.D. en condiciones extremas (lahar, sismo)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Fricción del suelo con la roca	F	0,65	
Sumatoria de fuerzas verticales	N	248783,98	Tn
Ángulo	A	0,00	---
Sumatoria de fuerzas horizontales	T	112025,24	Tn
Base de la presa de hormigón	F	131,00	M
Cohesión	C	20,00	Tn/m2
Ksd \geq 1,1 (condiciones extremas)		1,44	<u>OK</u>

- Chequeo de cortante

a) La figura 168 presenta el cortante último en pantalla.

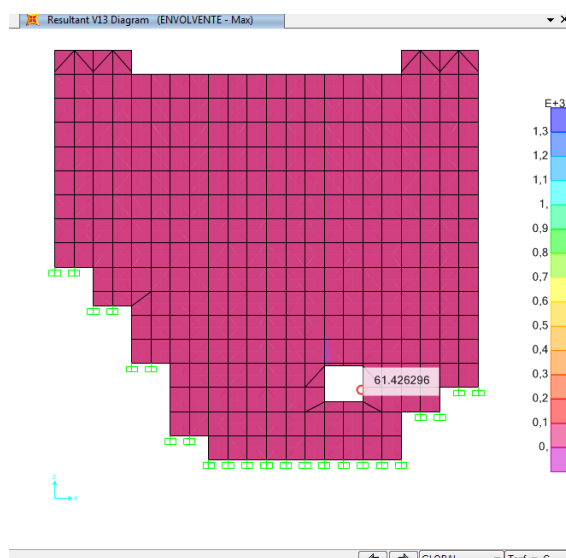


Figura 168 Cortante último, Pantalla

La tabla 98 presenta el cortante admisible en la pantalla principal.

Tabla 98
Cortante admisible, pantalla

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Resistencia hormigón	$f'c$	280,00	Kg/cm2
Espesor del muro	E	150,00	cm
Cortante último	V_u	61430,00	Kg
Factor de reducción	ϕ	0,75	
Ancho	B	100,00	cm
Altura efectiva	D	143,00	cm

CONTINÚA 

Cortante permisible	vp	8,87	Kg/cm2
Cortante actuante	Vc	5,73	Kg/cm2
<u>OK</u>			

b) La figura 169 presenta el cortante último en el contrafuerte B.

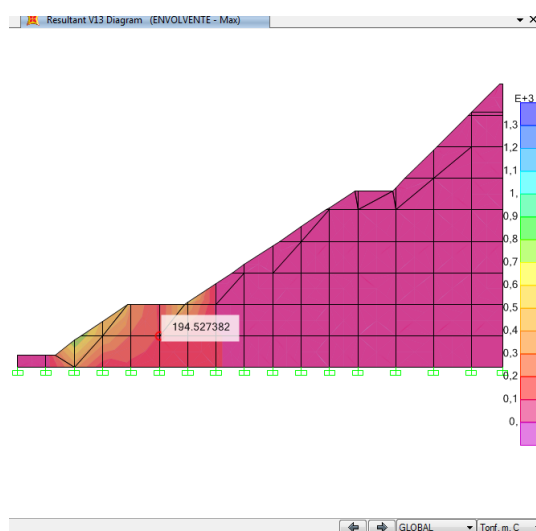


Figura 169 Cortante último, contrafuerte B

La tabla 99 presenta el cortante admisible en el contrafuerte B.

**Tabla 99
Cortante admisible, contrafuerte B**

Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Resistencia hormigón	f'c	280,00	Kg/cm2
Espesor del muro	e	150,00	cm
Cortante último	Vu	194530,00	Kg
Factor de reducción	Ø	0,75	
Ancho	b	100,00	cm
Altura efectiva	d	143,00	cm
Cortante permisible	vp	8,87	Kg/cm2
Cortante actuante	Vc	18,14	Kg/cm2
<u>NO PASA</u>			

La tabla 100 presenta el resumen de los cortantes y momentos máximos en el modelo 2.

Tabla 100
Resumen de momentos y cortantes (modelo 2)

Elemento	V máx(Tn)	M11(T-m)	M22(T-m)
Pantalla	61,43	149,84	190,29
Contrafuerte tipo	194,53	327,00	610,00

5.2. Análisis de resultados

5.2.1. Presa San Lorenzo

En base a los resultados obtenidos de los diferentes modelos en la presa San Lorenzo, se puede decir que:

- Las secciones de 1 m. propuestas por Fichamba & Ñacata presentan una considerable holgura en sus coeficientes de seguridad, para el volcamiento se tiene $K_{sv}=4.65$, mientras que en el deslizamiento $K_{sd}=7.97$ (condiciones normales) y $K_{sd}=1.73$ (condiciones extremas), lo cual sugiere una reducción de secciones en sus elementos, para confirmar esta reducción en las secciones se analizó la cuantía obtenida de 0.00389 que resulta ser menor a la cuantía máxima permisible (0,01445). Con el fin de optimizar recursos se reducen las secciones a 0.60 m la pantalla y contrafuertes, mientras que las paredes a 0,50 m.
- El modelo 1, con secciones de 0.60 m en pantalla y contrafuertes; y paredes de 0.50m, cumplen con los parámetros de estabilidad mínimos, $K_{sv}=7,09$, $K_{sd}=7.50$ (condiciones normales) y $K_{sd}=2.53$ (condiciones extremas); de igual manera las secciones cumplen con el chequeo a corte en cada uno de los elementos. Las cuantías que se obtienen en este modelo presentan un notable crecimiento, sin dejar de lado que son menores que la cuantía máxima permisible. Con estos resultados se puede decir que el presente modelo sería el óptimo en cuanto a dimensiones y condiciones de estabilidad; sin embargo, ya que los factores de seguridad presenta una mayor holgura en relación al modelo inicial, para observar la importancia del relleno se propone un nuevo modelo, de secciones similares, que carezca del relleno en sus celdas y donde los contrafuertes sean los elementos principales de la estructura.

- El modelo 2, con secciones de 0.60 m. en pantalla y contrafuertes; que carece de relleno en sus celdas, no cumple con los parámetros mínimos de estabilidad, lo cual indica la importancia del material de relleno en la presa de hormigón, para obtener la estabilidad requerida de la presa se incrementan las secciones de los elementos a 1.2 m., sin embargo estas nuevas secciones aún no cumplen el chequeo a corte de sus elementos, lo que implica un nuevo y notable incremento en las secciones, que ya no resulta ser económicamente viable, y por lo cual no se realiza el diseño de este modelo.

5.2.2. Presa Saquimala

En base a los resultados obtenidos de los diferentes modelos en la presa Saquimala, se puede decir que:

- Las secciones de 1 m. propuestas por Fichamba & Ñacata presentan una considerable holgura en sus coeficientes de seguridad, para el volcamiento se tiene $K_{sv}=3.78$, mientras que en el deslizamiento $K_{sd}=6.28$ (condiciones normales) y $K_{sd}=1.59$ (condiciones extremas), lo cual sugiere una reducción de secciones en sus elementos, para confirmar esta reducción en las secciones se analizó la cuantía obtenida de 0.00415 que resulta ser menor a la cuantía máxima permisible (0,01445). Con el fin de optimizar recursos se reducen las secciones a 0.70 m en cada elemento de la presa.
- El modelo 1, con secciones de 0.70 m. en pantalla, contrafuertes y paredes, cumplen con los parámetros de estabilidad mínimos, $K_{sv}=4.61$, $K_{sd}=5.77$ (condiciones normales) y $K_{sd}=1.93$ (condiciones extremas); de igual manera las secciones cumplen con el chequeo a corte en cada uno de los elementos. Las cuantías que se obtienen en este modelo presentan un notable crecimiento, sin dejar de lado que son menores que la cuantía máxima permisible. Con estos resultados se puede decir que el presente modelo sería el óptimo en cuanto a dimensiones y condiciones de estabilidad; sin embargo, ya que los factores de seguridad presenta una mayor holgura en relación al modelo inicial, para observar la importancia del relleno se propone un nuevo modelo, de similares secciones,

que carezca del relleno en sus celdas y donde los contrafuertes sean los elementos principales de la estructura.

- El modelo 2, con secciones de 0.70 m. en pantalla y contrafuertes; que carece de relleno en sus celdas, no cumple con los parámetros mínimos de estabilidad, lo cual indica la importancia del material de relleno en la presa de hormigón, para obtener la estabilidad requerida de la presa se incrementan las secciones de los elementos a 1.5 m., sin embargo estas nuevas secciones aún no cumplen el chequeo a corte de sus elementos, lo que implica un nuevo y notable incremento en las secciones, que ya no resulta ser económicamente viable, y por lo cual no se realiza el diseño de este modelo.

5.3. Geometría definitiva

En base a lo expuesto en el numeral 5.2 se definen las geometrías definitivas para las presas San Lorenzo y Saquimala.

5.3.1. Presa San Lorenzo

La tabla 101 presenta la geometría definitiva en la Presa San Lorenzo.

Tabla 101
Geometría definitiva, P. San Lorenzo

Elemento	Sección (m)
Pantalla principal	0,60
Paredes (eje 2 al eje 15)	0,50
Contrafuertes (eje A al eje K)	0,60

5.3.2. Presa Saquimala

La tabla 102 presenta la geometría definitiva en la Presa Saquimala.

Tabla 102
Geometría definitiva, P. Saquimala

Elemento	Sección (m)
Pantalla principal	0,70
Paredes (eje 2 al eje 17)	0,70
Contrafuertes (eje A al eje L)	0,70

5.4. Embaulado

El diseño de la losa del embaulado se lo realiza por tramos con el fin de optimizar recursos. Se emplea el mismo material definido en la presa de hormigón ($f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$). Las secciones y diseño de las losas en cada presa se presentan a continuación:

5.4.1. Presa San Lorenzo

5.4.1.1. Tramo 1

- Secciones

La sección de losa y contrafuerte para el tramo 1 (longitud=41 m) es de 60 cm, lo que se indica en las figuras 170 y 171 respectivamente.

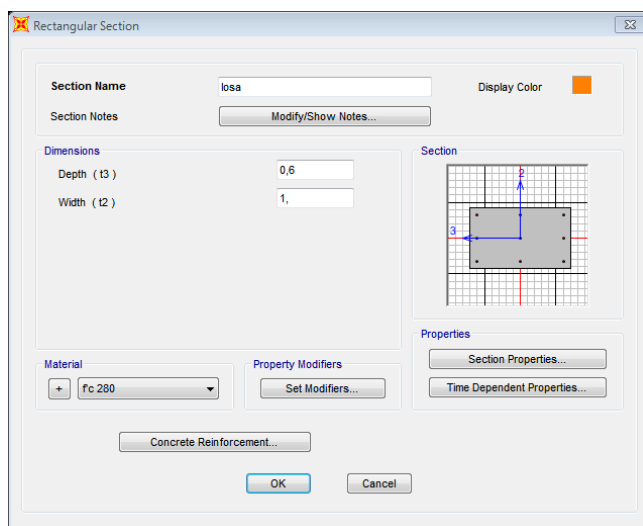


Figura 170 Sección losa 0,60 m.

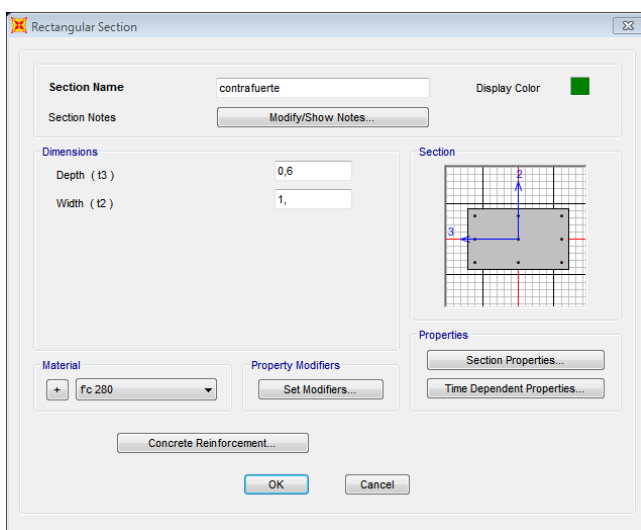


Figura 171 Sección contrafuertes 0,60 m.

- Cargas

Las cargas a aplicar en la losa son: el peso del material de relleno y el peso de la pared de hormigón. Se considera que el 80% del peso del material de relleno actúa sobre la losa, mientras que el 20% restante está aplicado a los contrafuertes que lo confinan.

La definición de cada una de estas cargas, se lo realiza por medio de la función *define load patterns*, como se muestra en la figura 172.

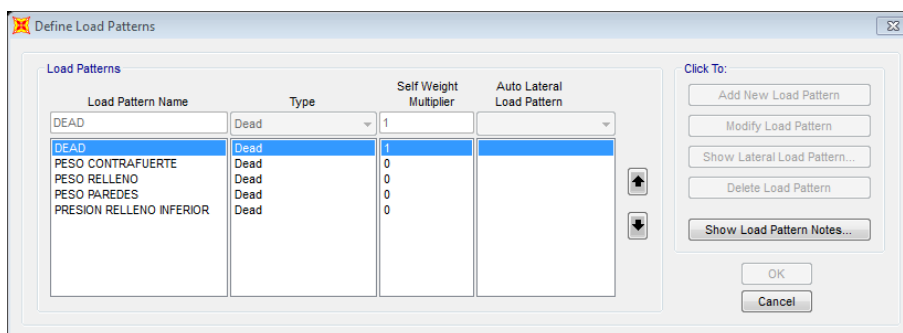


Figura 172 Definición de cargas

- Asignación de cargas
- Presión de material de relleno en el embaulado

La tabla 103 indica la presión de material de relleno en el embaulado.

Tabla 103
Presión de material de relleno en el embaulado

Tramo	Losa	Carga uniforme (Tn/m)	Carga uniforme (80%) (Tn/m)
1	Superior	78,03	62,42
1	Inferior	18,35	14,68

Se presenta la carga uniforme de peso del relleno en el embaulado en la figura 173.

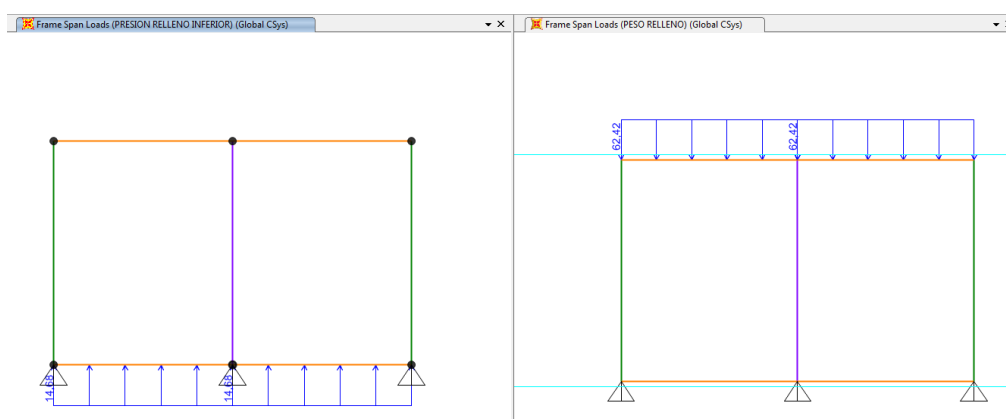


Figura 173 Presión de material de relleno

- Peso de pared sobre embaulado

La tabla 104 muestra el peso de la pared sobre el embaulado.

Tabla 104
Peso de pared sobre embaulado

Tramo	Carga uniforme (Tn/m)
1	58,52

Se presenta la carga uniforme de peso de pared sobre embaulado en la figura 174.

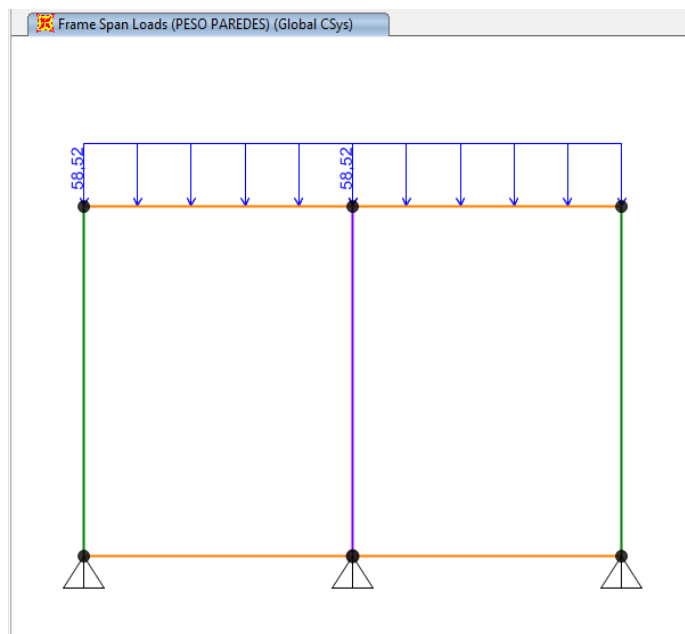


Figura 174 Peso de pared sobre embaulado

- Peso del contrafuerte

La tabla 105 muestra la carga puntual de los contrafuertes asignados en los nudos de la losa.

Tabla 105
Carga de contrafuertes

Tramo	Carga puntual (Tn)
1	70,23

Se presenta la carga puntual de peso de contrafuertes sobre embaulado en la figura 175.

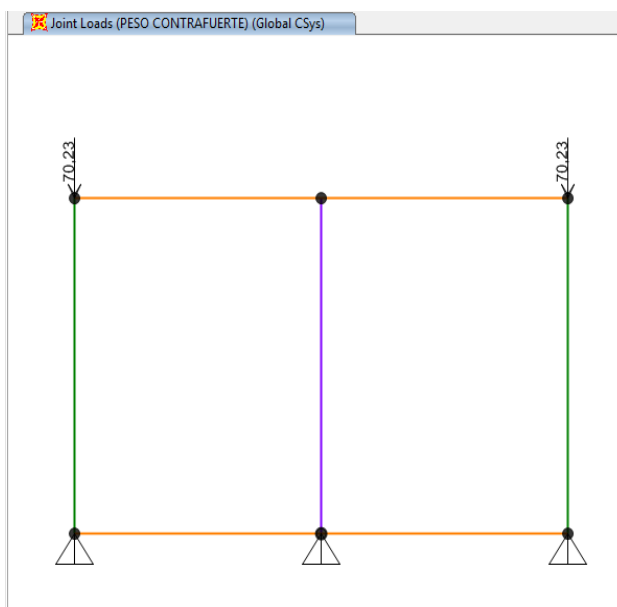


Figura 175 Carga contrafuertes

- **Combinaciones de cargas**

La combinación de carga para última resistencia es: $1,2 D + 1,4P$

Dónde P, es la presión del suelo bajo el embaulado.

Se consideran 2 estados para la carga muerta, el primero contempla la presión del relleno sobre la losa del embaulado, y en el segundo el peso de la pared aplicado a la losa.

En la figura 176 se presenta el estado de carga 1.

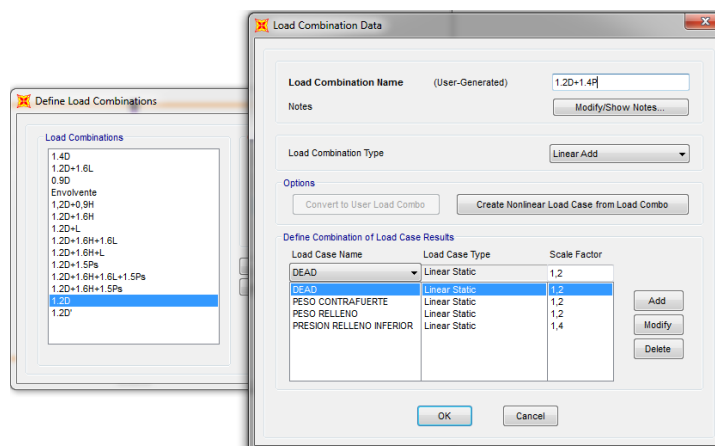


Figura 176 Combinación de carga (presión material relleno)

En la figura 177 se presenta el estado de carga 2.

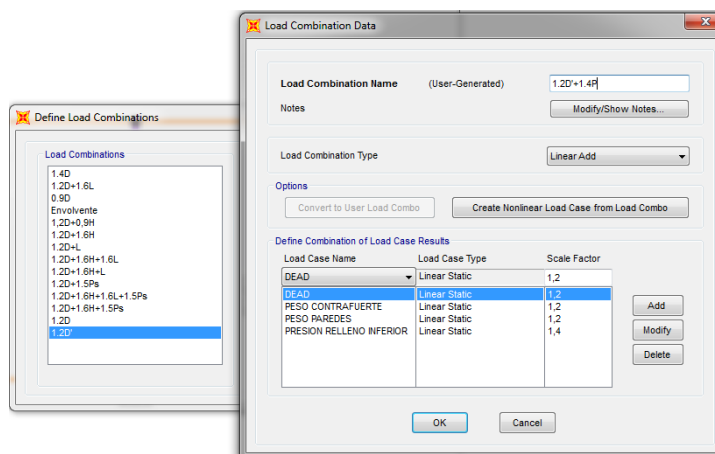


Figura 177 Combinación de carga (peso pared)

- **Resultados**

Los resultados se presentan a partir de la envolvente.

Los momentos máximos se presentan en la figura 178.

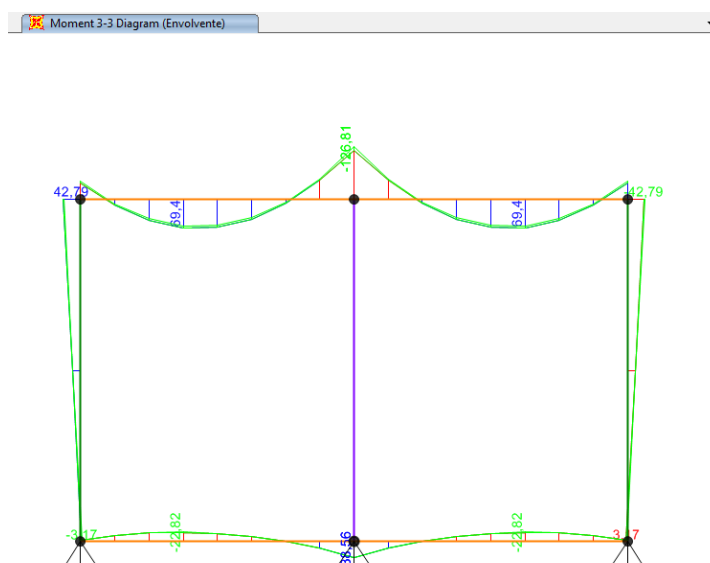


Figura 178 Momentos máximos

La tabla 106 muestra la armadura de la losa superior e inferior del embaulado.

Tabla 106
Armadura losa superior e inferior del embaulado

f_c (kg/cm ²)	280
f_y (kg/cm ²)	4200
b (cm)	100
h (cm)	60
rec (cm)	7
d (cm)	53

LOSA SUPERIOR	M(T-m)	ρ	As (cm²)	Armadura
M(-)	126,81	0,0136	71,91	1Ø32@11cm
M(+)	69,4	0,0069	36,91	1Ø32@22cm
Armadura de repartición		0,0018	10,80	1Ø18@24cm
Armadura de distribución			21,62	1Ø25@23cm

LOSA INFERIOR	M(T-m)	ρ	As (cm²)	Armadura
M(-)	22,82	0,0033	17,49	1Ø22@22cm
M(+)	38,56	0,0038	19,91	1Ø25@25cm
Armadura de repartición		0,0018	10,80	1Ø18@24cm
Armadura de distribución			10,49	1Ø18@24cm

5.4.1.2. Tramo 2

- Secciones

Para el tramo 2 (longitud =36m) se considera una sección de losa de 50cm.

- Resultados

Los resultados se presentan a partir de la envolvente.

Los momentos máximos se presentan en la figura 179.

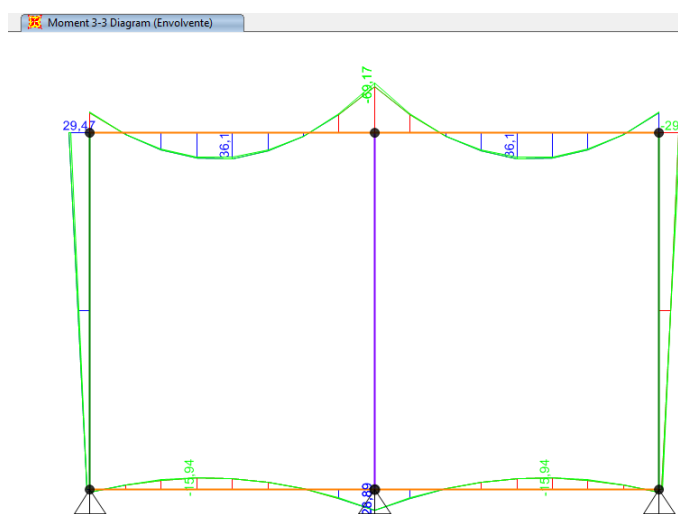


Figura 179 Momentos máximos

La tabla 107 indica la armadura de la losa superior e inferior del embaulado.

Tabla 107
Armadura losa superior e inferior del embaulado

f_c (kg/cm ²)	280,00
f_y (kg/cm ²)	4200,00
b(cm)	100,00
h(cm)	50,00
rec(cm)	7,00
d(cm)	43,00

LOSA SUPERIOR	M(T-m)	ρ calculada	As (cm ²)	Armadura
M(-)	69,17	0,0109	47,11	1Ø32@17cm
M(+)	36,10	0,0054	23,33	1Ø25@22cm

CONTINÚA 

Armadura de repartición	0,0018	9,00	1Ø16@22cm
Armadura de distribución		14,00	1Ø22@25cm

LOSA INFERIOR	M(T-m)	ρ calculada	As (cm ²)	Armadura
M(-)	15,94	0,0033	14,19	1Ø22@25cm
M(+)	28,89	0,0043	18,47	1Ø25@25cm
Armadura de repartición		0,0018	9,00	1Ø16@22cm
Armadura de distribución			8,51	1Ø16@24cm

5.4.1.3. Tramo 3

- Secciones

Para el tramo 3 (longitud =36m) se considera una sección de losa de 40cm.

- Resultados

Los resultados se presentan a partir de la envolvente.

Los momentos máximos se presentan en la figura 180.

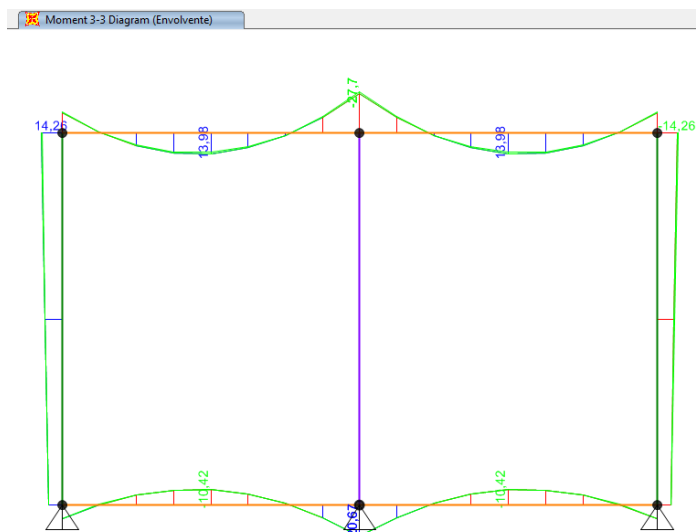


Figura 180 Momentos máximos

La tabla 108 presenta la armadura de la losa superior e inferior en el embaulado.

Tabla 108
Armadura losa superior e inferior embaulado

f_c (kg/cm ²)	280,00
f_y (kg/cm ²)	4200,00
b(cm)	100,00
h(cm)	40,00
rec(cm)	7,00
d(cm)	33,00

LOSA SUPERIOR	M(T-m)	ρ calculada	As (cm²)	Armadura
M(-)	27,70	0,0072	23,71	1Ø22@17cm
M(+)	13,98	0,0035	11,56	1Ø18@22cm
Armadura de repartición		0,0018	7,20	1Ø14@22cm
Armadura de distribución			6,94	1Ø14@22cm

LOSA INFERIOR	M(T-m)	ρ calculada	As (cm²)	Armadura
M(-)	10,42	0,0033	10,89	1Ø18@23cm
M(+)	20,67	0,0053	17,38	1Ø22@22cm
Armadura de repartición		0,0018	7,20	1Ø14@22cm
Armadura de distribución			6,53	1Ø14@24cm

5.4.2. Presa Saquimala

5.4.2.1. Tramo 1

- Secciones

La sección de losa y contrafuerte para el tramo 1 (longitud=44 m) es de 70 cm, lo que se indica en las figuras 181 y 182 respectivamente.

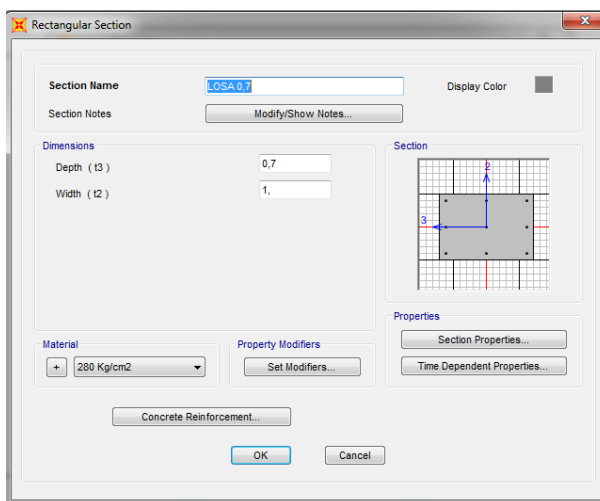


Figura 181 Sección losa 0,70 m.

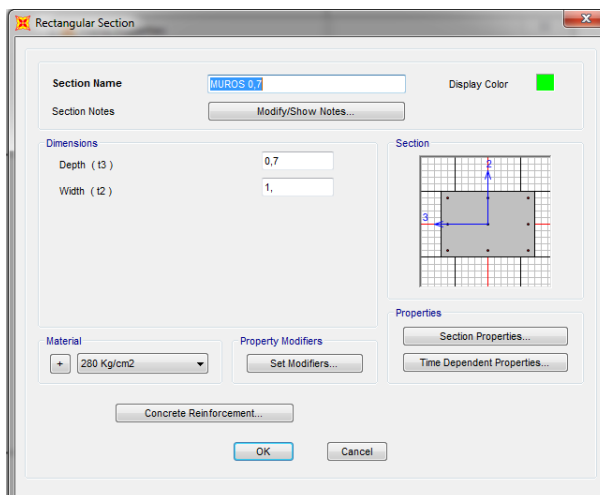


Figura 182 Sección muro 0,70 m.

- Cargas

Las cargas a aplicar en la losa son: el peso del material de relleno y el peso de la pared de hormigón. Se considera que el 80% del peso del material de relleno actúa sobre la losa, mientras que el 20% restante está aplicado a los contrafuertes que lo confinan.

La definición de cada una de estas cargas, se lo realiza por medio de la función *define load patterns*, como se muestra en la figura 183.

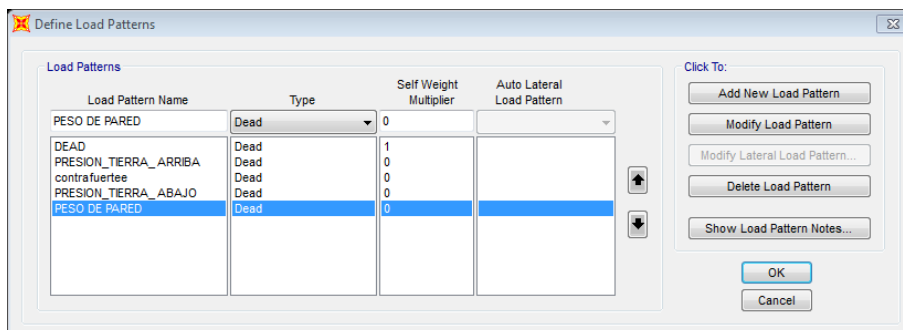


Figura 183 Definición de cargas

- Asignación de cargas
- Presión de material de relleno en el embaulado

La tabla 109 muestra la presión del relleno sobre el embaulado.

Tabla 109
Presión de material de relleno en el embaulado

Tramo	Área (m ²)	Espesor (m)	Volumen (m ³)	Peso (Tn)	Car. Uniforme (Tn/m)
1	8	61,30	490,38	784,61	78,46
1	8	11,20	89,62	143,39	14,34

Se presenta la carga uniforme de peso del relleno en el embaulado en la figura 184.

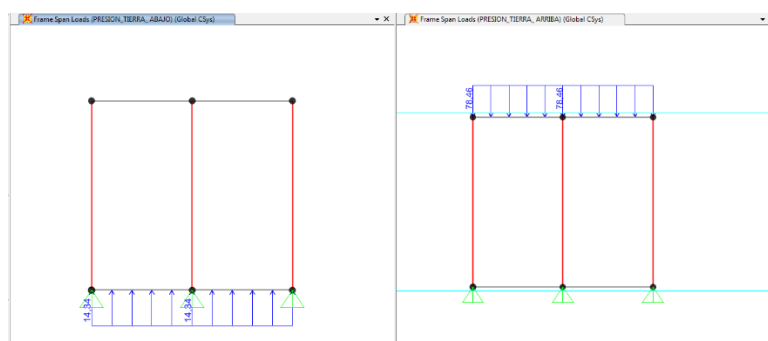


Figura 184 Presión de material de relleno

- Peso de pared sobre embaulado

La tabla 110 indica el peso de la pared sobre el embaulado.

Tabla 110
Peso de pared sobre embaulado

Tramo	Área (m ²)	Espesor (m)	Volumen (m ³)	Peso (Tn)	Car. Uniforme (Tn/m)
1	42,91	7,30	313,24	751,78	102,98

Se presenta la carga uniforme de peso de pared sobre embaulado en la figura 185.

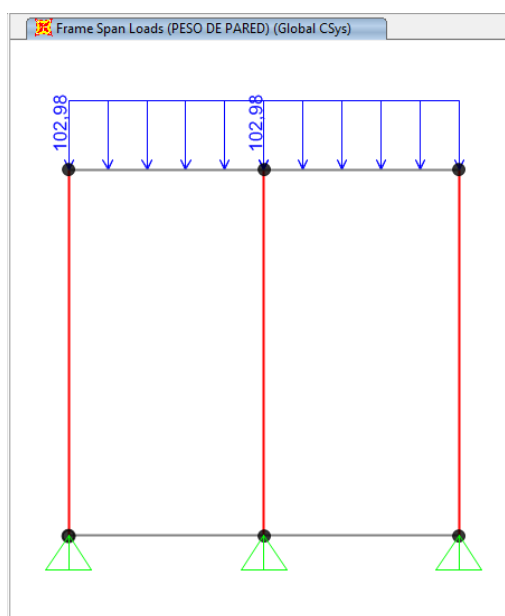


Figura 185 Peso de pared sobre embaulado

- Peso del contrafuerte

La tabla 111 indica la carga puntual de los contrafuertes aplicados a los nudos de la losa del embaulado.

Tabla 111
Carga de contrafuertes

Área (m ²)	Espesor (m)	Volumen (m ³)	Car. puntual (Tn)
61,3	0,70	42,91	102,98

Se presenta la carga puntual de peso de contrafuertes sobre embaulado en la figura 186.

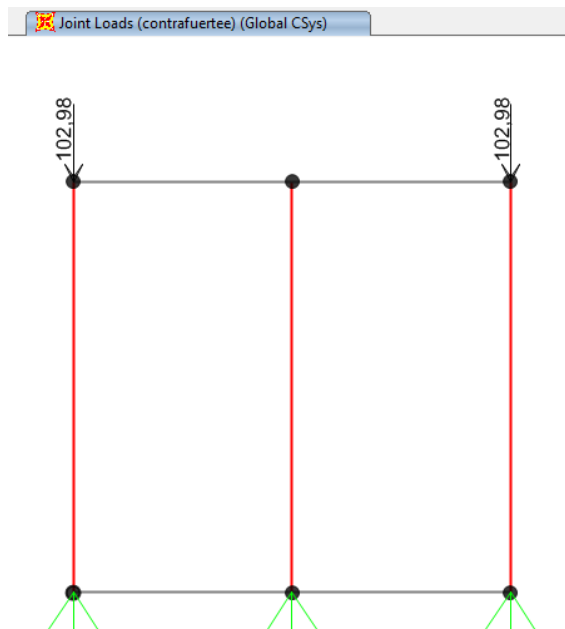


Figura 186 Carga contrafuertes

- **Combinaciones de cargas**

La combinación de carga para última resistencia es: $1,2 D + 1,4P$

Dónde P es la presión del relleno bajo el embaulado.

Se consideran 2 estados para la carga muerta, el primero contempla la presión del relleno sobre la losa del embaulado, y en el segundo el peso de la pared aplicado a la losa.

En la figura 187 se presenta el estado de carga 1.

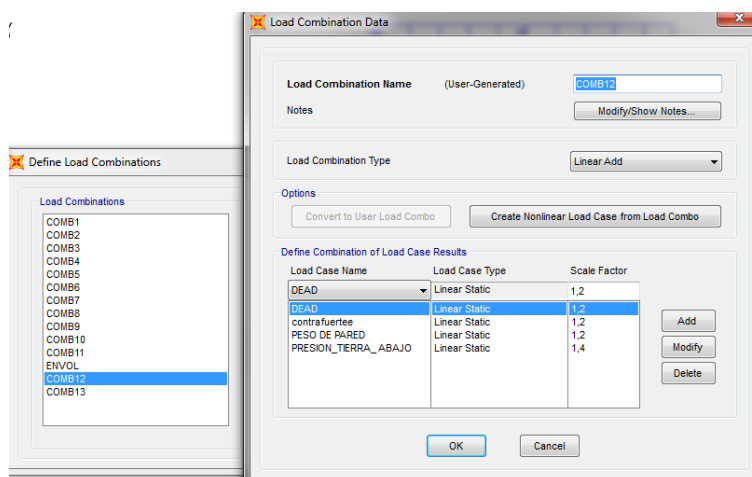


Figura 187 Combinación de carga (peso de pared)

En la figura 188 se presenta el estado de carga 2.

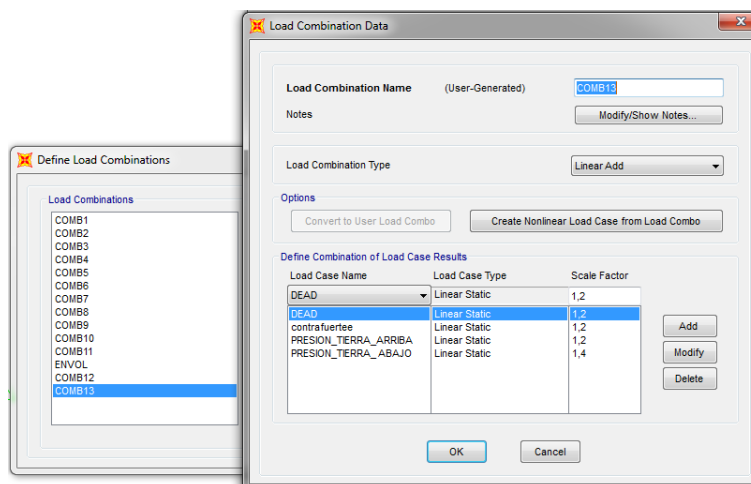


Figura 188 Combinación de carga (presión material relleno)

• Resultados

Los resultados se presentan a partir de la envolvente.

Los momentos máximos se presentan en la figura 189.

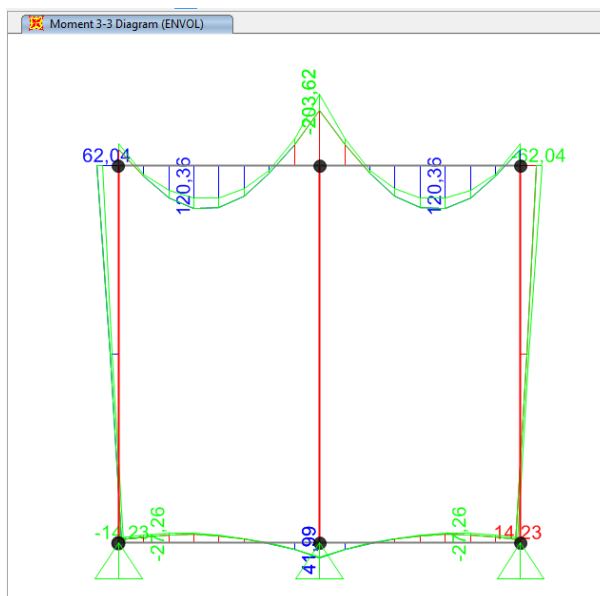


Figura 189 Momentos máximos

La tabla 112 muestra la armadura de la losa superior e inferior del embaulado.

Tabla 112
Armadura losa superior e inferior embaulado

f_c (kg/cm ²)	280,00
f_y (kg/cm ²)	4200,00
b (cm)	100,00
h (cm)	70,00
rec (cm)	7,00
d (cm)	63,00

LOSA SUPERIOR	M(T-m)	ρ calculada	A_s (cm ²)	Armadura
M(-)	203,62	0,0160	99,32	1Ø32@8cm
M(+)	120,36	0,0087	54,74	1Ø32@15cm
Armadura de repartición		0,0018	12,60	1Ø20@25cm
Armadura de distribución			32,84	1Ø32@25cm

CONTINÚA 

LOSA INFERIOR	M(T-m)	ρ calculada	As (cm ²)	Armadura
M(-)	27,26	0,0033	20,79	1Ø25@24cm
M(+)	41,99	0,0033	20,79	1Ø25@24cm
Armadura de repartición		0,0018	12,60	1Ø20@25cm
Armadura de distribución			12,47	1Ø20@25cm

5.4.2.2. Tramo 2

- Secciones

Para el tramo 2 (longitud =44m) se considera una sección de losa de 60cm.

- Resultados

Los resultados se presentan a partir de la envolvente.

Los momentos máximos se presentan en la figura 190.

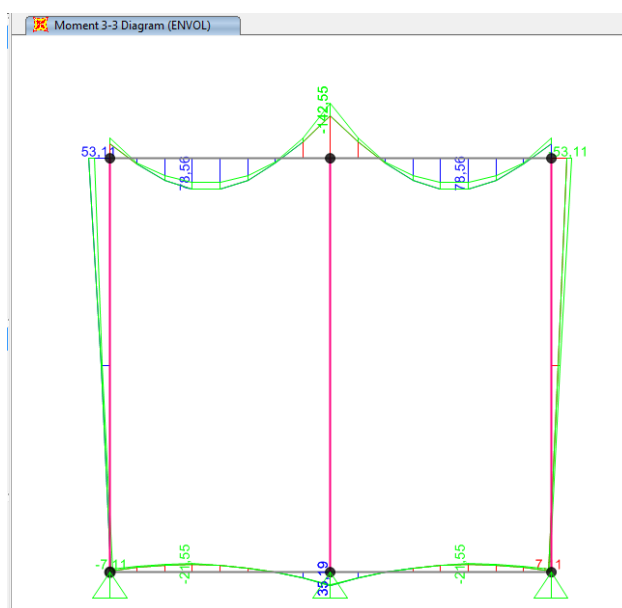


Figura 190 Momentos máximos

La tabla 113 indica la armadura de la losa superior e inferior del embaulado.

Tabla 113
Armadura losa superior e inferior embaulado

f_c (kg/cm ²)	280,00
f_y (kg/cm ²)	4200,00
b(cm)	100,00
h(cm)	60,00
rec(cm)	7,00
d(cm)	53,00

LOSA SUPERIOR	M(T-m)	ρ calculada	As (cm²)	Armadura
M(-)	142,55	0,0155	82,41	1Ø32@10cm
M(+)	78,56	0,0080	42,17	1Ø32@20cm
Armadura de repartición		0,0018	10,80	1Ø18@24cm
Armadura de distribución			25,30	1Ø28@24cm

LOSA INFERIOR	M(T-m)	ρ calculada	As (cm²)	Armadura
M(-)	21,55	0,0033	17,49	1Ø22@22cm
M(+)	35,19	0,0034	18,11	1Ø25@25cm
Armadura de repartición		0,0018	10,80	1Ø18@24cm
Armadura de distribución			10,49	1Ø18@24cm

5.4.2.3. Tramo 3

- Secciones

Para el tramo 3 (longitud =42,50 m) se considera una sección de losa de 50cm.

- Resultados

Los resultados se presentan a partir de la envolvente.

Los momentos máximos se presentan en la figura 191.

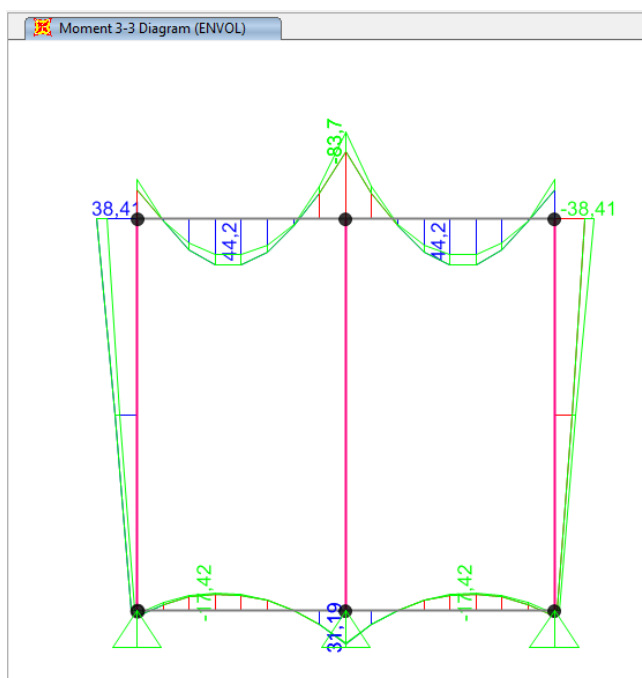


Figura 191 Momentos máximos

La tabla 114 muestra la armadura de la losa superior e inferior del embaulado.

Tabla 114
Armadura losa superior e inferior embaulado

f_c (kg/cm ²)	280,00
f_y (kg/cm ²)	4200,00
b (cm)	100,00
h (cm)	50,00
rec (cm)	7,00
d (cm)	43,00

LOSA SUPERIOR	M(T-m)	ρ calculada	As (cm²)	Armadura
M(-)	83,70	0,0136	58,52	1Ø32@14cm
M(+)	44,20	0,0067	28,91	1Ø28@20cm
Armadura de repartición		0,0018	9,00	1Ø16@22cm
Armadura de distribución			17,35	1Ø22@22cm

LOSA INFERIOR	M(T-m)	ρ calculada	As (cm²)	Armadura
M(-)	17,42	0,0033	14,19	1Ø22@25cm
M(+)	31,19	0,0047	20,01	1Ø25@24cm
Armadura de repartición		0,0018	9,00	1Ø16@22cm
Armadura de distribución			8,51	1Ø16@24cm

5.5. Cimentación

Los esfuerzos en la base de contacto se obtienen a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_y = \frac{V}{a \times b} \pm \frac{6M}{a \times b^2}$$

Donde:

V: Suma de las fuerzas verticales que actúan en la sección (T).

M: Suma de los momentos de todas las fuerzas que actúan en la sección (Tm).

b: Longitud de la base de la sección (m).

a: Longitud del ancho de la franja de la sección (m).

σ_y : Esfuerzos Normales Verticales sobre cualquier plano horizontal (T/m²)
(Novak, Moffat, & Nalluri, 2001)

Se determinó que las estructuras son estables al volcamiento, por lo tanto los esfuerzos en la presa se calculan a carga vertical exclusivamente, la ecuación propuesta por Novak se reduce a:

$$\sigma_y = \frac{V}{a \times b}$$

5.5.1. Presa San Lorenzo


5.5.1.1. Contrafuertes (cimentación tipo)

- Esfuerzos en la presa

La tabla 115 presenta los esfuerzos en la presa San Lorenzo.

Tabla 115
Esfuerzos en la presa, (contrafuertes)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Fuerza total estr. hormigón	V	7732,45	Tn
Carga relleno	V	47731,53	Tn
Profundidad de cimentación	Df	1,00	m

CONTINÚA 

Base	B	2,00	m
Longitud	L	113,00	m
Capacidad del suelo	σ_{suelo}	10898,85	Tn/m ²
Carga total última	Ctu	23467,84	Tn
Esfuerzo normal vertical	σ_Y	74,17	Tn/m ²
Esfuerzo último	σ_{Yu}	103,84	Tn/m ²
$\sigma_Y < \sigma_{suelo}$		SI CUMPLE	

- Altura de zapata

Símbolo	Valor	Unidad
f'c	280,00	Kg/cm ²
qsu	103,84	Tn/m ²
Df	1,00	m
B	2,00	m
Lv	0,70	m
recubrimiento	0,07	m
ϕ	0,85	

$$vp = 0,53 * \sqrt{f'c}$$

$$vp = 88,69 \text{ Tn/m}^2$$

$$Vu = P. N. Su. (Lv - d) * B$$

$$vc = \frac{Vu}{\phi * b * d} ; \text{ se asume } vc = vp$$

Se iguala las ecuaciones Vu y vp.

$$vp * \phi * b * d = P. N. Su. (Lv - d) * B$$

$$88,69 * 0,85 * 2,00 * d = 103,84 (0,70 - d) * 2,00$$

Se despeja la variable d

$$d = 0,41 \text{ m}$$

$$h = d + \text{recubrimiento}$$

$$h = 0,41 + 0,07 = 0,48 \text{ m}$$

$$h_{adop} = 0,50 \text{ m}$$

Chequeo de punzonamiento

$$V_u = 103,84 (0,70 - 0,43) * 2,00$$

$$V_u = 56,07 \text{ Tn}$$

$$v_c = \frac{56,07}{0,85 * 2,00 * 0,43}$$

$$v_c = 76,71 \text{ Tn/m}^2$$

$$v_c < v_p$$

$$76,71 < 88,69 \text{ OK}$$

- Diseño cimentación

$$M_u = P \cdot N_{su} * \frac{Lv^2}{2} * B$$

$$M_u = 103,84 * \frac{0,70^2}{2} * 1,00$$

$$M_u = 25,44 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\rho = 0,0038$$

$$A_s = 16,19 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm @ } 20 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 0,0018 * 100 * 43 = 7,74 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm @ } 25 \text{ cm}$$

5.5.2. Presa Saquimala

5.5.2.1. Contrafuertes (cimentación tipo)

- Esfuerzos en la presa

La tabla 116 presenta los esfuerzos en la presa Saquimala.

Tabla 116
Esfuerzos en la presa, (contrafuertes)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Fuerza total estr. hormigón	V	14630,99	Tn
Carga relleno	V	11961,63	Tn
Profundidad de cimentación	Df	1,00	m
Base	B	2,00	m
Longitud	L	132	m
Capacidad del suelo	σ_{suelo}	10857,22	Tn/m ²
Carga total última	Ctu	37229,67	Tn
Esfuerzo normal vertical	σ_Y	100,73	Tn/m ²
Esfuerzo último	σ_{Yu}	141,02	Tn/m ²
$\sigma_Y < \sigma_{suelo}$		SI CUMPLE	

- Altura de zapata

Símbolo	Valor	Unidad
f'c	280,00	Kg/cm ²
qsu	141,02	Tn/m ²
Df	1,00	m
B	2,00	m
Lv	0,65	m
recubrimiento	0,07	m
ϕ	0,85	

$$vp = 0,53 * \sqrt{f'c}$$

$$vp = 88,69 \text{ Tn/m}^2$$

$$Vu = P.N.Su. (Lv - d) * B$$

$$vc = \frac{Vu}{\phi * b * d} ; \text{se asume } vc = vp$$

Se iguala las ecuaciones Vu y vp.

$$vp * \phi * b * d = P.N.Su. (Lv - d) * B$$

$$88,69 \text{ T/m}^2 * 0,85 * 2,00\text{m} * d = 141,02 \text{ T/m}^2 (0,65\text{m} - d) * 2,00\text{m}$$

Se despeja la variable d

$$d = 0,42 \text{ m}$$

$$h = d + \text{recubrimiento}$$

$$h = 0,48 + 0,07 = 0,49 \text{ m}$$

$$\mathbf{h_{adop} = 0,50 \text{ m}}$$

Chequeo de punzonamiento

$$V_u = 141,02 \text{ Tn/m}^2 (0,65\text{m} - 0,43\text{m}) * 2,00\text{m}$$

$$V_u = 62,05 \text{ Tn}$$

$$v_c = \frac{62,05 \text{ Tn}}{0,85 * 2,00\text{m} * 0,43\text{m}}$$

$$v_c = 84,88 \text{ Tn/m}^2$$

$$v_c < v_p$$

$$\mathbf{84,88 < 88,69 \text{ OK}}$$

- Diseño cimentación

$$M_u = P \cdot N_{su} * \frac{Lv^2}{2} * B$$

$$M_u = 141,02 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} * \frac{0,65^2}{2} * 1,00 \text{ m}$$

$$M_u = 29,79 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\rho = 0,0044$$

$$A_s = 19,07 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ } \emptyset \text{ 22 mm @ 20 cm}$$

$$A_{st} = 0,0018 * 100 * 43 = 7,74 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ } \emptyset \text{ 16 mm @ 25 cm}$$

5.6. Presupuesto Referencial

Los precios unitarios presentados a continuación son únicamente referenciales y han sido tomados de la revista de la Cámara de la Industria de la Construcción.

5.6.1. Cantidad de materiales

5.6.1.1. Excavación

La tabla 117 muestra el volumen de excavación en las presas San Lorenzo y Saquimala.

Tabla 117
Volumen de excavación

Presa	Volumen de excavación (m3)
San Lorenzo	125016,27
Saquimala	284439,00

5.6.1.2. Volumen de hormigón y relleno

La tabla 118 muestra el volumen de hormigón y volumen de relleno en las presas San Lorenzo y Saquimala.

Tabla 118
Volumen de hormigón y relleno

Presa	Volumen de hormigón (m3)	Volumen de relleno (m3)
San Lorenzo	46000,00	247523,70
Saquimala	85339,50	335032,60

5.6.1.3. Transporte de material

Se considera aproximadamente 30 Km como la distancia entre la obra y el lugar de desalojo del material.

5.6.1.4. Cantidad de acero

- Presa San Lorenzo

La tabla 119 presenta las cantidades de acero en la presa San Lorenzo.

Tabla 119
Cantidades de acero, P. San Lorenzo

Diámetro	Cantidad	Longitud (m)	Peso (Kg)
Ø 16	920	11040	17421,12
Ø 18	8377	100524	200846,95
Ø 20	15830	189960	468441,36
Ø 22	33120	397440	1185960,96
Ø 25	5107	61284	236127,25
Ø 28	8720	104640	505829,76
Ø 32	1089	13068	82498,28
TOTAL			2697125,69

- Presa Saquimala

La tabla 120 presenta las cantidades de acero en la presa Saquimala.

Tabla 120
Cantidades de acero, P. Saquimala

Diámetro	Cantidad	Longitud (m)	Peso (Kg)
Ø 16	131,00	5764,00	9096,00
Ø 18	0,00	0,00	0,00
Ø 20	5771,00	69252,00	170775,00
Ø 22	63190,00	713554,00	2129244,00
Ø 25	51687,00	572219,00	2204759,00
Ø 28	54578,00	653508,00	3164939,00
Ø 32	3468,00	27050,00	170769,00
TOTAL			7849582,00

5.6.2. Presupuesto Referencial, Presa San Lorenzo

La tabla 121 muestra el presupuesto referencial en la Presa San Lorenzo.

Tabla 121
Presupuesto Referencial, P. San Lorenzo

PRESUPUESTO REFERENCIAL- PRESA SAN LORENZO					
#	DESCRIPCION DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO USD	COSTO TOTAL USD
OBRAS PRELIMINARES					
1	Limpieza y desbroce del terreno	m2	9152,13	1,55	14185,80
2	Replanteo y Nivelación con equipo topográfico	m2	9152,13	1,15	10524,95
MOVIMIENTO DE TIERRAS					
3	Excavación sin clasificar	m3	125016,27	4,07	508816,22
4	Relleno compactado con suelo natural	m3	247523,70	6,17	1527221,23
5	Transporte material de excavación y escombros	m3-km	3750488,10	0,44	1650214,76
ESTRUCTURA					
6	Hormigón f'c=280 Kg/cm2	m3	46000,00	200,00	9200000,00
7	Acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2	Kg	2697125,69	1,50	4045688,54
8	Encofrado/Desencofrado metálico alquilado para muro -2 caras-	m2	76070,61	6,82	518801,56
TOTAL \$					19078871,93
NOTA: Los precios no incluyen IVA					

5.6.3. Presupuesto Referencial, Presa Saquimala

La tabla 122 muestra el presupuesto referencial en la Presa Saquimala.

Tabla 122
Presupuesto Referencial, P. Saquimala

PRESUPUESTO REFERENCIAL- PRESA SAQUIMALA					
#	DESCRIPCION DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO USD	COSTO TOTAL USD
OBRAS PRELIMINARES					
1	Limpieza y desbroce del terreno	m2	10875,00	1,55	16856,25
2	Replanteo y Nivelación con equipo topográfico	m2	10875,00	1,15	12506,25
MOVIMIENTO DE TIERRAS					
3	Excavación sin clasificar	m3	284439,00	4,07	1157666,73
4	Relleno compactado con suelo	m3	335032,60	6,17	2067151,14

CONTINÚA 

	natural					
5	Transporte material de excavación y escombros	m3/km	8533170,00	0,44		3754594,80
	ESTRUCTURA					
6	Hormigón f'c=280 Kg/cm2	m3	85339,50	200,00		17.067.900,00
7	Acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2	Kg	7849582,42	1,50		11.774.373,63
8	Encofrado/Desencofrado metálico alquilado para muro -2 caras-	m2	267180,50	6,82		1.822.171,01
			TOTAL \$			37.673.219,82
	NOTA: Los precios no incluyen IVA					

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- Las velocidades de onda de corte V_{s30} y velocidades de compresión V_p , conseguidos por el software Geopsy son similares a los resultados presentados por Fichamba & Ñacata obtenidos con el programa Seisimager; por lo que se concluye que las quebradas San Lorenzo y Saquimala presentan un suelo tipo C, correspondiente a una roca blanda.
- La capacidad permisible de las rocas obtenida a través de ensayos de laboratorio son 10898,85 Tn/m² y 10857,22 Tn/m² para las quebradas San Lorenzo y Saquimala respectivamente, los que difieren de los resultados conseguidos analíticamente por Fichamba & Ñacata.
- La geometría definitiva que cumple con los parámetros de estabilidad en la presa San Lorenzo es: pantalla 0.60, contrafuertes 0.60 m y paredes transversales 0.50 m. Esta geometría optimiza el volumen de hormigón en un 42,76% con relación a la geometría del pre dimensionamiento (1 metro).
- La geometría definitiva que cumple con los parámetros de estabilidad en la presa Saquimala es: pantalla 0.70, contrafuertes 0.70 m y paredes transversales 0.70 m. Esta geometría optimiza el volumen de hormigón en un 30% con relación a la geometría del pre dimensionamiento (1 metro).
- El modelo matemático que considera a los contrafuertes como elementos principales y no contempla en el diseño el peso del relleno, cumple con los parámetros de estabilidad al incrementar la geometría de las secciones definitivas en un 50% aproximadamente, lo que no resulta económicamente viable.
- El presupuesto referencial de las presas San Lorenzo y Saquimala representan un ahorro del 38,63% y 31,89% respectivamente con respecto a los presupuestos presentados por Fichamba & Ñacata.
- Para el diseño a flexión se ha zonificado los momentos de los elementos en los sentidos X - Y, y así optimizar la armadura demandada.

6.2. Recomendaciones

- Construir las presas por dovelas, de tal manera que una vez fundido el hormigón se proceda a rellenar y compactar las celdas con el material suelto.
- Generar nuevas opciones de diseño que consideren diferentes tipologías constructivas, y que cumplan con los parámetros de estabilidad en la estructura.
- Considerar que para el proyecto se tome en cuenta las particularidades de la obra que podrían incrementar el costo final de la misma.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguilera, E., & Toulkeridis, T. (2004-2005). *El Volcán Cotopaxi, una amenaza que acecha. Proyecto "Prevención de Riesgos Asociados con la Erupción del Volcán Cotopaxi"*. Obtenido de <http://geo1.espe.edu.ec/wp-content/uploads/2012/07/Cotopaxi-AguileraToulkeridi>
- Amigo, Á., Silva, C., & Saavedra, P. (2014). Análisis de Mitigación Estructural de Lahares en el Poblado de Melipeuco, Derivados del Volcán Llaima, Chile, Valor de la Ciencia Mapuche, de la Observación Permanente. *Revista Ingeniería de Obras Civiles (RIOCI)*.
- Arévalo, D., & Ñaupari, L. (2016). *Diseño de obras de protección para el flujo de lahares del volcán Cotopaxi en las quebradas Cimarrones y Mururco. (Tesis de Pregrado)*. . Universidad de Las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí, Ecuador.
- Arteaga, R. (sin fecha). *Presas de concreto para abrevadero y pequeño riego*. Obtenido de Secretaría de agricultura, ganadería, desarrollo rural, pesca y alimentación. (SAGARPA): <http://www.sagarpa.gob.mx/desarrolloRural/Documents/fichasCOUSSA/P>
- Autoridad nacional de los servicios públicos (ASEP). (2010). *Normas para la seguridad de presas*. República de Panamá.
- Avilés, J., & Barzallo, B. (2016). *Caracterización de suelos del centro histórico de la ciudad de Cuenca mediante métodos geofísicos*. Cuenca-Ecuador.
- Bernal, C. (2006). *Metodología de la Investigación*. Colombia: Pearson.
- Bonito, M., & Naranjo, M. (2016). *Diseño de obras de protección ante el flujo de los lahares del volcán Cotopaxi para la cuenca Norte*. Sangolquí, Ecuador.
- Caceres, B., Jordan, E., Ungerechts, L., Francou, B., & Peñafiel, A. (21 de Julio de 2014). *Evaluación geométrica del casquete glaciar del Volcán Cotopaxi usando fotogrametría digital*. Obtenido de Centro Panamericano de estudios e investigaciones geográficas: http://www.cepeige.org/Revista/CASQUETE%20GLACIAR_COTOPAXI.pdf
- Ciencia1.com. (21 de Marzo de 2005). *Historia Eruptiva del Volcán Cotopaxi*. Obtenido de Instituto Geofísico de la EPN: <http://dayala1.readyhosting.com/portal.asp?portal=38&id=353>
- Cimentación superficial: Zapatas aisladas y corridas*. (12 de 03 de 2013). Obtenido de Supervision de Estructuras de Concreto: <https://supervisiondeestructurasdeconcreto.wordpress.com/2013/03/12/03-cimentacion-superficial-2-3-1-zapatas-aisladas-y-corridas/>

- Coburn, A., Spence, R., & Pomonis, A. (1991). *Mitigación de desastres*. Reino Unido : Undro.
- Correia, N. (2015). *Obtención del perfil de velocidad de onda de corte mediante método MASW y comparación con ensayo tipo DOWNHOLE en estaciones sismológicas de zona central*. Santiago de Chile.
- Crónicas de la erupción del volcán Cotopaxi 2015*. (16 de Agosto de 2015). Obtenido de Instituto Geofísico EPN: <http://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1376-cronicas-de-la-erupcion-del-volcan-cotopaxi-2015>
- Crónicas de la erupción del volcán Cotopaxi 2015*. (16 de Agosto de 2016). Obtenido de Instituto Geofísico EPN: <http://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1376-cronicas-de-la-erupcion-del-volcan-cotopaxi-2015>
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. Cengage Learning Editores, S.A.
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. México, D.F.: Cengage learning.
- Díez-Cascón, J., & Bueno, F. (2001). *Ingeniería de Presas*. Universidad de Cantabria, España.: Publicaciones de la Universidad de Cantabria.
- El Comercio: especiales. (Septiembre de 2015). *Erupciones pasadas*. Obtenido de El Comercio: <http://especiales.elcomercio.com/2015/09/cotopaxi/2.html>
- EPYESA. (2013). *Métodos de estudio de geofísica, sus aplicaciones y el equipo que utilizamos*. Obtenido de Geofísica: <http://epyesa.com/geofisica/>
- Escuela de Ingeniería de Antioquía. (2009). *Presa de Arco*. Obtenido de http://fluidos.eia.edu.co/presas/tipos_presa/paginas/p_arco.htm
- Escuela de Ingeniería de Antioquía. (2009). *Presa de Contrafuertes*. Obtenido de http://fluidos.eia.edu.co/presas/tipos_presa/paginas/p_contrafuerte.htm
- Escuela de Ingeniería de Antioquía. (2009). *Presa de Gravedad*. Obtenido de http://fluidos.eia.edu.co/presas/tipos_presa/paginas/p_gravedad.htm
- FEMA, A. F. (2016). *¿Qué es mitigación?* Obtenido de <https://www.fema.gov/es/que-es-mitigacion>
- Fichamba, S., & Ñacata, S. (2016). *Diseño de obras de protección, regulación y control de lahares en el Río Saquimala en la zona sur occidental del volcán Cotopaxi. (Tesis de Pregrado)*. Universidad de Las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí.
- Gallardo, M. (2012). *Cimentaciones en roca*. Mexico.

- Gómez, D. (2012). *Medición de los esfuerzos generados por un flujo de detritos sobre una superficie plana*. Universidad Politécnica de Cataluña, España.
- Gómez, H. (2013). *Metodología de diseño y cálculo estructural para muros de contención con contrafuertes en el trasdós, basados en un programa de cómputo. (Tesis de Grado)*. Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá.
- González, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid-España: Prentice Hall.
- Granda, Á., Granda, T., & Madrid, A. (2005). El método de la Sísmica Pasiva: una herramienta fiable para la caracterización geotécnica del terreno en zonas urbanas. *International Geophysical Technology*, 78-84.
- Guariguata, G. (Abril de 2008). Tesis previo a la obtención del título de Ingeniero Geógrafo. *Levantamiento sísmico de refracción somera en el área occidental de el Hatilo, al norte del poblado de Urumaco, estado Falcon*. Sartenejas, Venezuela.
- Gutierrez, L. (5 de Junio de 2010). *Slide Share*. Obtenido de Estudio de mecánica de suelos, exploración geotécnica: <http://es.slideshare.net/Irveen/exploracion-geotecnica>
- Hall, M., Mothes, P., Samaniego, P. Y., & Andrade, D. (Agosto de 2014). *Mapa regional de peligros volcánicos potenciales del volcán Cotopaxi-Zona Sur*. Obtenido de Instituto Geofísico, EPN: <http://funcai.org/wp-content/uploads/2015/07/Mapa-Peligros-COTOPAXI-SUR.pdf>
- Harmsen, T. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones. (Enero de 2013). *Presas de hormigón*. Obtenido de IECA. Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones: <https://www.ieca.es/Uploads/docs/Presas.pdf>
- Juárez, E., & Rico, A. (1973). *Mecánica de Suelos, Tomo II*. México D.F., México: Limusa.
- Lazcano, S. (2012). *Perfiles de velocidad de onda de corte y análisis del comportamiento sísmico del suelo en el poniente de Guadalajara, Jal.* Guadalajara.
- López, J., Mejía, J., & Vega, N. (2008). *Aplicación del método de refracción sísmica para la determinación de velocidad des ondas P*. Salvador.
- López, J., Mejía, J., & Vega, N. (2008). *Aplicación del método de refracción sísmica para la determinación de velocidades de ondas P*. San Salvador.
- Mega construcciones.net. (2016). *Presa W. A. C. Bennett*. Obtenido de Mega construcciones.net: <http://megaconstrucciones.net/?construccion=presa-w-a-c-bennett>

- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC - SE - DS: Peligro Sísmico, Diseño Sismoresistente*. Obtenido de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-1.pdf>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)*. Obtenido de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-Cargas-S%C3%ADsmicas.pdf>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)*. Obtenido de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-Cargas-S%C3%ADsmicas.pdf>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-GC: Geotecnia y Cimentaciones*. Obtenido de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-GC-Geot%C3%A9cnia-y-Cimentaciones.pdf>
- Ministerio del Desarrollo Urbano y Vivienda . (2015). *NEC-SE-HM: Estructuras de hormigón armado*. Obtenido de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-HM-Hormig%C3%B3n-Armado.pdf>
- Montoya, J., & Pinto, F. (2010). *Cimentaciones*. Mérida.
- Naranjo, H., & Dranichnikov, T. (2012). *Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional, El caso del puente sobre el río Maicito*. Universidad Politécnica Salesiana, Cuenca.
- Nilson, A., & Darwin, D. (2001). *Diseño de Estructuras*. Bogotá, Colombia: McGRAW-HILL INTERAMERICANA.
- Normas técnicas complementarias para el diseño y ejecución de obras e instalaciones hidráulicas*. (Sin fecha). Obtenido de Distrito Federal de los Estados Unidos Mexicanos: <http://www.slideshare.net/kotch/normas-tcnicas-complementarias-para-el-diseo-de-o>
- Novak, P., Moffat, A., & Nalluri, C. (2001). *Estructuras Hidráulicas*. Bogota: Mc Graw Hill Interamericana S.A.
- Ordóñez, J., Samaniego, P., Mothes, P., & Schilling, S. (2013). *Las potenciales zonas de inundación por lahares en el volcán Cotopaxi* . Quito.
- Plan de desarrollo y ordenamiento territorial de la Parroquia Mulaló*. (2014). Obtenido de <http://mulalo.gob.ec/cotopaxi/wp-content/uploads/2014/10/K-PDOT-VIGENTE-SAN-FRANCISCO-DE-MULAL%C3%93.pdf>

- Plan de desarrollo y ordenamiento territorial de la Parroquia San Lorenzo de Tanicuchi.* (2016-2021). Obtenido de http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/PORTAL_SNI/data_sigad_plus/sigadplusdiagnostico/0560019130001_PDYO T%20TANICUCHI%202016-2021_29-10-2015_15-
- Presas rígidas de concreto de tipo gravedad.* (sin fecha). Obtenido de Universidad del Cauca: http://artemisa.unicauca.edu.co/~hdulica/presas_rigidas.pdf
- Sandoval, W. (2014). *Presas de hormigón a gravedad sobre roca.* Sangolquí .
- Sandoval, W. (2015). *Presas de tierra y enrocamiento.* Quito.
- Sandoval, W. (2016). *Obras de mitigación del flujo de lahares del Volcán Cotopaxi.* Sangolquí: ESPE1.
- Sosa, D. (2011). *Análisis sísmico de presas y cálculo de la presión hidromecánica aplicado a la Presa Minas-San Francisco y Presa Tierras-Blancas. (Tesis de Pregrado).* Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí, Ecuador.
- Téllez, C. (18 de Abril de 2012). *Nociones de estabilidad de cortinas.* Obtenido de Repositorio digital de la Facultad de Ingeniería - UNAM: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/548/A6.pdf?sequence=6>
- Torres, R. (2008). *Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado.* Universidad de los Andes, Merida, Venezuela.
- Toulkeridis, T. (2015). *Amenazas de origen natural y gestión de riesgo en el Ecuador.* Sangolquí, Ecuador: Comisión Editorial de la Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE.
- Universidad de Castilla-La Mancha. (13 de Diciembre de 2011). *Muros de contención.* Obtenido de Temas de construcciones agroindustriales II: https://www.uclm.es/area/ing_rural/Hormigon/Temas/Muros2011.pdf
- Universidad del Cauca. (s.f). *Presas de materiales sueltos.* Obtenido de Departamento de Hidráulica: http://artemisa.unicauca.edu.co/~hdulica/presas_flexibles.pdf
- Urbán, P. (2004). *Construcción de estructuras de hormigón armado, adaptado a las instrucciones EHE,EFHE,NCSE-02 y CTE.* Alicante: Club Universitario.
- Vice News. (6 de Mayo de 2015). *La presa china de las Tres Gargantas está amenazada por el cambio climático según el Gobierno.* Obtenido de Vice News: <https://news.vice.com/es/article/presa-china-de-las-tres-gargantas-amenazada-por-cambio-climatico-segun-el-gobierno>

Volcanes: Cotopaxi. (2016). Obtenido de Instituto Geofísico:
<http://www.igepn.edu.ec/cotopaxi>

World Data Center for Solid Earth Geophysics, R. S. (1979). *Manual of Seismological
Observatory Practice*". Japón.