



**Diseño estructural del Centro de Instrucción y Capacitación para los  
Lanzapuentes Mecanizados HZ-1 y Puentes Flotantes tipo Pontones Q70T**

Vaca Puga, David Alexander y Vargas Vinuesa, Edison Baltazar

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

PhD. Ing. Haro Báez, Ana Gabriela

11 de septiembre del 2020

# URKUND













## Document Information

Analyzed document	David_Vaca_Edison_Vargas_URKUND.pdf (D78516016)
Submitted	9/2/2020 10:25:00 PM
Submitted by	
Submitter email	edisonvargas20.ev@gmail.com
Similarity	5%
Analysis address	agharo.espe@analysis.orkund.com

ANA  
GABRIELA  
HARO BAEZ

Digitally signed  
by ANA GABRIELA  
HARO BAEZ  
Date: 2020.09.02  
16:19:20 -05'00'

## Sources included in the report

<b>W</b>	URL: <a href="https://www.ccffaa.mil.ec/wp-content/uploads/sites/8/2019/04/k-anexo-1-PLAN-ESTRAT...">https://www.ccffaa.mil.ec/wp-content/uploads/sites/8/2019/04/k-anexo-1-PLAN-ESTRAT ...</a> Fetched: 9/2/2020 10:27:00 PM	 1
<b>SA</b>	<b>TFMPoloVictor.pdf</b> Document TFMPoloVictor.pdf (D70450730)	 11
<b>SA</b>	<b>TESIS EDUARDO SERRANO.pdf</b> Document TESIS EDUARDO SERRANO.pdf (D11734115)	 12
<b>SA</b>	<b>Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE / FLORES PAMELA, PILATAXI LIZBETH TESIS.pdf</b> Document FLORES PAMELA, PILATAXI LIZBETH TESIS.pdf (D29959728) Submitted by: biblioteca@espe.edu.ec Receiver: crcepeda.espe@analysis.orkund.com	 2
<b>SA</b>	<b>TESIS 1.docx</b> Document TESIS 1.docx (D29546345)	 5
<b>SA</b>	<b>TESIS FINAL.pdf</b> Document TESIS FINAL.pdf (D13215920)	 1
<b>W</b>	URL: <a href="https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/18598/1/UPS%20-%20ST004513.pdf">https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/18598/1/UPS%20-%20ST004513.pdf</a> Fetched: 7/12/2020 2:13:16 AM	 7
<b>W</b>	URL: <a href="https://docplayer.es/47519782-Seminario-de-graduacion-para-optar-al-titulo-de-inge...">https://docplayer.es/47519782-Seminario-de-graduacion-para-optar-al-titulo-de-inge ...</a> Fetched: 2/5/2020 7:02:35 AM	 2
<b>SA</b>	<b>DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO DE 20 PISOS S ...</b> Document DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO DE 20 PISOS S ... (D47242669)	 2
<b>W</b>	URL: <a href="https://repositorio.escuelaing.edu.co/bitstream/001/53/1/G%C3%B3mez%20Rodr%C3%ADgu...">https://repositorio.escuelaing.edu.co/bitstream/001/53/1/G%C3%B3mez%20Rodr%C3%ADgu ...</a> Fetched: 3/5/2020 5:10:06 PM	 2
<b>W</b>	URL: <a href="https://www.geomatrix.co/productos/hidromalla/">https://www.geomatrix.co/productos/hidromalla/</a> Fetched: 9/2/2020 10:27:00 PM	 1
	<b>Libro de Estructuras de Hormiación ver.docx</b>	



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

#### CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación "**Diseño estructural del Centro de Instrucción y Capacitación para los Lanzapuentes Mecanizados HZ-1 y Puentes Flotantes tipo Pontones Q70T**" fue realizado por los señores **Vaca Puga, David Alexander** y **Vargas Vinuesa, Edison Baltazar**, el cual ha sido revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, a 04 septiembre del 2020

**ANA GABRIELA**  
**HARO BAEZ**

Digitally signed by ANA  
GABRIELA HARO BAEZ  
Date: 2020.09.04 13:33:50  
-05'00'

*Ph.D. Haro Báez, Ana Gabriela*  
C.C.: 1713500302



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

RESPONSABILIDAD DE AUTORÍA

Nosotros, **Vaca Puga, David Alexander** con cédula de ciudadanía n° 1711376820 y **Vargas Vinueza, Edison Baltazar** con cédula de ciudadanía n° 1716105240, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **Diseño estructural del Centro de Instrucción y Capacitación para los Lanzapuentes Mecanizados HZ-1 y Puentes Flotantes tipo Pontones Q70T**, es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, a 4 septiembre del 2020

Vaca Puga, David Alexander

C.C: 1711376820

Vargas Vinueza, Edison Baltazar.

C.C: 1716105240



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

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN

Nosotros, **Vaca Puga, David Alexander** con cédula de ciudadanía n° 1711376820 y **Vargas Vinueza, Edison Baltazar** con cédula de ciudadanía n° 1716105240, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, publicar el trabajo de titulación: **Diseño estructural del Centro de Instrucción y Capacitación para los Lanzapuentes Mecanizados HZ-1 y Puentes Flotantes tipo Pontones Q70T**, en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi nuestra responsabilidad.

Sangolquí, a 4 septiembre del 2020



---

Vaca Puga, David Alexander

C.C: 1711376820



---

Vargas Vinueza, Edison Baltazar.

C.C: 1716105240

## Dedicatoria

Dedico este proyecto de titulación a un ser que por su entrega, preocupación y esmerada paciencia siempre estuvo a mi lado, mi amada esposa Viviana, además mis tres adoradas hijas Daniela, Danae y Dayane, por ser parte fundamental de mi vida e inspiración. A mis padres y hermanas quienes me dieron siempre su apoyo incondicional en los momentos más difíciles. Para todos ellos hago esta dedicatoria.

David Vaca

El llegar a este momento no lo habría conseguido si no hubiese contado con unos maravillosos padres, ejemplo de trabajo y dedicación que han dejado un gran legado que estará por siempre en mi corazón y a quien dedico con mucho cariño el presente trabajo. A mi maravilloso padre, Segundo Vargas, que me acompaña y cuida desde el cielo, junto a nuestro Señor Jesucristo. A mi madre, Isabel Vinuesa, que es el ejemplo vivo del verdadero amor por cuanto ha sido el apoyo, fuente de motivación y alegría por tenerla todavía en mi vida y gracias a cada una a de sus sabias palabras que han guiado mi camino. No podría dejar de lado a mi novia Katherine Aguirre quien es una persona que también dedico y ayuda invaluable para la culminación del presente proyecto.

Edison Vargas

## Agradecimiento

Agradecemos por la ayuda brindada a la PhD. Ana Gabriela Haro Báez, con su conocimiento valioso, experiencia y por su calidad de persona, ha guiado y apoyado para la realización y culminación de nuestro proyecto de titulación, sus enseñanzas han servido de soporte en todo este tiempo, para poder dejar plasmado en esta tesis, al centro de entrenamiento para lanzapuentes mecanizados y tipo pontón.

A nuestros docentes que conforman la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de Fuerzas Armadas, que ayudaron a nuestra formación con sus conocimientos y vasta experiencia, en especial al Phd. Washington Sandoval e Ing. Lenin Abata que formaron parte de este proyecto, para poder proyectarnos en el ámbito laboral como profesionales, con capacidad de tomar retos nuevos y sobre todo para engrandecer a nuestra apreciada nación, en busca de mejores días, para las nuevas generaciones.

David Vaca

Edison Vargas

## Índice de Contenidos

Certificación _____	3
Responsabilidad de Autoría _____	4
Autorización de Publicación _____	5
Dedicatoria _____	6
Agradecimiento _____	7
Resumen _____	18
Abstract _____	19
Capítulo I _____	20
Generalidades _____	20
Introducción _____	20
Antecedentes _____	22
Planteamiento del Problema _____	24
Área de Estudio _____	25
Lanzapuentes Mecanizado HZ-1 _____	25
Lanzapuentes tipo Pontones Q70T _____	26
Objetivos _____	27
Objetivo General _____	27
Objetivos Específicos _____	28
Descripción de Capítulos _____	28
Capítulo I _____	28
Capítulo II _____	29
Capítulo III _____	29
Capítulo IV _____	29
Capítulo II _____	30
Diseño del Hangar Metálico _____	30
Descripción y Generalidades _____	30
Consideraciones en el Diseño _____	34
Procedimientos para el Análisis Estructural _____	34
Cargas Permanentes _____	35
Carga Muerta. _____	35
Cargas Variables _____	35
Carga Viva. _____	35
Cargas Accidentales _____	35
Carga de Sismo. _____	36
Combinación de Cargas _____	36
Diseño del Hangar de Estructura Metálica _____	37



Cálculo de Cargas _____	37
Cargas Muertas. _____	38
Peso de la Cubierta. _____	38
Peso de los Elementos Estructurales. _____	40
Cargas Vivas. _____	40
Carga de Viento. _____	42
Determinar el Coeficiente de Exposición a la Velocidad. _____	43
Velocidad Máxima del Viento. _____	44
Parametros de Carga de Viento. _____	44
Coeficiente de Exposición a la Presión de Velocidad. _____	48
Carga de Granizo. _____	54
Análisis Sísmico. _____	55
Zona Sísmica y Factor de Zona Z. _____	55
Coeficientes de Perfil de Suelo. _____	57
Límites para el Periodo de Vibración. _____	59
Período de Vibración. _____	60
Valor de $\eta$ . _____	61
Factor r. _____	62
Espectro de Respuesta Sa. _____	62
Coeficiente de Importancia _____	63
Coeficientes de Configuración en Planta y Elevación. _____	64
Factor de Reducción de Respuesta R. _____	65
Cortante Basal. _____	66
Cálculo de la Placa de Base _____	67
Paso 1.- Proponer las Dimensiones N y B Basados en la Geometría de las Columnas con las Sigüientes Expresiones. _____	70
Paso 2.- Determinar la Excentricidad Equivalente _____	71
Paso 3.- Determinar la Excentricidad Crítica _____	71
Paso 4.- Calcular la Resistencia del Hormigón _____	72
Paso 5.- Calcular la Longitud del Rodamiento. _____	73
Paso 6.- Determinar la Resistencia a la Tracción Requerida de la Varilla de Anclaje _____	74
Paso 7.- Cálculo de Presiones en la Base. _____	74
Paso 8.- Determinar la Presión para una Distancia m o n desde la Presión Máxima _____	75
Paso 9.- Espesor Requerido de la Placa Base. _____	77
Cálculo de los Pernos de Anclaje _____	78
Paso 1.- Determinar el Número de Barra para Iniciar el Proceso Iterativo. _____	78
Paso 2.- Escoger el Diámetro de los Pernos. _____	79
Paso 3.- Obtener la Distancia Mínima al Borde del Perno de Anclaje _____	79
Paso 4.- Separación Mínima entre Pernos de Anclaje. _____	80
Paso 5.- Resistencia Disponible de Aplastamiento del Perno. _____	80
Paso 6.- Resistencia Combinada de Tracción y Cortante Tipo Aplastamiento. _____	81
Paso 7.- Cálculo de la Longitud de Desarrollo del Perno. _____	84
Paso 8.- Resistencia Disponible de Extracción del Hormigón _____	84
Cálculo del Pedestal _____	87

Cálculo de las Vigas de Cimentación _____	104
Capítulo III _____	119
Diseño de la Piscina de Hormigón Armado _____	119
Descripción y Generalidades. _____	119
Ubicación _____	119
Introducción _____	120
Marco Teórico _____	125
Hormigón Armado _____	125
Consideraciones en el Diseño. _____	125
Acciones sobre la Piscina Lanzapuentes. _____	125
Paredes _____	126
Teoría de Coulomb. _____	127
Teoría de Rankine. _____	128
Losa de Fondo _____	129
Vigas _____	130
Dimensiones de la Viga. _____	130
Deflexiones. _____	131
Selección de las Varillas. _____	131
Recubrimiento. _____	132
Separación entre Varillas. _____	132
Contrafuertes _____	133
Descripción. _____	133
Diseño de Contrafuerte. _____	133
Pasos Diseño Contrafuerte. _____	134
Diseño Estructural _____	135
Cálculos Preliminares _____	135
Cálculo Ka. _____	135
Paredes _____	136
Condiciones de Carga. _____	137
Cálculo de Armadura Interior. _____	137
Cálculo de Armadura Exterior. _____	140
Malla de Temperatura. _____	142
Losa de Fondo _____	143
Diseño de la Armadura Inferior. _____	144
Diseño de la Armadura Superior. _____	145
Vigas _____	147
Contrafuertes _____	153
Predimensionar el Muro. _____	153
Base. _____	153
Peralte de Cimentación. _____	154
Separación de Contrafuertes. _____	154
Espesor Contrafuerte. _____	155
Separación Libre de Contrafuertes. _____	155
Empujes Estático del Suelo. _____	156
Empuje Dinámico del Suelo. _____	157

Momento Final.	158
Armadura.	159
Simulación en Software Especializado	161
Introducción	161
Modelamiento	161
Definición de Materiales.	162
Definición Sección de Elementos Estructurales.	163
Losa.	164
Paredes.	164
Contrafuertes.	165
Patrones de Cargas	166
Carga Muerta.	166
Carga Viva.	166
Agua.	166
Presión de Suelo.	167
Presión de Agua.	167
Combinaciones de Cargas	168
Resultados	168
Esfuerzos.	168
Bombas	170
Descripción y Generalidades	170
Tipos de Bombas	171
Diseño Bomba Centrífuga	172
Capítulo IV	174
Diseño de la Piscina Pontones	174
Ubicación.	174
Generalidades	175
Diseño Hidrológico	178
Área	179
Método Probabilístico	180
Coeficiente Escorrentía	184
Precipitación Media	185
Caudal Medio	186
Tiempo de Concentración de una Cuenca	187
Hidrograma de Diseño	187
Caudal de Diseño	189
Simulación HEC-RAS	190
Descripción del Modelo	190
Parámetros Hidráulicos de Diseño	191
Secciones Transversales.	191
Caudal.	193
Coeficiente de Rugosidad.	193
Coeficientes de Contracción y Expansión.	194
Modelación de la Piscina Pontones	195

Modelo Tridimensional del Terreno. _____	195
Análisis de Erosión _____	196
Resultados HEC-RAS _____	198
Flujo no Permanente. _____	198
Erosión. _____	199
Presa de Hormigón en Suelo _____	201
Diseño del Perfil del Vertedero _____	202
Pilares. _____	202
Cálculo de Carga Sobre el Vertedero. _____	202
Tablestaca y Muro de Corte _____	204
Resalto Hidráulico _____	205
Longitud Posterior al Resalto (Risberma) _____	206
Profundidad de Socavación _____	207
Flujo Subterráneo _____	207
Método de Chugaev para la Subpresión. _____	207
Zapeado Rígido _____	210
Diseño Estructural _____	211
Condición de Estabilidad al Deslizamiento. _____	211
Condición de Estabilidad a la Flotación. _____	212
Condición de Estabilidad al Volcamiento. _____	212
Diseño de Geomembrana _____	213
Diseño del Espesor _____	213
Estabilidad de la Cobertura de Relleno _____	215
Diseño de la Longitud o Zanja de Anclaje _____	217
Chequeo por Supervivencia _____	219
Gaviones Hidromalla Geoestera _____	220
Descripción y Especificaciones Técnicas _____	220
Estabilidad Interna _____	221
Revisión por Tensión en la Hidromalla GEOESTERA. _____	221
Estabilidad Externa _____	222
Estabilidad General del Talud _____	222
Resistencia al Deslizamiento de la Protección _____	222
Cálculo de Estabilidad del Talud _____	223
Diseño Final _____	224
Capítulo V _____	228
Conclusiones y Recomendaciones _____	228
Conclusiones _____	228
Recomendaciones _____	230
Referencias _____	231
Anexos _____	236

### Índice de Tablas

Tabla 1 Cálculo del peso de kutérmico en la estructura del hangar _____	39
Tabla 2. Cálculo de pesos de los diferentes materiales que conforman la estructura del hangar. _____	40
Tabla 3. Valores de sobrecargas de acuerdo a Norma Ecuatoria de la Construcción 2015 _____	41
Tabla 4. Cálculo de sobrecarga de acuerdo a las áreas cooperantes de cada correa del techo _____	42
Tabla 5. Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para cargas de inundación, viento, nieve, terremotos y hielo. _____	43
Tabla 6. El factor de direccionalidad del viento, $K_d$ _____	44
Tabla 7 Factor topográfico $K_{zt}$ . _____	45
Tabla 8 Coeficiente de presión interna $GC_{pi}$ para diferentes tipos de estructuras. _____	47
Tabla 9 Constante de exposición al terreno. _____	48
Tabla 10 Valores de $K_z$ y $q_z$ _____	49
Tabla 11 Valores de $l/b$ y $h/l$ ángulo de inclinación de la cubierta _____	50
Tabla 12 Coeficiente de presión externa en muros $C_p$ . _____	51
Tabla 13 Coeficiente de presión externa en cubierta $C_p$ . _____	52
Tabla 14 Cálculo de la presión del viento en muros. _____	53
Tabla 15 Cálculo de la presión del viento en la cubierta. _____	54
Tabla 16 Carga de granizo _____	54
Tabla 17 Poblaciones ecuatorianas y valor del factor $Z$ _____	56
Tabla 18 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto _____	57
Tabla 19 Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca _____	58
Tabla 20 Comportamiento no lineal de los suelos _____	59
Tabla 21 Valores de los coeficientes $C_t$ y $\alpha$ _____	61
Tabla 22 Cálculo del espectro de respuesta. _____	63
Tabla 23 Categoría de edificio y coeficiente de importancia $I$ _____	64
Tabla 24 Coeficientes de configuración en planta y elevación _____	65
Tabla 25 Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural $R$ _____	66
Tabla 26 Cálculo del cortante basal _____	67
Tabla 27 Diámetros comerciales para pernos y varillas de anclaje _____	79
Tabla 28 Distancia mínima al borde _____	79

Tabla 29 Tensión nominal de conectores y partes roscadas	81
Tabla 30 Resistencia de extracción del hormigón de la varilla de anclaje	86
Tabla 31 Espesor mínimo de vigas no presforzadas en una dirección	131
Tabla 32 Pasos a seguir en el diseño de un contrafuerte	134
Tabla 33 Acero de refuerzo en armadura interior	139
Tabla 34 Acero de refuerzo en armadura exterior	142
Tabla 35 Diseño de armadura inferior longitudinal	144
Tabla 36 Diseño de armadura inferior transversal	145
Tabla 37 Diseño de armadura superior	146
Tabla 38 Diseño de armadura en los apoyos	150
Tabla 39 Diseño de armadura superior	150
Tabla 40 Cálculo de coeficiente aceleración sísmica	157
Tabla 42 Curva teórica de duración de caudales	180
Tabla 43 Curva teórica de duración de caudales	182
Tabla 44 Coeficientes de escorrentía	184
Tabla 45 Cálculo de subpresión	208
Tabla 46 Cálculo coeficientes para el gradiente de salida	209
Tabla 47 Resultados de longitud de inclinación	216
Tabla 48 Valores mínimos recomendados para supervivencia	219
Tabla 49 Características geoestera	221
Tabla 50 Diseño de geoestera	225
Tabla 51 Resultados finales	226
Tabla 52 Informe final	227

## Índice de Figuras

Figura 1 Lanzapuentes Mecanizado HZ-1 _____	25
Figura 2 Lanzapuentes tipo Pontones Q70T _____	26
Figura 3 Ubicación del proyecto hangar de estructura metálica. _____	30
Figura 4 Vía principal de acceso al hangar _____	31
Figura 5 Vista del interior del hangar _____	32
Figura 6 Vista en planta del hangar _____	33
Figura 7 Dimensiones del pórtico _____	34
Figura 8 Especificaciones técnicas de techo kutermico por el fabricante KUBIEC ____	39
Figura 9 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona z ____	55
Figura 10 Columnas de borde _____	68
Figura 11 Columnas del centro _____	69
Figura 12 Definición general de variables _____	73
Figura 13 Acero de refuerzo en el pedestal de hormigón _____	103
Figura 14 Cargas y momentos en la viga de borde _____	104
Figura 15 Cargas y momentos en la viga de centro _____	104
Figura 16 Dimensiones de la viga de cimentación _____	107
Figura 17 Ingreso de datos programa VIGCIM _____	108
Figura 18 Valores de momentos y cortantes de las vigas de borde _____	109
Figura 19 Valores de momentos y cortantes de las vigas de centro _____	111
Figura 20 Cálculo acero de refuerzo para la viga de borde _____	114
Figura 21 Cálculo acero de refuerzo para la viga de centro _____	115
Figura 22 Distribución de acero en las vigas de borde y centro _____	116
Figura 23 Armado del la viga _____	118
Figura 24 Ubicación de la piscina lanzapuentes mecanizado _____	119
Figura 25 Tendido de tramo de puente _____	120
Figura 26 Dimensiones del tramo de puente _____	121
Figura 27 Bípodes del tramo de puente _____	122
Figura 28 Ubicación de las vigas transversales _____	123
Figura 29 Dimensiones de piscina _____	124
Figura 30 Presión activa de Coulomb _____	127
Figura 31 Presión activa de Rankine _____	128
Figura 32 Condición cálculo armadura interna _____	137

Figura 33 Empuje del agua y momento A	139
Figura 34 Condición cálculo armadura externa	140
Figura 35 Empuje del suelo	141
Figura 36 Empuje del suelo en la losa de fondo	143
Figura 37 Diseño final de armadura de piscina lanzapuentes	146
Figura 38 Vigas transversales en la piscina lanzapuentes	147
Figura 39 Cálculo de momentos en viga	149
Figura 40 Esfuerzos cortantes en la viga	151
Figura 41 Diseño final de la viga	152
Figura 42 Contrafuertes en la piscina	153
Figura 43 Dimensiones de los contrafuertes	156
Figura 44 Armadura en los contrafuertes	159
Figura 45 Malla de temperatura en el contrafuerte	160
Figura 46 Modelo de la piscina con contrafuertes	161
Figura 47 Propiedades del hormigón	162
Figura 48 Propiedades del acero	163
Figura 49 Propiedades de sección de piso	164
Figura 50 Propiedades sección paredes	165
Figura 51 Propiedades sección contrafuertes	165
Figura 52 Ingreso de patrones de carga	166
Figura 53 Presión del suelo en SAP2000	167
Figura 54 Presión del agua en SAP 2000	167
Figura 55 Ingreso de combinaciones de carga	168
Figura 56 Resultados de la piscina en SAP2000	169
Figura 57 Esquema de bomba centrífuga	172
Figura 58 Motobomba de agua de alta presión	173
Figura 59 Ubicación del proyecto	174
Figura 60 Tramo de pontón	175
Figura 61 Puente flotante tipo pontón	176
Figura 62 Dimensiones piscina pontones	177
Figura 63 Río San Pedro	178
Figura 64 Área de la cuenca del río San Pedro	179
Figura 65 Curva de duración de caudales	181



Figura 66 Zonas de precipitación media _____	185
Figura 67 Período de retorno del río San Pedro _____	186
Figura 68 Hidrograma de diseño _____	188
Figura 69 Sector de análisis en ArcGIS _____	190
Figura 70 Secciones transversales _____	191
Figura 71 Secciones piscina pontones _____	192
Figura 72 Ingreso de caudal en HEC-RAS _____	193
Figura 73 Geometría tridimensional del río San Pedro _____	196
Figura 74 Estructura de archivos para simulación de erosión _____	198
Figura 75 Resultados HEC-RAS de flujo no permanente _____	199
Figura 76 Resultados HEC-RAS de erosión _____	200
Figura 77 Operación piscina _____	201
Figura 78 Tablestacas en la presa _____	204
Figura 79 Parámetros de resalto hidráulico _____	205
Figura 80 Profundidad de socavación _____	207
Figura 81 Cálculo subpresión _____	208
Figura 82 Diagrama de subpresión _____	209
Figura 83 Losa de zampeado rígido _____	210
Figura 84 Modelo de diseño para el espesor de geomembrana _____	214
Figura 85 Sección transversal de la longitud de desarrollo _____	217
Figura 86 Diseño final de geomembrana _____	220
Figura 87 Tipos de falla _____	223

## Resumen

La presente tesis realiza el diseño estructural del Centro de Instrucción y Capacitación de los Lanzapuentes Mecanizados HZ-1 y Puentes Flotantes tipo Pontones Q70T en el sector del Fuerte Militar “Marco Aurelio Subía Martínez” para mejorar la efectividad operativa del personal en el manejo, uso y despliegue de los vehículos tácticos militares, ya que se realizó la adquisición en 2015 de 10 Vehículos Lanzapuentes tipo Pontones Q70T y 7 Vehículos Mecanizados HZ-1. Los lanzapuentes en la actualidad se encuentran expuestos a las condiciones meteorológicas, por tal razón es necesario construir un hangar en el que se los pueda conservar y 2 piscinas para el empleo de cada clase de lanzapuentes. Se realiza el cálculo y diseño estructural del hangar de acuerdo a las normas vigentes de Estados Unidos para estructuras de acero y simulación en SAP2000 de las columnas, vigas y cerchas. La piscina de hormigón armado se encuentra conformado por el diseño de paredes, losa de fondo, vigas y contrafuertes. En la piscina de pontones primero se realiza el diseño hidrológico del río San Pedro y posteriormente el cálculo de la presa con compuertas Taintor. La piscina se encuentra conformado por una geomembrana de acuerdo al manual de PIVALTEC y recubierta por gaviones tipo geoestera conforme al cálculo de GEOMATRIX. Los resultados son los diseños estructurales paso a paso de cada una de las obras del Centro de Instrucción Lanzapuentes en base a la normativa vigente que garantiza altos estándares de seguridad y eficiencia.

- Palabras clave:
- **DISEÑO ESTRUCTURAL**
- **LANZAPUENTES**
- **HANGAR**
- **PISCINA**

## Abstract

This thesis presents the structural design of the Instruction and Training Center of the HZ-1 Mechanized Bridge Launchers and Q70T Pontoon Type Floating Bridges in the Military Fort "Marco Aurelio Subía Martínez" to improve the operational effectiveness of the troops in the management, use and deployment of military tactical vehicles, since the acquisition in 2015 of 10 Bridge Launcher Vehicles type Q70T Pontoons and 7 Mechanized Vehicles HZ-1. The bridge launchers are currently exposed to weather conditions, for this reason it is necessary to build one hangar in which they can be preserved and 2 pools for the use of each type of bridge launcher. The calculation and structural design of the hangar is carried out in accordance with current United States standards for steel structures and simulation in SAP2000 of the columns, beams and trusses. The reinforced concrete pool is made up of the design of the walls, bottom slab, beams and buttresses. In the pontoon pool, the hydrological design of the San Pedro River and later the calculation of the dam with Taintor gates. The pool is made up of a geomembrane according to the PIVALTEC manual and covered by geostera-type gabions according to the GEOMATRIX calculation. The results are the step-by-step structural designs of each of the works of the Bridge Launcher Instruction Center based on current regulations that guarantee high standards of safety and efficiency.

- Keywords:
  - **STRUCTURAL DESIGN**
  - **BRIDGE LAUNCHER**
  - **HANGAR**
  - **POOL**

## Capítulo I

### Generalidades

#### Introducción

Según el Plan Nacional de Respuesta ante Desastres que establece el Gobierno de la República del Ecuador, una de las principales prioridades del Estado ecuatoriano, es la implementación de diversas estrategias, programas y proyectos en vías a aportar soluciones a problemas relacionados con catástrofes naturales como erupciones volcánicas, terremotos e inundaciones (Gobierno de la República del Ecuador, 2018). Este enfoque en general, permite mejorar la gestión de riesgos y desastres, en materia de prevención y colaboración con la población urbana y rural afectada por el daño en infraestructura y la pérdida de recursos naturales (Bernabé, y otros, 2015).

Así mismo, según las investigaciones realizadas por el Sistema Nacional Descentralizado de Gestión de Riesgos (SNGRE) se establece que los fenómenos de origen hidrometeorológico (inundaciones, aguajes, heladas, entre otros) provocan mayor afectación por la destrucción de puentes y carreteras que ocasionan daños inmensurables en la red vial del país, y cuyas consecuencias tienen un mayor impacto socioeconómico y pérdidas humanas en el país (Plan Nacional de Seguridad Integral, 2019). De ahí, la necesidad de hacer hincapié en la importancia de la mejora continua y desarrollo de las capacidades militares con el fin de fortalecer la gestión operativa, formación profesional y prevención de riesgos ante futuros escenarios críticos donde se requiera la actuación inmediata de las Fuerzas Armadas como ente responsable del manejo de dichas eventualidades (Fuerzas Armadas del Ecuador, 2012).

Dentro de este contexto, la Secretaría de Gestión de Riesgos, mediante el comando de las Fuerzas Armadas que actúa bajo los estatutos del Ministerio de Defensa Nacional (2020) y cuya misión es: procurar defender la soberanía y la integridad territorial, apoyar con su contingente al desarrollo nacional, contribuir con la seguridad pública y del estado, participar en operaciones de paz y ayuda humanitaria, a través de éste y su órgano ejecutor el Cuerpo de Ingenieros del Ejército; adquiere puentes circunstanciales, lanzapuentes mecanizados y de tipo pontones que son de rápido despliegue para realización de operaciones militares (Cuerpo de Ingenieros del Ejército , 2017).

Por lo antes expuesto y, con la finalidad de brindar soporte a las respectivas operaciones logísticas del Sistema de Gestión de Riesgos Nacional y ante la necesidad institucional de las Fuerzas Armadas de fortalecer las capacidades ejecutoras y tácticas del arma de Ingeniería Militar; se propone la creación de un Centro de Instrucción de Tecnologías de Defensa que contará con un hangar donde se podrán almacenar los vehículos tácticos militares que posee el Cuerpo de Ingenieros del Ejército. Además, contará con dos piscinas de hormigón armado; la primera para el entrenamiento del personal en el Lanzapuentes Mecanizado HZ1 y la segunda para la escuadra del Lanzapuentes Tipo Pontones Q70T, de esta manera se proporcionará, el lugar y las condiciones óptimas para la respectiva capacitación y cumplimiento de las diferentes misiones que se deban asignar.

## **Antecedentes**

Sempere (2018), en su artículo de investigación “Tecnología de la Defensa” establece que la historia de los primeros lanzapuentes modernos se remonta a los principios de la Primera Guerra Mundial, donde surgió la idea de un vehículo blindado sobre orugas que podía ser capaz de cruzar con exención las trincheras enemigas, lo cual demostró la utilidad del tanque en los campos de batalla. Por tanto, los tanques comenzaron a ser parte de la lucha contra los enemigos, entre otras cosas, facilitaban el transportar troncos pesados o utilizarlos al dejar caer en las trincheras, incluso se creó una cuña sobre la cual se podía conducir el tanque (Ramírez, 2017).

Así mismo, por su importancia en el campo de batalla, algunos tanques se empezaron a utilizar para transportar rieles en sus cubiertas, lo que dio paso al origen de los primeros vehículos de ingeniería militar. Sin embargo, cabe destacar que estos mostraron cierta desventaja ante la geografía de los terrenos de conflicto; Ramírez (2017) especifica que la forma del tanque impedía el cruce de zanjas y terreno accidentado lo que provocó que muchos de los primeros tanques se hundieran en suelos blandos y queden inmóviles. Esto originó un gran problema para la defensa militar, ya que ésta quedaba condicionada a las limitaciones del tanque.

El único inconveniente, por tanto, que tenían las fuerzas blindadas era el cruzar todas las formas de terreno sin perder velocidad y sin tener que concentrar toda su atención en los obstáculos. Por lo que, la solución más factible al problema de la movilidad de las fuerzas armadas totalmente mecanizadas era la creación de una plataforma diseñada con el fin de improvisar cruces de ríos y obstáculos a corto plazo y en lugares donde el terreno no era abierto y/o despejado (Sempere, 2018).

Pero no fue hasta la Segunda Guerra Mundial que quedó completamente clara la importancia de estos vehículos, pues con el acontecimiento de la guerra, unidades militares enteras tuvieron que avanzar junto con los tanques, que de repente, superaron con creces la velocidad de los soldados de infantería (Barchrach, 2014). Es por ello, que durante los tiempos de guerra se descubrieron otras nuevas formas de crear pontones que se formen de secciones plegables cortas que se podían transportarse en los vehículos tácticos, desplegarse automáticamente en el agua y ensamblarse en un tiempo muy corto en un puente flotante, permite el paso de tropas y tanques militares hasta el área donde eran necesarios.

Esta necesidad dio paso a la invención de puentes de pontones, también conocidos como puentes flotantes, este tipo de puente utiliza flotadores o botes de poca profundidad para soportar el desplazamiento de peatones y vehículos, aunque la flotabilidad de los soportes limita la carga máxima que se puede transportar (Gutiérrez Díez, 2017). Por otro lado, también se dio la creación de un lanzapuentes mecanizado, que es un vehículo de apoyo de combate; el vehículo puede ser a rueda o con orugas en el que se lleva un puente de metal plegable el cual se denomina puente tijera. El trabajo del lanzapuentes mecanizado es permitir que las unidades de infantería o blindadas crucen los obstáculos en el menor tiempo posible. El tramo de puente se despliega y de acuerdo a la distancia que se quiere alcanzar se pueden utilizar más tramos de puente hasta lograr la extensión requerida, es decir, se proporciona un puente de la longitud necesaria para sobrepasar el obstáculo. En la actualidad la mayoría de pontones son atemporales, sin embargo, se continúa su uso en tiempos de guerra y emergencias civiles (Lisa, 2019).

Es por ello, que en la actualidad el Estado Ecuatoriano trabaja con las Fuerzas Armadas bajo el acuerdo de la Constitución Política del año 2008 que se encuentra en vigencia y que permite la colaboración de FF.AA para impulsar y garantizar a la ciudadanía; la prevención, la respuesta y atención a todo tipo de emergencias y desastres que se originan por causas naturales (SNGRE, 2019). En tal virtud, la armada de Ingeniería militar del Ecuador elabora estrategias proactivas con fines colaborativos para despliegue rápido de tanques y otros vehículos de combate blindados a través de obstáculos que se presentan en la topografía como ríos o quebradas (Fuerzas Armadas del Ecuador, 2012).

### **Planteamiento del Problema**

El 24 de marzo del 2014 se emite el informe de viabilidad técnica para realizar la adquisición de 10 Puentes tipo Pontones Q70T y 07 Puentes Mecanizados Pesados HZ1 como parte del proyecto “Recuperación de la Infraestructura de Transporte Terrestre, Aéreo y de Comunicaciones, para apoyo a la población y a la Gestión de Riesgos”, los mismos que van a fortalecer las capacidades operativas y tácticas del arma de Ingeniería Militar, por lo cual es imprescindible la capacitación del personal que se encuentra en la Compañía Puentes No 23 que forma parte orgánica del Batallón de Ingenieros No 68 “COTOPAXI” acantonado en el sector de La Balvina donde está el Fuerte Militar “Marco Aurelio Subía Martínez”. Dicha capacitación debe contar con un sitio apropiado para ese fin. En este contexto, el siguiente trabajo titulación se enfoca en el Diseño estructural del Centro de Instrucción y Capacitación para los Lanzapuentes Mecanizados HZ-1 y Puentes Flotantes tipo Pontones Q70T.



## Área de Estudio

El presente estudio se lo realiza en la parroquia La Balvina, cantón Rumiñahui, provincia de Pichincha donde se encuentra el Batallón de Ingenieros No 68 "COTOPAXI", lugar en el cual existen dos tipos de lanzapuentes que se detallan a continuación:

### ***Lanzapuentes Mecanizado HZ-1***

El Lanzapuentes Mecanizado HZ1 como se observa en la figura 1, es un equipo que puede superar obstáculos de hasta 100 metros con una profundidad menor que 5.5 metros, tales como ríos pequeños y medianos, zanjas y pantanos y asegura el paso rápido de los tanques a orugas con una carga menor de 60 toneladas (B.E 68 "COTOPAXI", 2016). Es un material totalmente mecanizado requiere un número mínimo de operadores y se pueden conectar varios tramos de acuerdo a la geografía del terreno.

### **Figura 1**

#### ***Lanzapuentes Mecanizado HZ-1***



*Nota.* Vehículo transportador del puente HZ tipo tijera y cuerpo del puente, un tramo consta de 2 paneles de puente. Tomado de **(B.E 68 "COTOPAXI", 2016)**.

### ***Lanzapuentes tipo Pontones Q70T***

Los lanzapuentes tipo pontones Q70T se ensamblan mediante varios tramos de puente sobre obstáculos de agua y sirven para transportar vehículos militares. Éste lanzapuentes está totalmente equipado para la carga y descarga de los pontones en un período corto de tiempo como se muestra en la figura 2. La capacidad de carga máxima del puente es de 60 toneladas (B.E 68 "COTOPAXI", 2016).

### **Figura 2**

#### *Lanzapuentes tipo Pontones Q70T*



*Nota.* Vehículo transportador y tramo de puente tipo pontón. Tomado de B.E 68 "COTOPAXI".

### **Justificación**

Los lanzapuentes en la actualidad se encuentran expuestos a las condiciones meteorológicas, por tal razón presentan cuadros de acelerada de oxidación en los tramos de puente y en el vehículo transportador; por lo cual es necesario construir un lugar en el que se los pueda almacenar después de cada operación que se realice y alargar la vida útil de los camiones tácticos.

Los lugares de prueba donde se materializa la capacitación de los entrenamientos es Calceta, lugar en el que se encuentra el río Carrizal; existe una distancia de 298 kilómetros, es necesario considerar que cuando los vehículos tienen un largo recorrido el desgaste de los lanzapuentes es mayor, por lo que a su vez se realizan mantenimientos más seguidos, lo que incrementa el costo de movilización para su empleo en ésta región, mismo que se puede evitar al contar con un centro de capacitación que se encuentre en el Fuerte Militar “Marco Aurelio Subía Martínez”.

Los beneficios son la capacitación del personal militar, que se encuentran en el Batallón de Ingenieros No 68 “COTOPAXI”, al conformar un grupo especializado y capacitado para ejecutar operaciones militares con gran eficiencia para obtener óptimos resultados cuando se empleen estos vehículos en operaciones militares.

Mediante la implementación del presente proyecto se pretende incrementar la capacidad operativa del arma de Ingeniería Militar con el objetivo de tener a todo el personal táctico adiestrado y listo para el uso y empleo de operaciones de tendido de puentes de circunstancia como el Lanzapuentes tipo Pontones Q70T y el Lanzapuentes Mecanizado HZ1, lo que contribuye en la efectividad operativa de ejercicios militares.

## **Objetivos**

### ***Objetivo General***

Diseñar el Centro de Instrucción y Capacitación de los Lanzapuentes Mecanizados HZ-1 y Puentes Flotantes tipo Pontones Q70T en el sector del Fuerte Militar “Marco Aurelio Subía Martínez” para mejorar la efectividad operativa del personal en el manejo, uso y despliegue de los vehículos tácticos militares que posee el arma de ingeniería del Ejército.

### **Objetivos Específicos**

- Realizar el levantamiento topográfico para la ubicación del Centro de Instrucción y Capacitación de los Lanzapuentes Mecanizados HZ-1 y Puentes Flotantes tipo Pontones Q70T.
- Clasificar los suelos mediante ensayos para diseño estructural del hangar, piscina de hormigón armado, piscina con geomembrana y demás obras hidráulicas.
- Realizar el diseño estructural del hangar para guardar los Lanzapuentes Mecanizados HZ-1 y Puentes Flotantes tipo Pontones Q70T en condiciones seguras y evitar que se hallen expuestos a las condiciones meteorológicas.
- Efectuar el diseño estructural e hidráulico de las piscinas de entrenamiento del Lanzapuentes Mecanizado HZ-1 y del Lanzapuentes tipo Pontones Q70T, para que el personal de ingeniería se capacite en el manejo de estos equipos de forma permanente y segura.
- Calcular y diseñar las estructuras hidráulicas que permitan la operación de las piscinas de entrenamiento.

### **Descripción de Capítulos**

#### **Capítulo I**

El capítulo I, se tiene aspectos generales que justifican la creación de un Centro de Instrucción para los cuarteles generales del Fuerte Militar “Marco Aurelio Subía Martínez”. Mediante la adquisición de 10 Vehículos Lanzapuentes tipo Pontones Q70T y 7 Vehículos Mecanizados HZ1 para diferentes condiciones de empleo del arma de Ingeniería Militar del Ejército Ecuatoriano.

## **Capítulo II**

El capítulo II, se realiza el cálculo y diseño estructural del hangar que sirve para almacenar los Vehículos Lanzapuentes Mecanizados HZ1, en el sector norte y los Vehículos Lanzapuentes tipo Pontones Q70T, en la parte sur del hangar. Se detallan las cargas que son sometidas a la estructura metálica que son las siguientes: vivas, muertas y accidentales con el diseño sismorresistente, a continuación, el cálculo paso a paso de la placa base, pernos de anclaje, pedestal y de las vigas de cimentación.

## **Capítulo III**

En el capítulo III, se encuentra el diseño de la piscina de hormigón armado, estructura donde se emplean los Vehículos Lanzapuentes HZ1. La piscina se encuentra conformado por el diseño de paredes, losa de fondo, vigas y contrafuertes. Se toma las consideraciones en el diseño y las acciones que ejerce sobre cada uno de los elementos estructurales que se halla compuesto. Para comprobar todos los cálculos efectuados se evalúa toda la estructura en un software especializado para medir los esfuerzos que es sometida la estructura y la estabilidad de la misma a cada uno de los empujes del suelo.

## **Capítulo IV**

El capítulo IV, está la piscina de pontones en el cual se efectúa un diseño hidrológico del río San Pedro, parámetros que son fundamentales para el cálculo de la presa con compuertas Taintor. La piscina de pontones se halla compuesto por una geomembrana y recubierta por gaviones tipo geoestera. El diseño de la geomembrana está realizado de acuerdo a las normas de PIVALTEC, compañía especializada en la rama de geosintéticos, mientras que el diseño de los gaviones es elaborado con los manuales de la empresa GEOMATRIX.

## Capítulo II

### Diseño del Hangar Metálico

#### Descripción y Generalidades

El presente proyecto en estudio se encuentra ubicado en la provincia de Pichincha, cantón Rumiñahui, sector de Las Balvinas, al interior del Batallón de Ingenieros 68 "COTOPAXI" al Suroeste del cantón Rumiñahui como se muestra en la figura 3, el terreno sobre el cual se pretende realizar la construcción del hangar es de topografía plana dentro de las inmediaciones de la compañía Puentes.

#### Figura 3

*Ubicación del proyecto hangar de estructura metálica.*



*Nota.* La figura muestra la ubicación del proyecto hangar de estructura metálica para Lanzapuentes mecanizados HZ-1 y lanzapuentes tipo pontones Q70T. Tomado de (Google Maps, 2020).

Las vías de ingreso al Fuerte Militar “Marco Aurelio Subía Martínez” por el sector sur es la carretera Panamericana E35 y por el norte es la antigua vía a Amaguaña, por las condiciones propias que las ruta presentan, son carreteras de dos carriles con sus respectivas señalizaciones, como se ilustra en la figura 4 el ingreso al hangar.

#### Figura 4

*Vía principal de acceso al hangar*

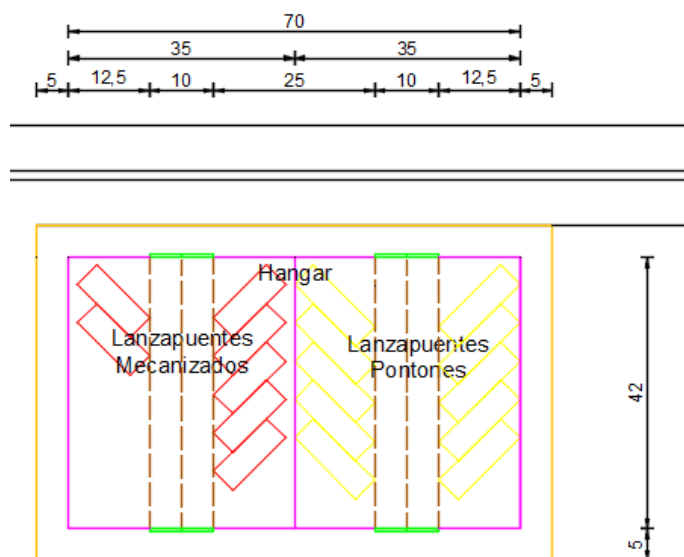


*Nota.* La figura muestra la vía principal de acceso al hangar, referencia tomada de (Google Maps, 2020).

El diseño estructural del hangar metálico se realiza tomando en cuenta el número de vehículos que se va almacenar, así como las dimensiones de los mismos y la disposición en el interior del hangar. Los Lanzapuentes tipo Pontones Q70T tienen las siguientes dimensiones: 13.30 metros de largo, 3.20 metros de ancho y 3.90 metros de alto, con un total de 7 lanzapuentes. Los Lanzapuentes Mecanizados HZ-1, poseen las longitudes: 11.20 metros de largo, 3.15 metros de ancho y 3.28 metros de alto, con un total de 10 lanzapuentes que son almacenados en forma diagonal y se considera las respectivas distancias entre cada vehículo, como se muestra en figura 5.

## Figura 5

Vista del interior del hangar



*Nota.* La figura muestra la disposición de los lanzapuentes que se quiere almacenar considerando las respectivas dimensiones de cada vehículo Lanzapunte.

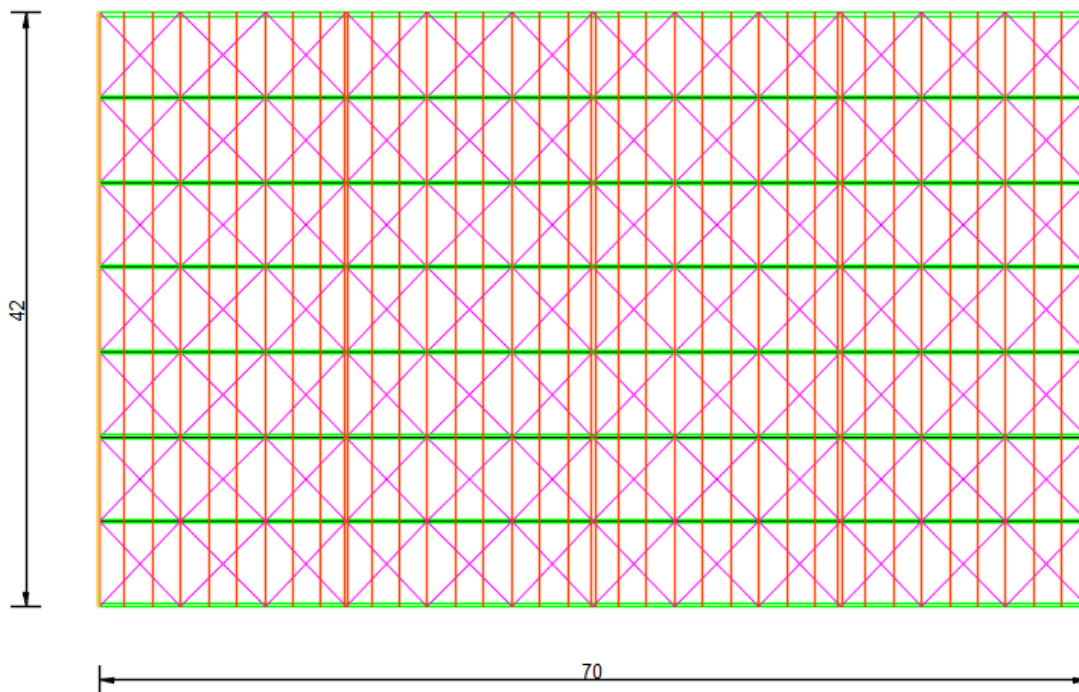
El diseño del hangar cuenta con unas dimensiones de 72 metros de largo, 42 metros de ancho y una altura de 11 metros como se muestra en la figura 6. Toda la estructura es metálica con perfiles tipo C, ángulos, correas y tensores de acero negro que cumpla con la norma de calidad NTE INEN 1623; cabe mencionar que el material estructural a utilizar se encuentra disponible en el mercado nacional y es de fácil adquisición.

En el Anexo N°6 se encuentra los planos del Hangar, como resultado de los cálculos efectuados para cada una de las partes que lo compone. La superestructura conformada por los pórticos en celosía, vigas, columnas y correas mientras que la infraestructura cuenta con las vigas de cimentación para sostener las cargas que son transmitidas desde la superficie.



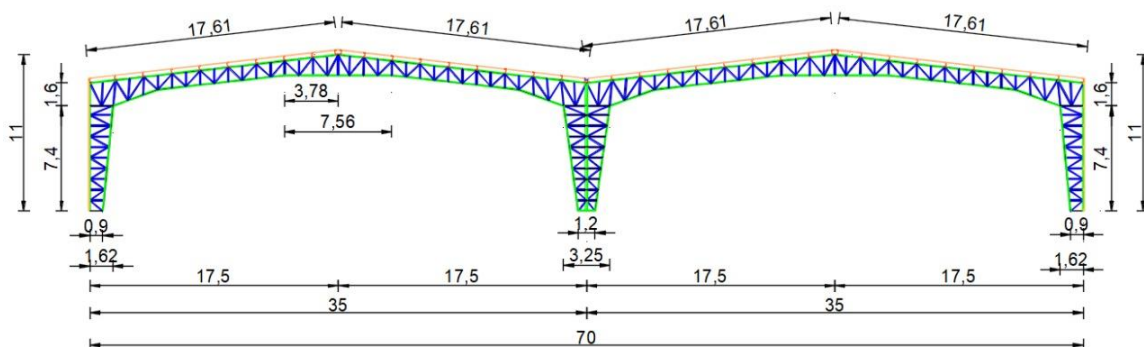
**Figura 6**

*Vista en planta del hangar*



*Nota.* Se presenta la vista en planta del hangar con sus respectivas dimensiones.

Cada pórtico del hangar tiene una dimensión de 70 metros de largo y una altura de 11 metros estos poseen una separación de 6 metros entre pórticos, las correas se colocan con una distancia inicial de 0.90 metros las dos primeras, luego tienen una separación constante de 2 metros hasta llegar a la cumbrera, las columnas exteriores poseen una dimensión de 0.90 metros de longitud por 0.25 metros de ancho y la columna interior tiene una medida de 1.20 metros de longitud por 0.25 metros de ancho como se muestra en la figura 7.

**Figura 7***Dimensiones del pórtico*

*Nota.* Se muestra las separaciones y medidas de cada uno de los elementos que conforman cada pórtico como perfiles C, ángulos y correas.

**Consideraciones en el Diseño**

Para el diseño del hangar se toma en cuenta la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se hace hincapié en el capítulo para estructuras de acero (NEC - 15, 2015), además se utilizó las especificaciones de la norma americana AISC 318 y de la norma (ASCE, 2016) .

**Procedimientos para el Análisis Estructural**

Para el análisis del hangar se emplea el método de análisis elástico, reconocido y aceptado en la ingeniería estructural. A partir de las acciones permanentes, variables y accidentales se determinan las fuerzas que actúan sobre la estructura.

Para el diseño estructural del hangar se toman en cuenta los efectos de las cargas permanentes, variables y accidentales, o los que resulten de la combinación de carga más desfavorable que pueda presentarse durante su vida útil.

### ***Cargas Permanentes***

Están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado a la estructura (NEC - 15, 2015).

#### **Carga Muerta.**

Son acciones que se mantienen de forma constante en magnitud y posición sobre la estructura. Como carga permanente principal, es el peso propio de los materiales que está conformada la estructura (NEC - 15, 2015).

### ***Cargas Variables***

Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, y otras (NEC - 15, 2015).

#### **Carga Viva.**

La carga viva se encuentra constituida por las cargas de viento y granizo, son las que más afectan a las estructuras metálicas considerando que estas cargas pueden ser variables de acuerdo a las épocas del año que tiene el Ecuador (NEC - 15, 2015).

### ***Cargas Accidentales***

Son acciones accidentales cargas de sismos, incendio, choques de vehículos, explosiones y otros fenómenos, estas cargas pueden alcanzar grandes magnitudes en periodos cortos tiempo afectando gravemente a la estructura por consiguiente es necesario tomar las respectivas precauciones para evitar que la estructura soporte daños representativos (NEC - 15, 2015).

### **Carga de Sismo.**

Esta carga sísmica es una fuerza inercial inducida en la estructura en relación a su masa y elevación a partir del suelo, así como de las aceleraciones que se producen en el terreno y la capacidad de la estructura para disipar estas energías (NEC - 15, 2015).

Las cargas se pueden establecer como fuerzas estáticas horizontales aplicadas a los centros de masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de los edificios o esbeltez se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a la que está sometida la estructura (NEC - 15, 2015).

### ***Combinación de Cargas***

Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas (NEC - 15, 2015).

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L + 0.5max (Lr ó S ó R)
- 1.2 D + 1.6max (Lr ó S ó R) +max (L ó 0.5W)
- 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5max (Lr ó S ó R)
- 1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
- 0.9 D + 1.0 W
- 0.9 D + 1.0 E

Donde:

D = Carga muerta

L = Carga viva (sobrecarga)

Lr = Carga viva (sobrecarga cubierta)

E = Carga de sismo

F = Carga de fluidos con presiones y alturas máximas bien definidas

Fa = Carga de inundación

H = Carga por la presión lateral de suelo, presión de agua en el suelo, o presión de materiales a granel

R = Carga de lluvia

S = Carga de granizo

T = Cargas por efectos acumulados de variación de temperatura, flujo plástico, retracción, y asentamiento diferencial

W = Carga de viento

## **Diseño del Hangar de Estructura Metálica**

### ***Cálculo de Cargas***

Lo más importante para el diseño estructural del hangar es poder determinar del modo más exacto posible el valor de las cargas que actúan sobre la estructura ya que éstas afectan durante su vida útil. Uno de los aspectos que influyen directamente es la posición en la que se encuentran como las combinaciones en las condiciones más desfavorables que puedan presentarse.

Muchas de estas cargas se pueden determinar en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en sus códigos NEC-SE-CG, NEC-SE-AC, NEC-SE-DS (NEC - 15, 2015).

### **Cargas Muertas.**

La carga muerta es la carga vertical que actúa directamente en la estructura de forma permanente, está compuesta por el peso de los materiales estructurales y no estructurales como son: perfiles metálicos, correas y techo.

Para determinar el peso de cada una de ellas se toma en cuenta el peso estimado por el fabricante de acuerdo a las especificaciones de los materiales.

### ***Peso de la Cubierta.***

El material utilizado para la cubierta como se aprecia en la figura 8 será Kutermico de 15 milímetros que tiene las siguientes características de acuerdo con las especificaciones del fabricante (KUBIEC, 2020), se toma en cuenta que la separación entre correas es de 2 metros para determinar el peso de la cubierta.

Figura 8

## Especificaciones técnicas de techo kutermico por el fabricante KUBIEC

El poliisocianurato (PIR) es un polímero termoestable con mayor eficiencia de aislación termoacústica y superior resistencia frente al fuego.

**PIR**

**CAPACIDADES DE CARGA**

e Espesor Panel (mm)	Resistencia Térmica (m <sup>2</sup> ·°K / Watts)	KG Peso del Panel (Kg/m <sup>2</sup> )	Carga sobrepuesta (Kg/m <sup>2</sup> )										
			Separación entre apoyos (kg/m <sup>2</sup> )										
			1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	
15	0,577	6,79	244	186	147	119	-	-	-	-	-	-	
25	0,962	7,13	352	269	212	171	141	118	101	-	-	-	
35	1,347	7,47	460	353	273	217	177	147	124	107	93	81	
75	2,885	8,32	-	-	538	436	360	302	256	221	193	169	
100	3,846	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Tabla Técnica de Distribución de Cargas y Factor B

El poliestireno expandido (EPS) es un aislante económico, de menor peso, resistente a la humedad, y auto extinguido frente al fuego expuesto.

*Nota.* El gráfico representa las especificaciones técnicas del kutermico del fabricante kubiec con los diferentes espesores de su producto y sus respectivas características. Tomado de (KUBIEC, 2020).

Tabla 1

## Cálculo del peso de kutermico en la estructura del hangar

CARGA MUERTA			6,79 kg/m <sup>2</sup>	CARGA DE KUTERMICO DE 15mm			
TIPO	CORREAS	EJE-NUM.	LADO A(m)	LADO B (m)	ÁREA Ax B(m <sup>2</sup> )	CARGA [kg/m]	CARGA [T/m]
MUERTA	1	A-B	6	0,905	5,430	6,145	0,006
MUERTA	2	B-D	6	1,905	11,430	12,935	0,013
MUERTA	3-8	B-D	6	2,000	12,000	13,580	0,014
MUERTA	9	B-D	6	1,901	11,406	12,908	0,013
MUERTA	10	B-D	6	1,803	10,818	12,242	0,012

*Nota.* La tabla muestra los pesos distribuidos de acuerdo a las áreas cooperantes de cada una de las correas las mismas que transmiten esa carga a cada pórtico.

### ***Peso de los Elementos Estructurales.***

El peso de los perfiles C, ángulos, correas, tubos cuadrados y tensores se determino en base al programa SAP2000, se tiene un peso total de 36.10 kg/m<sup>2</sup>, como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 2**

*Cálculo de pesos de los diferentes materiales que conforman la estructura del hangar.*

<b>TABLA DE MATERIALES</b>				
<b>MATERIAL UNIDAD</b>	<b>Ton</b>	<b>PESO TOTAL</b>		
		<b>ÁREA</b>	<b>Ton/m<sup>2</sup></b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>
CORREA300X100X4	25,951	2940	0,009	8,827
TCV80X40X5	2,473	2940	0,001	0,841
TC250X80X8	38,053	2940	0,013	12,943
TCDOBLE250X80X8	2,839	2940	0,001	0,966
CUADRADO150X50X3	5,372	2940	0,002	1,827
TEN14	1,704	2940	0,001	0,580
DONBLEANGULO75X75X5	27,469	2940	0,009	9,343
DOBLEANGULOV30X30X4	1,349	2940	0,000	0,459
TCUADRA40X40X3	0,930	2940	0,000	0,316
<b>SUMATORIA</b>	<b>106,139</b>		<b>0,036</b>	<b>36,102</b>

*Nota:* La tabla muestra los pesos de cada elemento que conforma la estructura como perfiles, ángulos, tubos cuadrados, correas y tensores.

### **Cargas Vivas.**

La sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas en la Tabla 9 de la NEC 15 capítulo NEC-SE-CG, muestra los valores de cargas (uniforme y/o concentrada) de acuerdo con la ocupación o los usos (NEC - 15, 2015), se toma el valor de 70 kN/m<sup>2</sup> debido a la cubierta, es inclinada como se muestra en la siguiente tabla.



**Tabla 3**

Valores de sobrecargas de acuerdo a Norma Ecuatoria de la Construcción 2015

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )	Carga concentrada (kN)
<b>Cubiertas</b>		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas		
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8.90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		1.40
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		

Nota. Recuperado de la (NEC - 15, 2015), la tabla muestra los diferentes valores de sobrecarga mínima establecida para diferentes cubiertas y las características que poseen.

El cálculo de sobrecarga mínima distribuida se muestra en la siguiente tabla considerando el cambio de unidades de kN/m<sup>2</sup> a kg/m<sup>2</sup>, con sus respectivas áreas cooperantes en cada correa que sustentan el techo del hangar.

**Tabla 4**

*Cálculo de sobrecarga de acuerdo a las áreas cooperantes de cada correa del techo*

CARGA VIVA		71,38 kg/m <sup>2</sup>					
TIPO	CORREAS	EJE-NUM.	LADO A(m)	LADO B (m)	ÁREA Ax B(m <sup>2</sup> )	CARGA [kg/m]	CARGA [T/m]
VIVA	1	A-B	6	0,905	5,430	64,599	0,065
VIVA	2	C-D	6	1,905	11,430	135,979	0,136
VIVA	3-8	C-D	6	2,000	12,000	142,760	0,143
VIVA	9	C-D	6	1,901	11,406	135,693	0,136
VIVA	10	C-D	6	1,803	10,818	128,698	0,129

*Nota.* Esta tabla presenta el cálculo de sobrecarga mínima aplicada en cada correa de forma distribuida de acuerdo a las áreas cooperantes.

Además de las sobrecargas establecidas en la (NEC - 15, 2015) se considera las cargas de viento y granizo en las cargas vivas de la estructura, se asume que éstas cargas dependen de la región del Ecuador y pueden variar según la estación climática del año.

#### ***Carga de Viento.***

Las estructuras metálicas así como las edificaciones de hormigón frenan el flujo normal del viento, al detener el avance del viento este se transforma en presión hacia la estructura, para el diseño se toma en cuenta la velocidad del viento y la exposición de la estructura con relación a la dirección del viento.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo NEC-SE-CG en lo referente a cargas por viento menciona “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 21 m/s (75 km/h)” (NEC - 15, 2015).

De acuerdo a datos obtenidos de estaciones meteorológicas de (INAMHI, 2014), la velocidad promedio es de 7m/s en el sector de Las Balvinas, lugar en el que se encuentra el proyecto, se toma como velocidad promedio lo que indica la (NEC - 15, 2015) y para el procedimiento de cálculo se considera la norma (ASCE, 2016).

***Determinar el Coeficiente de Exposición a la Velocidad.***

El coeficiente de exposición se tomó de la tabla 1.5-1 pagina 4 de la (ASCE, 2016)

**Tabla 5.**

*Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para cargas de inundación, viento, nieve, terremotos y hielo.*

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads	
Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure	III
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released	IV
Buildings and other structures designated as essential facilities Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures	IV

*Nota.* Recuperado de la (ASCE, 2016), la tabla muestra las diferentes categorías y su clasificación para determinar el riesgo para saber el coeficiente de exposición del viento.

### **Velocidad Máxima del Viento.**

La velocidad máxima del viento para el cálculo es de 21 m/s de acuerdo a la (NEC - 15, 2015).

### **Parametros de Carga de Viento.**

El factor de direccionalidad del viento  $K_d$ , se obtiene de la tabla 26.6-1, página 266 de la norma (ASCE, 2016).

### **Tabla 6**

*El factor de direccionalidad del viento,  $K_d$*

**Table 26.6-1 Wind Directionality Factor,  $K_d$**

Structure Type	Directionality Factor $K_d$
<b>Buildings</b>	
Main Wind Force Resisting System	0.85
Components and Cladding	0.85
<b>Arched Roofs</b>	0.85
<b>Circular Domes</b>	1.0 <sup>a</sup>
<b>Chimneys, Tanks, and Similar Structures</b>	
Square	0.90
Hexagonal	0.95
Octagonal	1.0 <sup>a</sup>
Round	1.0 <sup>a</sup>
<b>Solid Freestanding Walls, Roof Top Equipment, and Solid Freestanding and Attached Signs</b>	0.85
<b>Open Signs and Single-Plane Open Frames</b>	0.85
<b>Trussed Towers</b>	
Triangular, square, or rectangular	0.85
All other cross sections	0.95

<sup>a</sup>Directionality factor  $K_d=0.95$  shall be permitted for round or octagonal structures with nonaxisymmetric structural systems.

*Nota.* Recuperado de la (ASCE, 2016), esta tabla muestra los diferentes factores de dirección del viento de acuerdo a las estructuras y edificaciones existentes.

Categoría de exposición, la norma (ASCE, 2016) menciona, “Exposure B: For buildings or other structures with a mean roof height less than or equal to 30 ft (9.1 m), Exposure B shall apply where the ground surface roughness, as defined by Surface Roughness B, prevails in the upwind direction for a distance greater than 1,500 ft (457 m). For buildings or other structures with a mean roof height greater than 30 ft (9.1 m), Exposure B shall apply where Surface Roughness B prevails in the upwind direction for a distance greater than 2,600 ft (792 m) or 20 times the height of the building or structure, whichever is greater”.

La información de la norma, se establece como categoría de exposición la condición **B**, la estructura se encuentra en esta clasificación debido a su altura media del techo de 10.5 metros.

Factor topográfico  $k_{zt}$ , con las condiciones de sitio y ubicación, si la estructura no cumple con la sección 26.8.1 de la norma (ASCE, 2016) “Wind Speed-Up over Hills, Ridges, and Escarpments”, se toma el valor de 1 para el factor topográfico.

### Tabla 7

*Factor topográfico  $K_{zt}$ .*

**26.8.2 Topographic Factor.** The wind speed-up effect shall be included in the calculation of design wind loads by using the factor  $K_{zt}$ :

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad (26.8-1)$$

where  $K_1$ ,  $K_2$ , and  $K_3$  are given in Fig. 26.8-1.

If site conditions and locations of buildings and other structures do not meet all the conditions specified in Section 26.8.1, then  $K_{zt} = 1.0$ .

*Nota.* Recuperado de la norma (ASCE, 2016), muestra la fórmula para determinar el factor topográfico y las condiciones para fijar el correspondiente valor.

Factor de elevación del suelo  $K_e$ , la norma (ASCE, 2016) permite tomar el valor de uno o el valor de acuerdo a la tabla 26.9-1, la estructura se encuentra en las excepciones de la nota 2 que están en la tabla 26.9-1, debido a que su altura es superior a los 1829 metros sobre el nivel del mar, con lo cual se realiza el cálculo del factor de elevación del suelo de acuerdo con la siguiente expresión:

$$k_e = e^{-0.0000119 \cdot Z_g}$$

$$k_e = e^{-0.0000119 \cdot 2510}$$

$$k_e = 0.741$$

Factor de efecto de ráfaga  $G$ , en la sección 26.11.1 de la norma (ASCE, 2016), el factor de efecto de ráfaga para un edificio rígido u otra estructura se puede tomar como 0.85.

Clasificación de la estructura, el hangar es considerado como una estructura totalmente cerrada de acuerdo a la sección 26.2, página 245 de la norma (ASCE, 2016).

Coefficiente de presión interna  $G_{cpi}$ , este coeficiente se obtiene de la tabla 26.13-1, página 271 de la norma (ASCE, 2016), por ser una estructura totalmente cerrada el coeficiente de presión interna es de  $\pm 0.18$ .

**Tabla 8**

*Coeficiente de presión interna  $GC_{pi}$  para diferentes tipos de estructuras.*

**Table 26.13-1 Main Wind Force Resisting System and Components and Cladding (All Heights): Internal Pressure Coefficient, ( $GC_{pi}$ ), for Enclosed, Partially Enclosed, Partially Open, and Open Buildings (Walls and Roof)**

Enclosure Classification	Criteria for Enclosure Classification	Internal Pressure	Internal Pressure Coefficient, ( $GC_{pi}$ )
Enclosed buildings	$A_o$ is less than the smaller of $0.01A_g$ or 4 sq ft (0.37 m) and $A_{oi}/A_{gi} \leq 0.2$	Moderate	+0.18 -0.18
Partially enclosed buildings	$A_o > 1.1A_{oi}$ and $A_o >$ the lesser of $0.01A_g$ or 4 sq ft (0.37 m) and $A_{oi}/A_{gi} \leq 0.2$	High	+0.55 -0.55
Partially open buildings	A building that does not comply with Enclosed, Partially Enclosed, or Open classifications	Moderate	+0.18 -0.18
Open buildings	Each wall is at least 80% open	Negligible	0.00

*Notes*

1. Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the internal surfaces, respectively.
2. Values of ( $GC_{pi}$ ) shall be used with  $q_z$  or  $q_b$  as specified.
3. Two cases shall be considered to determine the critical load requirements for the appropriate condition:
  - a. A positive value of ( $GC_{pi}$ ) applied to all internal surfaces, or
  - b. A negative value of ( $GC_{pi}$ ) applied to all internal surfaces.

*Nota.* Recuperado de la norma (ASCE, 2016), indica los valores del coeficiente  $GC_{pi}$ , para las estructuras cerradas, parcialmente cerradas, parcialmente abiertas y abiertas

Constantes de exposición al terreno  $\alpha$  y  $Z_g$ , como se determina en la categoría de exposición de acuerdo a la estructura es categoría B, con esa clasificación se puede determinar de acuerdo con la tabla 26.11-1, página 269 de la norma (ASCE, 2016) los valores de las constantes.

**Tabla 9**

Constante de exposición al terreno.

**Table 26.11-1 Terrain Exposure Constants**

Customary Units										
Exposure	$\alpha$	$z_g$ (ft)	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	$c$	$e$ (ft)	$\bar{e}$	$z_{min}$ (ft) <sup>a</sup>
B	7.0	1,200	1/70	0.84	1/4.0	0.45	0.30	320	1/3.0	30
C	9.5	900	1/9.5	1.00	1/6.5	0.65	0.20	500	1/5.0	15
D	11.5	700	1/11.5	1.07	1/9.0	0.80	0.15	650	1/8.0	7

S.I. Units										
Exposure	$\alpha$	$z_g$ (m)	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	$c$	$e$ (m)	$\bar{e}$	$z_{min}$ (m) <sup>a</sup>
B	7.0	365.76	1/7	0.84	1/4.0	0.45	0.30	97.54	1/3.0	9.14
C	9.5	274.32	1/9.5	1.00	1/6.5	0.65	0.20	152.40	1/5.0	4.57
D	11.5	213.36	1/11.5	1.07	1/9.0	0.80	0.15	198.12	1/8.0	2.13

<sup>a</sup> $z_{min}$  = minimum height used to ensure that the equivalent height  $\bar{z}$  is the greater of  $0.6h$  or  $z_{min}$ . For buildings or other structures with  $h \leq z_{min}$ ,  $\bar{z}$  shall be taken as  $z_{min}$ .

*Nota.* Recuperado de la norma (ASCE, 2016), de acuerdo a la tabla se obtiene los valores de las constantes de exposición al terreno con la categoría de exposición determinada con anterioridad.

### ***Coefficiente de Exposición a la Presión de Velocidad.***

**Kz**, el coeficiente de exposición a la presión de velocidad se calcula con la siguiente expresión obtenida de la nota 1 de la tabla 26.10-1, página 268 de la norma (ASCE, 2016).

$$Kz = 2.01 * \left( \frac{z}{Zg} \right)^{\frac{2}{\alpha}}$$

Donde:

$Zg$  y  $\alpha$  = Constantes de exposición del terreno

$z$  = Elevación de la estructura.

Los valores obtenidos de  $Kz$  se muestran en la tabla 10



### Presión de Velocidad

Se calcula con la siguiente expresión obtenida de la página 268, sección 26.10.2, ecuación 26.10-1 de la norma (ASCE, 2016).

$$qz = 0.613 * Kz * Kzt * Kd * Ke * v^2$$

Donde:

$Kz$  = Coeficiente de exposición a la presión de velocidad

$Kzt$  = Factor topográfico

$Kd$  = Factor de direccionalidad del viento

$Ke$  = Factor de elevación del suelo

$V$  = Velocidad del viento

Los valores obtenidos de  $qz$  se muestran en la tabla 10

**Tabla 10**

*Valores de  $Kz$  y  $qz$*

Z	$Kz$	$qz$
1,000	0,372	63,531
1,500	0,418	71,334
2,000	0,454	77,445
2,500	0,484	82,543
3,000	0,510	86,957
3,500	0,532	90,873
4,000	0,553	94,407
4,500	0,572	97,638
5,000	0,590	100,622
5,500	0,606	103,399
6,000	0,621	106,002
6,500	0,635	108,454
7,000	0,649	110,775

Z	Kz	qz
7,500	0,662	112,980
8,000	0,674	115,083
8,500	0,686	117,094
9,000	0,697	119,022
9,500	0,708	120,875
10,000	0,719	122,659
10,500	0,729	124,381
11,000	0,739	126,045
10,000	0,719	122,659

*Nota.* Se presentan los valores del coeficiente de exposición a la presión de velocidad y presión de la velocidad de acuerdo a la altura del hangar.

### Coeficiente de Presión Externa

Para determinar los valores de presión se establece las relaciones de las medidas de dirección del viento en sentido normal y la medida de dirección paralela al viento, éstos valores sirven para encontrar los valores de presión en muros y cubierta de la estructura.

**Tabla 11**

*Valores de l/b y h/l ángulo de inclinación de la cubierta*

Detalle	Símbolo	Medida	Fórmula	Valor
Distancia horizontal de la edificación medida en dirección normal al viento	B	42	$\frac{L}{B}$	1,667
Distancia horizontal de la edificación medida en dirección paralela al viento	L	70	$\frac{h}{L}$	0,250
Altura media de la cubierta	h	10,5		
Ángulo de inclinación	$\theta$	6,51	grados	

*Nota.* La tabla presenta los valores obtenidos de las relaciones largo ancho y altura largo de la estructura en base a las dimensiones del hangar.

### Coeficiente de Presión Externa en Muros

Los valores obtenidos son de la figura. 27.3-1; página 276 de la (ASCE, 2016), el coeficiente obtenido está dado en la tabla 12 para los valores de barlovento, sotavento y muros laterales.

**Tabla 12**

*Coeficiente de presión externa en muros  $C_p$ .*

#### ***Wall Pressure Coefficients, $C_p$***

Surface	$L/B$	$C_p$	Use With
Windward wall	All values	0.8	$q_z$
	0-1	-0.5	$q_h$
Leeward wall	2	-0.3	$q_h$
	$\geq 4$	-0.2	$q_h$
Sidewall	All values	-0.7	$q_h$

*Nota.* Recuperado de la norma (ASCE, 2016), muestra los diversos valores para el coeficiente de presión externa en muros  $C_p$ , de acuerdo a la relación de dirección paralela del viento con la dirección de la velocidad del viento en sentido normal.

### Coeficiente de Presión Externa en Cubierta

Se obtiene los valores de la figura. 27.3-1; página 276 de la (ASCE, 2016), el coeficiente  $C_p$  se muestra en la tabla 13 para los valores de barlovento, sotavento y muros laterales, la estructura tiene un ángulo de inclinación de  $6.51^\circ$  en la cubierta, se tomarán los valores para un ángulo menor a  $10^\circ$ .

**Tabla 13**

Coeficiente de presión externa en cubierta  $C_p$ .

Roof Pressure Coefficients,  $C_p$ , for use with  $q_h$

Wind Direction	Windward									Leeward			
	h/L	Angle, $\theta$ (degrees)								Angle, $\theta$ (degrees)			
		10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$	10	15	$\geq 20$	
Normal to Ridge	$\leq 0.25$	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	-0.2	0.0 <sup>a</sup>						
for $\theta < 10^\circ$	0.5	-0.18	0.0 <sup>a</sup>	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.01 $\theta$	-0.3	-0.5	-0.6	
$\theta \geq 10^\circ$	$\geq 1.0$	-0.9	-0.7	-0.4	-0.3	-0.2	-0.2	0.0 <sup>a</sup>					
		-0.18	-0.18	0.0 <sup>a</sup>	0.2	0.2	0.3	0.4	0.01 $\theta$	-0.5	-0.5	-0.6	
		-1.3 <sup>b</sup>	-1.0	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	0.0 <sup>a</sup>					
		-0.18	-0.18	-0.18	0.0 <sup>a</sup>	0.2	0.2	0.3	0.01 $\theta$	-0.7	-0.6	-0.6	

Wind Direction	h/L	Horizontal Distance from Windward Edge	$C_p$
Normal to Ridge for $\theta < 10^\circ$ and Parallel to Ridge for All $\theta$	$\leq 0.5$	0 to $h/2$	-0.9, -0.18
		$h/2$ to $h$	-0.9, -0.18
	$\geq 1.0$	$h$ to $2h$	-0.5, -0.18
		$> 2h$	-0.3, -0.18
		0 to $h/2$	-1.3 <sup>b</sup> , -0.18
		$> h/2$	-0.7, -0.18

<sup>a</sup>Value is provided for interpolation purposes.

<sup>b</sup>Value can be reduced linearly with area over which it is applicable as follows:

<sup>c</sup>For roof slopes greater than  $80^\circ$ , use  $C_p = 0.8$ .

*Nota.* Recuperado de la norma (ASCE, 2016), muestra los diferentes valores para el coeficiente de presión externa en cubierta  $C_p$ , de acuerdo a la relación de altura media del techo con la dirección de la velocidad del viento en sentido paralelo.

### Cálculo de la Presión del Viento

Para el cálculo de la presión del viento en cada superficie del hangar se utiliza la ecuación 27.3-1 de la sección 27.3.1, página 274 de la norma (ASCE, 2016).

$$p = qz * G * C_p - qz * GC_{pi}$$

Donde:

$qz$  = Presión de velocidad del viento.

$G$  = Factor de efecto de ráfaga.

$C_p$  = Coeficiente de presión externa para muros y cubierta.

$GC_{pi}$  = Coeficiente de presión interna.

En la siguiente tabla 14, se muestran los valores de la presión del viento ejercida en las paredes del hangar barlovento y sotavento. La presión que se produce al interior de la estructura en la tabla 15, se determinan los valores de la acción del viento en la cubierta, estos valores en paredes y en cubierta están de acuerdo a la dirección normal y paralelo al viento.

**Tabla 14**

*Cálculo de la presión del viento en muros.*

DIRECCIÓN NORMAL		MURO							
TIPO	ALTURA	CARGA BARLOVENTO				CARGA SOTAVENTO			
		Gcpi+	CARGA [T/m]	Gcpi-	CARGA [T/m]	Gcpi+	CARGA [T/m]	Gcpi-	CARGA [T/m]
VIENTO	1,50	2,697	0,004	7,203	0,011	-5,445	-0,008	-0,939	-0,001
VIENTO	3,00	3,781	0,006	8,287	0,012				
VIENTO	4,50	4,522	0,007	9,028	0,014				
VIENTO	6,00	5,102	0,008	9,608	0,014				
VIENTO	7,50	5,587	0,008	10,092	0,015				
VIENTO	9,00	6,006	0,010	10,512	0,008				

DIRECCIÓN PARALELA		MUROS							
TIPO	ALTURA	CARGA BARLOVENTO				CARGA SOTAVENTO			
		Gcpi+	CARGA [T/m]	Gcpi-	CARGA [T/m]	Gcpi+	CARGA [T/m]	Gcpi-	CARGA [T/m]
VIENTO	1,50	2,697	0,004	7,203	0,011	-7,147	-0,064	-2,641	-0,024
VIENTO	3,00	3,781	0,006	8,287	0,012				
VIENTO	4,50	4,522	0,007	9,028	0,014				
VIENTO	6,00	5,102	0,008	9,608	0,014				
VIENTO	7,50	5,587	0,008	10,092	0,015				
VIENTO	9,00	6,006	0,010	10,512	0,008				

*Nota.* La tabla presenta los valores de las cargas de viento que se aplica en las paredes del hangar para barlovento y sotavento.

**Tabla 15**

*Cálculo de la presión del viento en la cubierta.*

CUBIERTA									
CARGA BARLOVENTO					CARGA SOTAVENTO				
Gcpi+	ÁREA	CARGA [T/m]	Gcpi-	CARGA [T/m]	Gcpi+	CARGA [T/m]	Gcpi-	CARGA [T/m]	
-11,828	5,43	-0,011	-7,322	-0,007	-4,168	-0,025	0,338	0,002	
-11,828	11,43	-0,023	-7,322	-0,014	-4,168	-0,025	0,338	0,002	
-11,828	12	-0,024	-7,322	-0,015	-4,168	-0,025	0,338	0,002	
-7,572	12	-0,015	-3,066	-0,006	-4,168	-0,025	0,338	0,002	
-7,572	11,406	-0,014	-3,066	-0,006	-4,168	-0,025	0,338	0,002	
-7,572	5,406	-0,007	-3,066	-0,003	-4,168	-0,025	0,338	0,002	

*Nota.* Se muestran los valores de la acción del viento en la cubierta del hangar.

### **Carga de Granizo.**

Para la carga de granizo se establece de acuerdo a lo indicado en la norma (NEC - 15, 2015) en su capítulo NEC-SE-CG página 17, para cubiertas con pendientes menores del 15%, considerar una carga de granizo mínima de 0.50 kN/m<sup>2</sup> (NEC - 15, 2015), los valores aplicados en las correas se muestran en la tabla 16.

**Tabla 16**

*Carga de granizo*

CARGA GRANIZO		50,99 kg/m <sup>2</sup>					
TIPO	CORREAS	EJE-NUM.	LADO A(m)	LADO B (m)	ÁREA AxB(m <sup>2</sup> )	CARGA [kg/m]	CARGA [T/m]
GRANIZO	1	A-B	6	0,905	5,430	46,146	0,046
GRANIZO	2	C-D	6	1,905	11,430	97,136	0,097
GRANIZO	3-8	C-D	6	2,000	12,000	101,980	0,102
GRANIZO	9	C-D	6	1,901	11,406	96,932	0,097
GRANIZO	10	C-D	6	1,803	10,818	91,935	0,092

*Nota.* La tabla presenta los valores correspondientes a la carga de granizo distribuida en cada una de las correas considerando las áreas cooperantes.

## Análisis Sísmico.

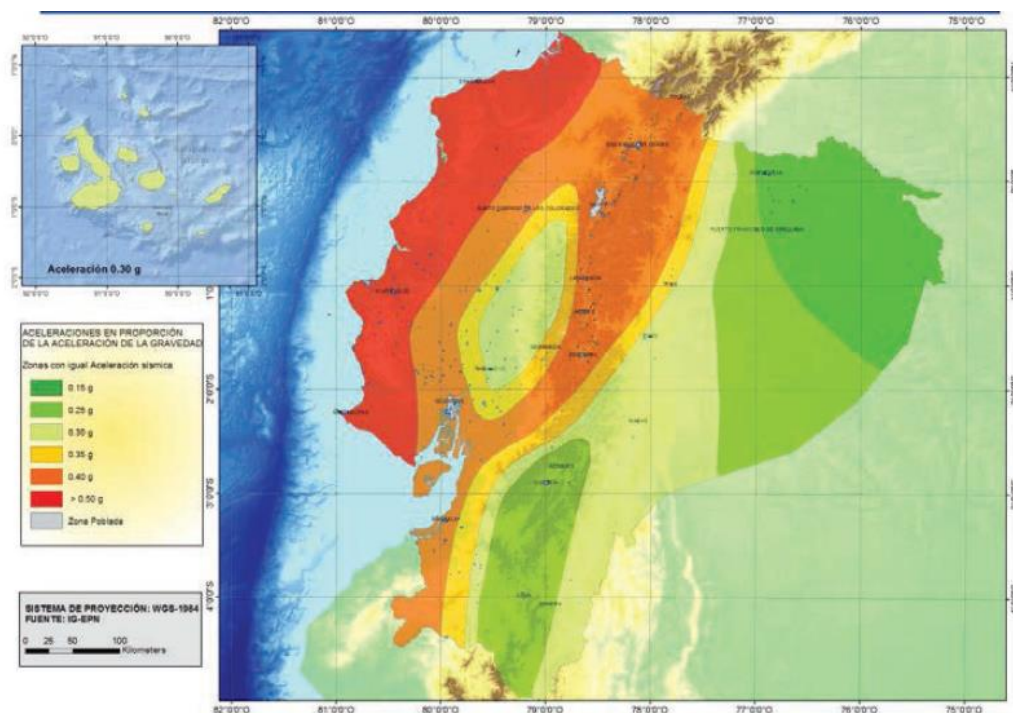
Ecuador es un país con un alto riesgo sísmico por tal motivo no se puede dejar pasar su análisis, los parámetros para este estudio estructural se detallan a continuación en referencia a la norma (NEC - 15, 2015).

### **Zona Sísmica y Factor de Zona Z.**

Para los edificios de uso normal, como se observa en la figura 9, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (NEC - 15, 2015).

### Figura 9

*Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona z*



*Nota.* Recuperado (NEC - 15, 2015), la gráfica indica las diferentes zonas sísmicas que tiene el Ecuador, el hangar se encuentra en la región sierra, con una alta peligrosidad sísmica.

El área de estudio es en Las Balvinas, sector los Cuarteles, en donde se realizan los ensayos SPT para determinar el tipo de suelo existente, de acuerdo al Anexo N°1, con los resultados obtenidos se establece que el suelo es tipo D, el valor del factor Z se obtiene de la tabla 19 de NEC-SE-DS, que incluye un listado de algunas poblaciones del país con el valor correspondiente.

**Tabla 17**

*Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z*

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
CALACALI	CALACALI	QUITO	PICHINCHA	0.40
OLMEDO	OLMEDO (PECILLO)	CAYAMBE	PICHINCHA	0.40
ATAHUALPA	ATAHUALPA (HABASPAMBA)	QUITO	PICHINCHA	0.40
SAN JOSE DE MINAS	SAN JOSE DE MINAS	QUITO	PICHINCHA	0.40
SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	PICHINCHA	0.40
NANEGALITO	NANEGALITO	QUITO	PICHINCHA	0.40
AYORA	CAYAMBE	CAYAMBE	PICHINCHA	0.40
SANGOLQUI	SANGOLQUI	RUMINAHUI	PICHINCHA	0.40
PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	PICHINCHA	0.40
PEDRO VICENTE MALDONADO	PEDRO VICENTE MALDONADO	PEDRO VICENTE MALDONADO	PICHINCHA	0.40
TUMBACO	TUMBACO	QUITO	PICHINCHA	0.40
PIFO	PIFO	QUITO	PICHINCHA	0.40
TAMBILLO	TAMBILLO	MEJIA	PICHINCHA	0.40
SANTA ROSA	CONOCOTO	QUITO	PICHINCHA	0.40
SAN RAFAEL	AMAGUADA	QUITO	PICHINCHA	0.40
CONOCOTO	CONOCOTO	QUITO	PICHINCHA	0.40
QUITO	POMASQUI	QUITO	PICHINCHA	0.40
ALANGASI	ALANGASI	QUITO	PICHINCHA	0.40

*Nota.* Recuperado (NEC - 15, 2015), la tabla muestra los valores del factor Z de algunas poblaciones del Ecuador.



### **Coeficientes de Perfil de Suelo.**

#### **Fa: Coeficiente De Amplificación De Suelo En La Zona De Período Corto**

Los valores del coeficiente **Fa** que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástica de aceleraciones para diseño en roca, se toma en cuenta los efectos de sitio (NEC - 15, 2015), para determinar el valor de la tabla 18 se considera el tipo de suelo y la zona sísmica que se encuentra el hangar.

**Tabla 18**

*Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto*

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	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

*Nota.* Recuperado de la (NEC - 15, 2015), la tabla presenta los valores del coeficiente de amplificación de suelo **Fa**, de acuerdo al valor de factor de zona **Z** y al tipo del perfil del suelo existente en nuestro país.

**Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca**

El coeficiente **Fd** que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, en consideración con los efectos de sitio (NEC - 15, 2015).

**Tabla 19**

*Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca*

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

*Nota.* Recuperado de la (NEC - 15, 2015), la tabla muestra los valores del coeficiente Fd.

**Fs: comportamiento no lineal de los suelos**

El coeficiente Fs, considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos (NEC - 15, 2015).

**Tabla 20**

*Comportamiento no lineal de los suelos*

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

*Nota.* Recuperado de la (NEC - 15, 2015), la tabla muestra los valores del coeficiente  $F_s$ .

### ***Límites para el Periodo de Vibración.***

Los límites para el periodo de vibración  $T_c$  y  $T_l$  se calculan con las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_l = 2.4 * F_d$$

Donde:

$F_a$  = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

$F_d$  = Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

$F_s$  = Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos

$T_c$  = Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$T_I$  = Es el período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos

### ***Período de Vibración.***

El período de vibración aproximativo de la estructura  $T$ , para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los 2 métodos descritos a continuación. al utilizar el método 1 el valor de  $T$  obtenido es una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento (NEC - 15, 2015), se calcula mediante la siguiente expresión.

$$T = C_{t*} h_n^\alpha$$

Donde:

$C_t$  = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

$h_n$  = Altura máxima de la edificación de  $n$  pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

$T$  = Período de vibración.

Los valores para los coeficientes de  $C_t$  y  $\alpha$  se obtienen de la siguiente tabla, considerando las condiciones del hangar para determinar los valores correspondientes.

**Tabla 21**

*Valores de los coeficientes  $C_t$  y  $\alpha$*

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

*Nota.* Recuperado (NEC - 15, 2015), la tabla muestra los valores de los coeficientes  $C_t$  y  $\alpha$  que dependen del tipo de estructura.

#### **Valor de $\eta$ .**

Los valores de  $\eta$  varían de acuerdo a la región del Ecuador que son los siguientes:

- $\eta = 1.80$ : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
- $\eta = 2.48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta = 2.60$ : Provincias del Oriente

El hangar está en la región Sierra, provincia de Pichincha, el valor  $\eta = 2.48$ .

**Factor r.**

El factor de r usado en el diseño elástico, cambia conforme a la ubicación geográfica del proyecto y son los siguientes:

- $r = 1$  para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- $r = 1.5$  para tipo de suelo E.

El valor seleccionado  $r=1$ , debido que es para todos los tipos de suelo.

**Espectro de Respuesta Sa.**

Para el cálculo del espectro de respuesta se utilizan las siguientes expresiones considerando las condiciones descritas en la norma NEC-SE-DS, página 34.

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Donde:

$\eta$  = Razón entre la aceleración espectral.

$r$  = Factor usado en el espectro de diseño elástico.

$S_a$  = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

$T$  = Período fundamental de vibración de la estructura.

$T_c$  = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

$Z$  = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

En la siguiente tabla se muestra el cálculo para el espectro de respuesta elástico

**Tabla 22**

*Cálculo del espectro de respuesta.*

FACTORES A DISEÑAR	VALOR	PAG NEC
ZONAS SÍSMICA	V	27
Z	0,4	27
TIPO DE SUELO	D	29-30
Fa	1,2	31
Fd	1,19	31
Fs	1,28	32
$T_c = F_s * F_d / F_a$	0,698133333	33
Ct	0,055	62
$\alpha$	0,75	62
hn	11	62
$T = C_t * h_n^{\alpha}$	0,332205794	62
Tcal+30%	0,431867533	62
n	2,48	34
r	1	34
$S_a = n * Z * F_a$	1,1904	34

*Nota.* Se muestran los valores de factores y coeficientes obtenidos de las diferentes tablas, necesarios para el cálculo del espectro de respuesta elástico.

### ***Coefficiente de Importancia***

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño (NEC - 15, 2015), los factores de importancia se establecen en la tabla 6 de la NEC-SE-DS, para el hangar el factor de importancia corresponde al valor de edificaciones esenciales por ser una instalación militar cuyo coeficiente es 1.5, como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 23**

*Categoría de edificio y coeficiente de importancia I*

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente 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

*Nota.* Recuperado (NEC - 15, 2015), la tabla muestra los valores de los coeficientes de importancia de acuerdo a cada una de las edificaciones existentes y según la categoría en la que se encuentren.

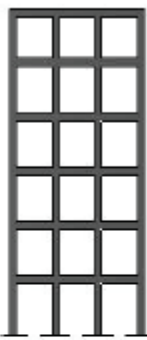
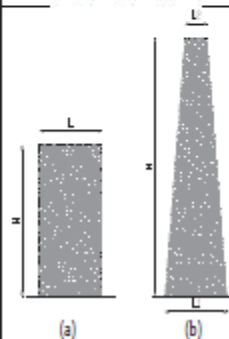
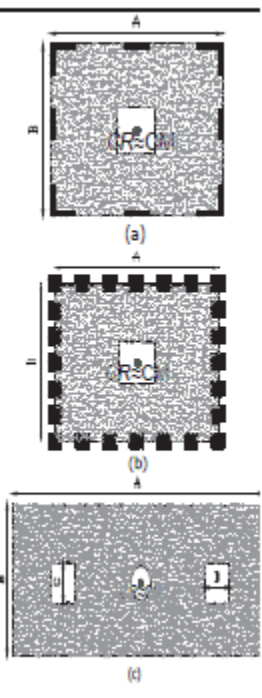
#### ***Coeficientes de Configuración en Planta y Elevación.***

El hangar al ser una estructura totalmente simétrica en sus dimensiones y regular en su forma rectangular, se establece que el valor de  $\phi_p$  por su condición es igual a 1, el coeficiente de elevación  $\phi_e$  es igual a 1, debido a no tener variación en las dimensiones de las alturas en los pórticos, estos valores se muestran en la siguiente tabla 24.



**Tabla 24**

*Coefficientes de configuración en planta y elevación*

	CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$	CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$
<p>La altura de entreciso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. <math>\phi_E=1</math></p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. <math>\phi_P=1</math></p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. <math>\phi_E=1</math></p>		

*Nota.* Recuperado (NEC - 15, 2015), la tabla muestra los coeficientes de planta y elevación para cada edificación que depende de la configuración en planta y altura de entrecisos.

### ***Factor de Reducción de Respuesta R.***

El hangar al ser una nave industrial con perfiles de acero y ser una estructura diferente a las edificaciones debe cumplir los requisitos de la sección 9 de la norma NEC-SE-DS, en la siguiente tabla se muestra los diferentes valores del factor de reducción.

**Tabla 25**

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural  $R$

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

Nota. Recuperado (NEC - 15, 2015), la tabla muestra los valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural  $R$ , para estructuras diferentes a las edificaciones.

### **Cortante Basal.**

El cortante basal total de diseño  $V$ , a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada (NEC - 15, 2015), se determinará mediante la expresión.

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Donde:

$Sa(Ta)$  = Espectro de diseño en aceleración.

$\phi_P$  y  $\phi_E$  = Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I = Coeficiente de importancia.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

V = Cortante basal total de diseño.

W = Carga sísmica reactiva.

Ta = Período de vibración.

El cálculo del cortante basal se presenta en la siguiente tabla.

**Tabla 26**

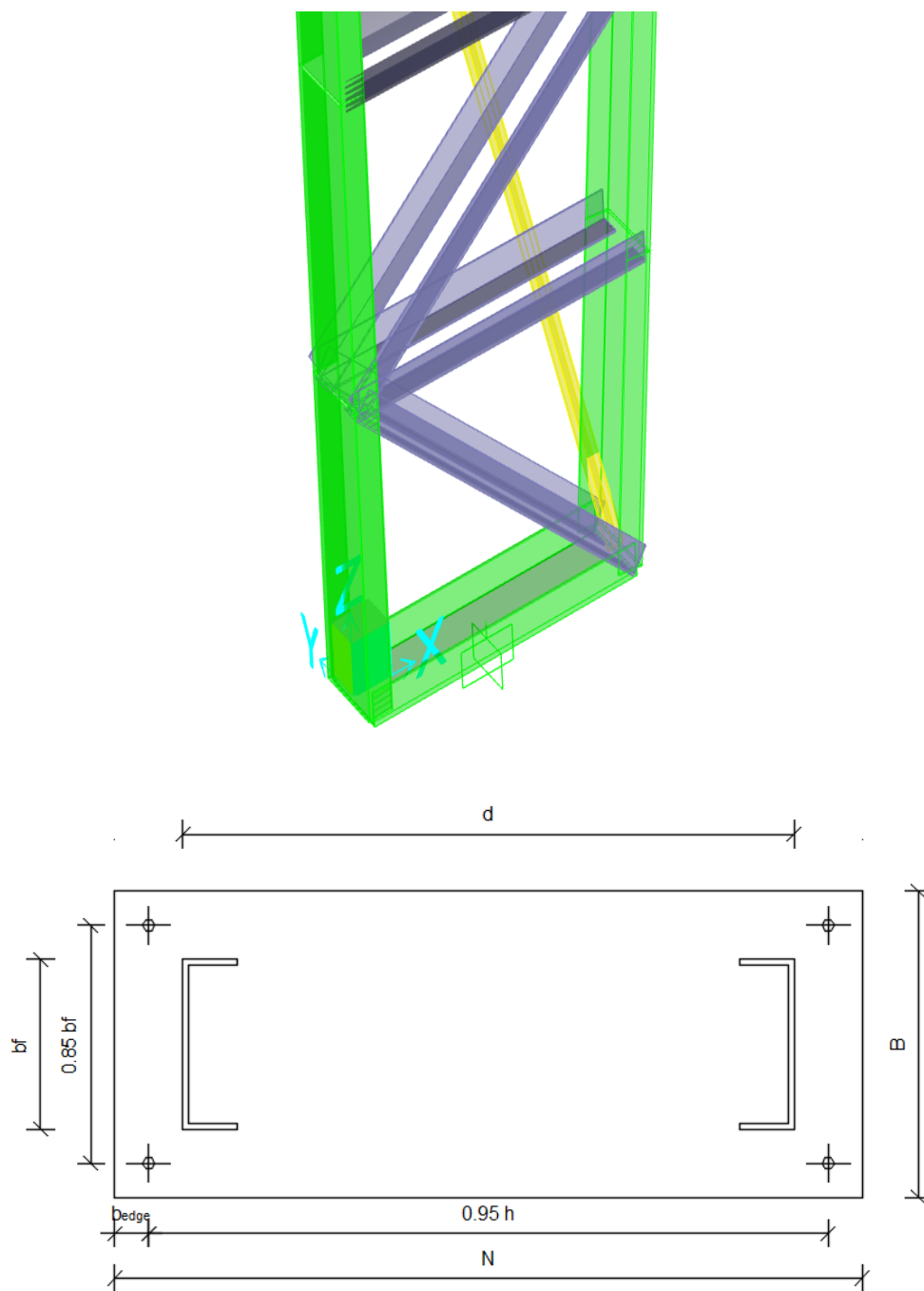
*Cálculo del cortante basal*

FACTORES A DISEÑAR	VALOR	PAG NEC
$S_a = n * Z * F_a (T_c / T)^r$	1,92	34
I	1,5	39
R	3	87
$\phi_p$	1	48
$\phi_E$	1	48
$V = (I * S_a) / (R * \phi_p * \phi_E) * W$	0,5952	61

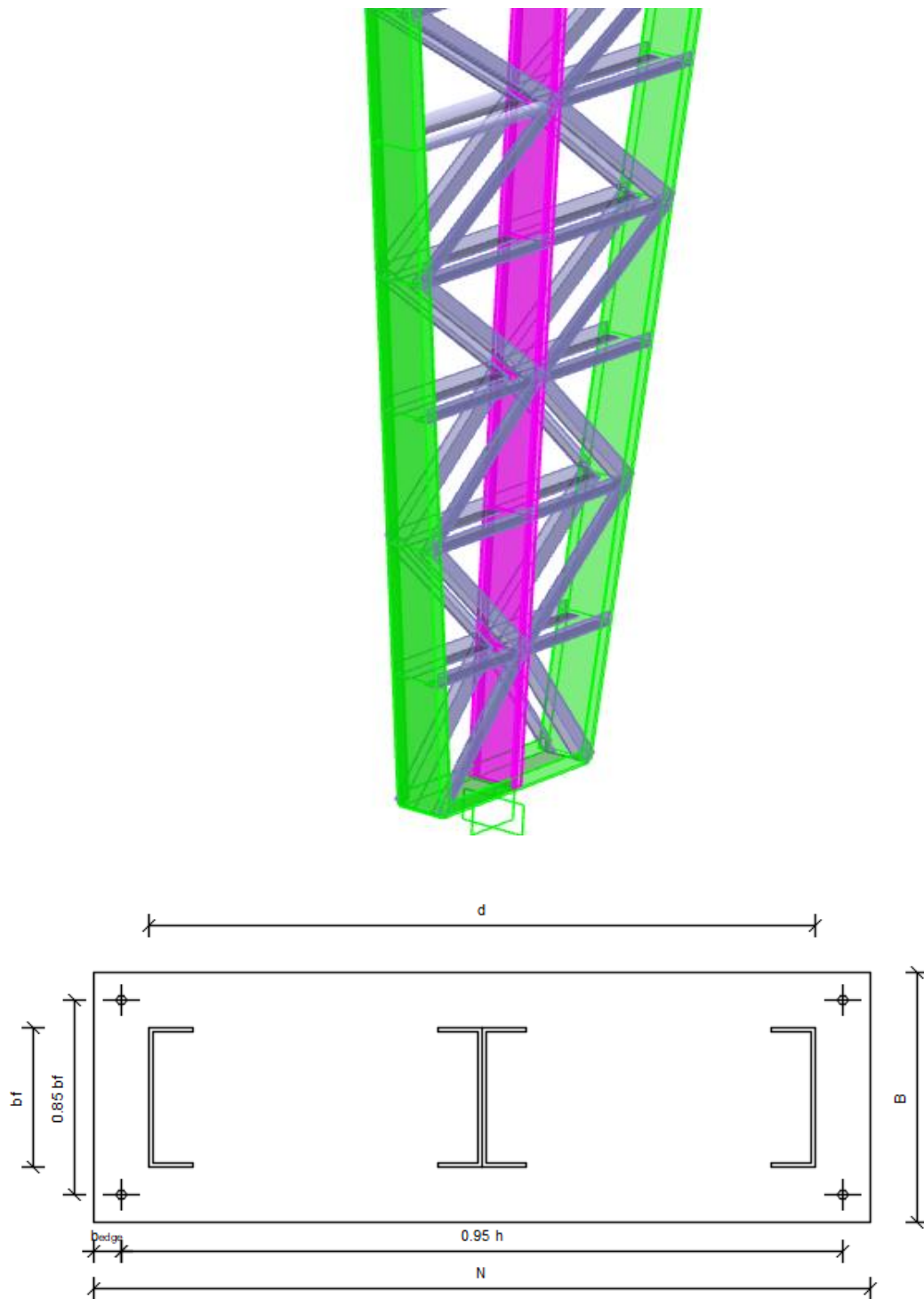
*Nota.* La tabla presenta los valores de los coeficientes necesarios para el cálculo del cortante basal.

### **Cálculo de la Placa de Base**

Para el cálculo de la placa base, como se observa en las figuras 10 y 11, se utilizó la norma AISC, (AISC, 2016) guía de diseño de acero para placa base y diseño de varilla de anclaje, segunda edición, se sigue los pasos de esta guía se realiza todo el procedimiento para determinar el espesor de la placa base y sus dimensiones.

**Figura 10***Columnas de borde*

*Nota.* La figura presenta una vista 3D y en planta de las columnas de borde.

**Figura 11***Columnas del centro*

*Nota.* La figura presenta una vista 3D y en planta de las columnas del centro del hangar.

Datos:

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$f'c = 240 \text{ kg/m}^2$	$f'c = 240 \text{ kg/m}^2$
$Pu = 17401.45 \text{ kg}$	$Pu = 34850.56 \text{ kg}$
$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
$Mu = 11790 \text{ kg-m}^2$	$Mu = 2008910 \text{ kg-m}^2$
$h = 90 \text{ cm}$	$h = 120$
$bf = 25 \text{ cm}$	$bf = 25 \text{ cm}$
$\phi = 0.65$ para el hormigón y $\phi = 0.90$ para el acero	$\phi = 0.65$ para el hormigón y $\phi = 0.90$ para el acero

**Paso 1.- Proponer las Dimensiones  $N$  y  $B$  Basados en la Geometría de las Columnas con las Sigüientes Expresiones.**

$$N = h + 2 * (3 * \text{in})$$

$$B = bf + 2 * (3 * \text{in})$$

Donde:

$N$  = Longitud de la placa base

$B$  = Base de la placa base

$h$  = Alto de la sección de la columna

$bf$  = Ancho del perfil

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$N = 90 + 2 * (3 * 2.54) = 105.24 \text{ cm}$	$N = 120 + 2 * (3 * 2.54) = 135.24 \text{ cm}$
$B = 25 + 2 * (3 * 2.54) = 40.24 \text{ cm}$	$B = 25 + 2 * (3 * 2.54) = 40.24 \text{ cm}$

Se toman valores de **N = 110 cm**, **B = 45 cm** en columnas de borde y **N = 140 cm**, **B = 45 cm** en columnas de centro.

**Paso 2.- Determinar la Excentricidad Equivalente**

Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$e = \frac{3211790}{17401.45} = 184.57 \text{ cm}$	$e = \frac{2008910}{34850.56} = 57.644 \text{ cm}$

**Paso 3.- Determinar la Excentricidad Crítica**

Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$e_{crit} = \frac{N}{6}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$e_{crit} = \frac{110}{6} = 18.33 \text{ cm}$	$e_{crit} = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm}$

Como la excentricidad equivalente es mayor a la excentricidad crítica en las dos columnas  $e > e_{crit}$ , la base soporta un momento grande y debe ser diseñada para el anclaje de tensión de acuerdo a la sección B4.2 de la guía.

#### **Paso 4.- Calcular la Resistencia del Hormigón**

Para el cálculo de la resistencia del hormigón que soportará la placa base se utiliza la siguiente expresión.

$$f_{pu} = \phi * P_p = \phi * 0.85 * f'_c * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} < 1.7 * f'_c * \phi$$

Donde:

$A_1$  = Área de la placa base.

$A_2$  = Área de la columna de hormigón.

$\phi$  = ACI 318-02 estipula un factor de 0,65 para soportar hormigón.

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$A_1 = N * B = 110 * 45 = 4950 \text{ cm}^2$	$A_1 = N * B = 140 * 45 = 6300 \text{ cm}^2$
$A_2 = 120 * 55 = 6600 \text{ cm}^2$	$A_2 = 150 * 55 = 8250 \text{ cm}^2$
$f_{pu} = 0.65 * 0.85 * 240 * \sqrt{\frac{6600}{4950}} = 153.1$	$f_{pu} = 0.65 * 0.85 * 240 * \sqrt{\frac{8250}{6300}} = 151.7$
$1.7 * f'_c * \phi = 1.7 * 240 * 0.65 = 265.2$	$1.7 * f'_c * \phi = 1.7 * 240 * 0.65 = 265.2$
$f_{pu} < 1.7 * f'_c * \phi = \text{OK}$ <b>153.1 &lt; 265.2 = OK</b>	$f_{pu} < 1.7 * f'_c * \phi = \text{OK}$ <b>151.7 &lt; 265.2 = OK</b>

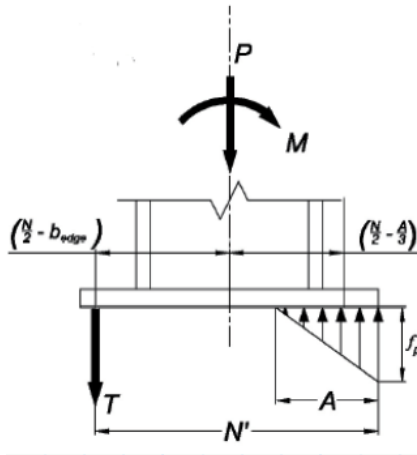


**Paso 5.- Calcular la Longitud del Rodamiento.**

Definidas las variables se utiliza la siguiente ecuación para el cálculo de la distancia del rodamiento.

**Figura 12**

*Definición general de variables*



*Nota.* La figura muestra las variables que se aplican para el cálculo de tensiones en los pernos de anclaje.

$$A = \frac{f' - \sqrt{f'^2 - 4 * \left(\frac{f_{pu} * B}{6}\right) * (Pu * A' + Mu)}}{\frac{f_{pu} * B}{3}}$$

Donde:

$N'$  = Distancia entre el centro del perno en tensión y la presión máxima de la distribución de presiones.

$A'$  = Distancia entre la varilla de anclaje y el centro de la columna.

$b_{edge}$  = Distancia del borde de la placa hasta el centro de la varilla de anclaje.

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$N' = N - b_{\text{edge}} = 110 - 5 = 105\text{cm}$	$N' = N - b_{\text{edge}} = 140 - 5 = 135\text{cm}$
$A' = \frac{N}{2} - b_{\text{edge}} = \frac{110}{2} - 5 = 50\text{cm}$	$A' = \frac{N}{2} - b_{\text{edge}} = \frac{140}{2} - 5 = 65\text{cm}$
$f' = \frac{f_{\text{pu}} * B * N'}{2} = \frac{153.1 * 45 * 105}{2}$ $= 361730.15\text{kg}$	$f' = \frac{f_{\text{pu}} * B * N'}{2} = \frac{151.7 * 45 * 135}{2}$ $= 460910.40\text{kg}$
$A = 11.72 \text{ cm}$	$A = 9.49 \text{ cm}$

**Paso 6.- Determinar la Resistencia a la Tracción Requerida de la Varilla de Anclaje**

$$T = \frac{f_{\text{pu}} * A * B}{2} - Pu$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$T = \frac{153.1 * 11.72 * 45}{2} - 17401.45$ $= 22975.766 \text{ kg}$	$T = \frac{151.7 * 9.49 * 45}{2} - 34850.56$ $= -2429.67 \text{ kg}$

**Paso 7.- Cálculo de Presiones en la Base.**

Debido a compresión axial

$$f_{\text{pu(ax)}} = \frac{Pu}{B * N}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$f_{\text{pu(ax)}} = \frac{17401.45}{45 * 110} = 3.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$f_{\text{pu(ax)}} = \frac{34850.56}{45 * 140} = 5.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

**Debido al momento aplicado**

$$S_{pl} = \frac{B * N^2}{6}$$

$$f_{pb} = \frac{Mu}{S_{pl}} = \frac{6 * Pu * e}{B * N^2}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$f_{pb} = \frac{6 * 17401.45 * 184.6}{45 * 110^2} = 35.39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$f_{pb} = \frac{6 * 34850.56 * 57.64}{45 * 140^2} = 13.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

**Debido a la combinación de fuerzas**

$$f_{pu(\max)} = f_{pu(ax)} + f_{pb}$$

$$f_{pu(\min)} = f_{pu(ax)} - f_{pb}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$f_{pu(\max)} = 3.52 + 35.39 = 38.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$f_{pu(\max)} = 5.53 + 13.67 = 19.20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$f_{pu(\min)} = 3.52 - 35.39 = -31.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$f_{pu(\min)} = 5.53 - 13.67 = -8.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

**Paso 8.- Determinar la Presión para una Distancia m o n desde la Presión Máxima**

$$m = \frac{N - 0.95 * h}{2}$$

$$n = \frac{B - 0.80 * bf}{2}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$m = \frac{110 - 0.95 * 90}{2} = 12.25 \text{ cm}$	$m = \frac{140 - 0.95 * 120}{2} = 13 \text{ cm}$
$n = \frac{45 - 0.80 * 25}{2} = 12.5 \text{ cm}$	$n = \frac{45 - 0.80 * 25}{2} = 12.5 \text{ cm}$

$$f_{pum} = f_{pu(max)} - 2 * f_{pb} * \frac{m}{N}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$f_{pum} = 38.91 - 2 * 35.39 * \frac{12.25}{110}$ $= 31.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$f_{pum} = 19.20 - 2 * 13.67 * \frac{13}{140}$ $= 16.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$$M_{upl} = f_{pum} * \frac{m^2}{2} + \frac{2}{3} (f_{pu} - f_{pum}) * \frac{m^2}{2}$$

COLUMNAS DE BORDE
$M_{upl} = 31.02 * \frac{12.25^2}{2} + \frac{2}{3} (153.1 - 31.02) * \frac{12.25^2}{2} = 8434.79 \text{ kg}$
COLUMNAS DEL CENTRO
$M_{upl} = 16.66 * \frac{13^2}{2} + \frac{2}{3} (151.7 - 16.66) * \frac{13^2}{2} = 9017.28 \text{ kg}$

$$M_{upl} = f_{pu(ax)} * \frac{n^2}{2}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$M_{upl} = 3.52 * \frac{12.5^2}{2} = 274.64 \text{ kg}$	$M_{upl} = 5.53 * \frac{12.5^2}{2} = 432.03$

Para determinar el valor de  $Mu_{crit}$  se toma el más crítico de los momentos calculados a una distancia m o n, para las columnas de borde le valor es 8434.79 kg y para las columnas del centro es 9017.28 kg.

**Paso 9.- Espesor Requerido de la Placa Base.**

El valor de  $\phi = 0.90$  para el acero según lo prescrito en el capítulo 9 de ACI318-02.

$$tp = \sqrt{\frac{4 * Mu_{crit}}{\phi * Fy}}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$tp = \sqrt{\frac{4 * 8434}{0.90 * 4200}} = 2.98 \text{ cm}$	$tp = \sqrt{\frac{4 * 9017.28}{0.90 * 4200}} = 3.09 \text{ cm}$

Las dimensiones de la placa base para columnas de borde y columnas de centro con los cálculos realizados tendrán las siguientes dimensiones:

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
Largo: 45 cm	Largo: 45 cm
Ancho: 110 cm	Ancho: 140 cm
Espesor: 3 cm	Espesor: 3.5 cm

### Cálculo de los Pernos de Anclaje

Para el cálculo de los pernos de anclaje se utilizó la norma (AISC, 2016), guía de diseño de acero para placa base y diseño de varilla de anclaje, se siguen los pasos de esta guía y se realiza todo el procedimiento para determinar el número de pernos con sus respectivos diámetros y longitudes, al realizar el cálculo de la placa base se obtuvieron valores que sirven como antecedente para continuar con el proceso de cálculo de los pernos de anclaje que se utilizaran.

Datos:

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$f'c = 240 \text{ kg/m}^2$	$f'c = 240 \text{ kg/m}^2$
$Pu = 18500.22 \text{ kg}$	$Pu = 34905.5 \text{ kg}$
$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
$Mu = 3306937.98 \text{ kg-m}^2$	$Mu = 2019906.57 \text{ kg-m}^2$
$Vu = 13037.42 \text{ cm}$	$Vu = 4016.85 \text{ cm}$
$Tu = 23423.69 \text{ kg}$	$Tu = -2371.39 \text{ kg}$
$fpu = 153.1$	$fpu = 151.7$

**Paso 1.- Determinar el Número de Barra para Iniciar el Proceso Iterativo.**

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$n_{\text{barra}} = 5$	$n_{\text{barra}} = 6$

### Paso 2.- Escoger el Diámetro de los Pernos.

Tabla 27

Diámetros comerciales para pernos y varillas de anclaje

No. Varilla	Diametro Nominal	Diametro Nominal
	[pulg]	[mm]
4	1/2	12,70
5	5/8	15,88
6	3/4	19,05
7	7/8	22,23
8	1	25,40
9	1 1/8	28,58
10	1 1/4	31,75
11	1 3/8	34,93
12	1 1/2	38,10
13	1 3/4	44,45
14	2	50,80
15	2 1/2	63,50

Nota. La tabla muestra los valores de diámetros comerciales para pernos y varillas de anclaje. Tomado de (RCSC, 2014).

### Paso 3.- Obtener la Distancia Mínima al Borde del Perno de Anclaje

Tabla 28

Distancia mínima al borde

TABLA J3.4M Distancia Mínima al Borde <sup>(a)</sup> , mm, desde el Centro del Agujero Estándar <sup>(b)</sup> hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (mm)	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico <sup>(c)</sup>
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Sobre 36	1,25d

<sup>(a)</sup> De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10 y de Sección J4, sin embargo distancias al borde menores que (1) diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo.

<sup>(b)</sup> Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5M.

Nota. Recuperado (AISC, 2016), la tabla muestra los valores de distancias mínimas al borde, desde el centro del agujero hasta el borde.

**Paso 4.- Separación Mínima entre Pernos de Anclaje.**

Se utiliza la siguiente expresión para determinar el espaciamiento entre pernos de anclaje.

$$S = 3 * Dr$$

Donde:

S = Separación mínima entre pernos de anclaje

Dr = Diámetro del perno de anclaje.

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$S = 3 * 19.05 = 57.15 \text{ mm}$	$S = 3 * 19.05 = 57.15 \text{ mm}$

**Paso 5.- Resistencia Disponible de Aplastamiento del Perno.**

$$R_u = 1.5 * \phi * L_c * t * F_u \leq 3.0 * \phi * Dr * t * F_u$$

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$L_c = 1.5 * Dr = 1.5 * 19.05 = 2.86 \text{ cm}$	$L_c = 1.5 * Dr = 1.5 * 19.05 = 2.86 \text{ cm}$
$t = 3 \text{ cm}$	$t = 3.5 \text{ cm}$
$F_u = 5250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$F_u = 5250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$R_u = 1.5 * 0.75 * 2.86 * 3 * 5250$ $= 50675.6 \text{ kg}$	$R_u = 1.5 * 0.75 * 2.86 * 3.5 * 5250$ $= 59121.6 \text{ kg}$
$50675.6 \text{ kg} \leq 67508.4 \text{ kg "OK"}$	$59121.6 \text{ kg} \leq 67508.4 \text{ kg "OK"}$



**Paso 6.- Resistencia Combinada de Tracción y Cortante Tipo Aplastamiento.**

$$R_u = \phi_v * F'_{nt} * A_b$$

$$F'_{nt} = 1.3 * F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi_v * F_{nv}} * f_v$$

Donde:

$F_{nt}$  = Tensión de tracción nominal.

$F_{nv}$  = Tensión de corte nominal.

$f_v$  = Tensión requerida de corte

Los valores de  $F'_{nt}$  para tracción y corte se obtienen de la siguiente tabla,

**Tabla 29**

*Tensión nominal de conectores y partes roscadas*

TABLA J3.2 Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm <sup>2</sup> (MPa)		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, $F_u$ , kgf/cm <sup>2</sup> (MPa) <sup>[1]</sup>	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, $F_u$ , kgf/cm <sup>2</sup> (MPa)
Pernos A307	3.160 (310) <sup>[1]</sup>	1.900 (188) <sup>[1]</sup>
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	3.800 (372) <sup>[1]</sup>
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	4.780 (469) <sup>[1]</sup>
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	4.780 (469) <sup>[1]</sup>
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	5.900 (579) <sup>[1]</sup>
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,450F_u$ <sup>[1]</sup>
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,563F_u$ <sup>[1]</sup>

<sup>[1]</sup> Para pernos de alta resistencia sujetos a fatiga por cargas de tracción, ver Anexo 3.  
<sup>[2]</sup> Para conexiones en los extremos con un patrón de conectores con una longitud mayor a 38 in. (965 mm),  $F_u$  debe ser reducido a un 83.3% de los valores tabulados. La longitud del patrón de conectores es la máxima distancia paralela a la línea de fuerzas entre la línea central de los pernos que conectan dos partes con una superficie de apriete.  
<sup>[3]</sup> Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre.  
<sup>[4]</sup> Rosca permitida en los planos de corte.

*Nota.* Recuperado (AISC, 2016), La tabla muestra los diferentes valores para tracción y corte, según el grupo de conectores.

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$F_{nt} = 6320 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$F_{nt} = 6320 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$F_{nv} = 3800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$F_{nv} = 3800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$F_u = 5250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$F_u = 5250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$f_v = \frac{13037.42}{10 * 3.14} = 415.204 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$f_v = \frac{4016.85}{12 * 3.14} = 106.604 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$F'_{nt} = 1.3 * 6320 - \frac{6320}{0.75 * 3800} * 415.20$ $= 7295.28 \text{ kg}$	$F'_{nt} = 1.3 * 6320 - \frac{6320}{0.75 * 3800} * 106.60$ $= 7979.61 \text{ kg}$
$R_u = 0.75 * 7295.28 * 3.14 = 17180.4 \text{ kg}$	$R_u = 0.75 * 7979.61 * 3.14 = 18792 \text{ kg}$

### Revisión de la condición

$$f_t \leq \phi_v * F'_{nt}$$

### Esfuerzo Axial

$$f_{t_a} = \frac{T_u}{N_r * A_b}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$f_{t_a} = \frac{23423.69}{10 * 3.14} = 745.98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$f_{t_a} = \frac{2371.39}{12 * 3.14} = 62.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

### Momento producido por el corte

$$M_l = \frac{V_u * \text{brazo de palanca}}{N_r}$$

$$\text{brazo de palanca} = \frac{t + 1.27}{2}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
brazo de palanca = $\frac{3 + 1.27}{2} = 2.14$ cm	brazo de palanca = $\frac{3.5 + 1.27}{2} = 2.39$ cm
$M_1 = \frac{13037.42 * 2.14}{10} = 2790.01$ kg – cm	$M_1 = \frac{4016.85 * 2.39}{12} = 800.02$ kg – cm

### Distancia de corte

$$Z = \frac{Dr^3}{6}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$Z = \frac{2.0^3}{6} = 1.33$ cm	$Z = \frac{2.0^3}{6} = 1.33$ cm

### Esfuerzo de corte

$$fb_t = \frac{M_1}{Z}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$fb_t = \frac{2790.01}{1.33} = 2097.75$ $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$fb_t = \frac{800.02}{1.33} = 601.52$ $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

### Esfuerzo de tensión

$$ft = ft_a + fb_t$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$ft = 745.98 + 2097.75 = 2843.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$ft = 62.94 + 601.52 = 664.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$ft \leq \phi_v * F'_{nt}$ $2843.73 \leq 0.75 * 7295.28$ $2843.73 \leq 5471.46$ "OK"	$ft \leq \phi_v * F'_{nt}$ $664.46 \leq 0.75 * 7979.61$ $664.46 \leq 5984.71$ "OK"

**Paso 7.- Cálculo de la Longitud de Desarrollo del Perno.**

$$L_d = \frac{0.0632 * A_b * F_y}{\sqrt{f'_c}}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$L_d = \frac{0.0632 * 3.14 * 4200}{\sqrt{240}}$ $= 53.8 \text{ cm} \approx 55 \text{ cm}$	$L_d = \frac{0.0632 * 3.14 * 4200}{\sqrt{240}}$ $= 53.8 \text{ cm} \approx 55 \text{ cm}$

**Paso 8.- Resistencia Disponible de Extracción del Hormigón**

$$\phi N_{cbg} = \phi * \Psi_3 * 16 * \sqrt{f'_c} * h_{ef}^{1.5} * \frac{A_{NC}}{A_{NCO}}$$

Donde:

$f'_c$  = Esfuerzo de fluencia a compresión del hormigón a los 28 días de edad

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia a la extracción aplicado en el método

LRFD, igual a 0.70

$N_{cbg}$  = Esfuerzo de extracción del hormigón

$h_{ef}$  = Profundidad de penetración del perno o varilla de anclaje

$\psi_3$  = Factor de agrietamiento

- Si se considera un hormigón agrietado = 1.25
- Para todos los demás casos = 1.00

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
<p>Cuando <math>(3.81 h_{ef}) &gt; 15.24</math> cm</p> <p>209.55 cm &gt; 15.24 cm</p>	<p>Cuando <math>(3.81 h_{ef}) &gt; 15.24</math> cm</p> <p>209.55 cm &gt; 15.24 cm</p>
<p><math>A_{NC} = [12 * Dr + (Nr - 1)(3 * Dr)]</math>  <math>* (6 * Dr + 1.5 * h_{ef})</math>  <math>A_{NC} = [12 * 2 + (10 - 1)(3 * 2)]</math>  <math>* (6 * 2 + 1.5 * 55)</math>  <math>= 7371 \text{ cm}^2</math></p>	<p><math>A_{NC} = [12 * Dr + (Nr - 1)(3 * Dr)]</math>  <math>* (6 * Dr + 1.5 * h_{ef})</math>  <math>A_{NC} = [12 * 2 + (12 - 1)(3 * 2)]</math>  <math>* (6 * 2 + 1.5 * 55)</math>  <math>= 8505 \text{ cm}^2</math></p>
<p><math>A_{NCO} = (6 * Dr + 1.5 * h_{ef})^2</math>  <math>A_{NCO} = (6 * 2 + 1.5 * 55)^2 = 8930.25 \text{ cm}^2</math></p>	<p><math>A_{NCO} = (6 * Dr + 1.5 * h_{ef})^2</math>  <math>A_{NCO} = (6 * 2 + 1.5 * 55)^2 = 8930.25 \text{ cm}^2</math></p>
<p><math>\Psi_3 = 1</math></p>	<p><math>\Psi_3 = 1</math></p>
<p><math>\phi N_{cbg} = 0.75 * 1 * 16 * \sqrt{240} * 55^{1.5}</math>  <math>* \frac{7371}{8930.25} = 62588.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}</math></p>	<p><math>\phi N_{cbg} = 0.75 * 1 * 16 * \sqrt{240} * 55^{1.5}</math>  <math>* \frac{8505}{8930.25} = 72217.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}</math></p>
<p><math>\phi N_p = 7879.51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}</math></p>	<p><math>\phi N_p = 7879.51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}</math></p>
<p>Como <math>\phi N_{cbg} &gt; \phi N_p</math> "OK"</p> <p><math>62588.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} &gt; 7879.51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}</math></p>	<p>Como <math>\phi N_{cbg} &gt; \phi N_p</math> "OK"</p> <p><math>72217.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} &gt; 7879.51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}</math></p>

**Tabla 30**

*Resistencia de extracción del hormigón de la varilla de anclaje*

RESISTENCIA DE EXTRACCIÓN DEL HORMIGÓN DE LA VARILLA DE ANCLAJE, Ton					
Diámetro de la Barra (mm)	Área de la barra (Ab) (mm <sup>2</sup> )	Área de Deslizamiento (Ab) (mm <sup>2</sup> )	Resistencia de Extracción del Hormigón, $\phi N_p$		
			f'c= 210 kg/cm <sup>2</sup>	f'c= 280 kg/cm <sup>2</sup>	f'c= 360 kg/cm <sup>2</sup>
15,88	197,93	444,52	5261,64	6985,29	8754,29
19,05	285,02	584,51	6894,57	9207,88	11521,19
22,23	387,95	787,10	9298,60	12383,01	15467,42
25,40	506,71	967,74	11430,47	15240,62	19050,78
28,58	641,30	1167,74	13789,14	18370,40	22997,01
31,75	791,73	1445,16	17100,34	22770,22	28485,45
38,10	1140,09	2019,35	23858,83	31796,66	39779,84
44,45	1551,79	2690,32	31751,30	42365,31	53070,03
50,80	2026,83	3451,61	40823,10	54430,80	68038,50
57,15	2565,21	4316,12	50802,08	68038,50	84821,33
63,50	3166,92	5270,96	62141,83	83006,97	103872,11
69,85	3831,98	6322,57	74842,35	99789,80	124283,66
76,20	4560,37	7354,82	86635,69	115211,86	144241,62

*Nota.* Recuperado (AISC, 2006), Se muestra los valores para resistencia a la extracción,

con los diferentes tipos de resistencia a la compresión del hormigón.

Las dimensiones de los pernos de anclaje con los cálculos realizados tienen las siguientes peculiaridades:

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
Perno: A325 $\phi$ 20 mm	Perno: A325 $\phi$ 20 mm
Longitud del anclaje: 55 cm	Longitud del anclaje: 55 cm
Tipo de gancho: 90°	Tipo de gancho: 90°

### Cálculo del Pedestal

Para diseñar el pedestal se considera como una columna corta con carga axial y momento, su diseño tiene que ser acorde con el diseño de la placa base calculada anteriormente, para las columnas de borde y centro se obtuvo las siguientes dimensiones (110 cm x 45 cm x 3 cm) y (140 cm x 45 cm x 3.5 cm), por ende, se plantean los pedestales de esta manera.

### Análisis en sentido X

Datos:

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$f'c = 240 \text{ kg/m}^2$	$f'c = 240 \text{ kg/m}^2$
$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
$Pu = 17401.59 \text{ kg}$	$Pu = 34850.56 \text{ kg}$
$Mux = 64499.69 \text{ kg-cm}$	$Mux = -540253.52 \text{ kg-cm}$
$Muy = 3211790.37 \text{ kg-cm}$	$Muy = 2008910.16 \text{ kg-cm}$
Largo del pedestal (h) = 55 cm	Largo del pedestal (h) = 55 cm
Ancho del pedestal (b) = 120 cm	Ancho del pedestal (b) = 150 cm
Recubrimiento (r) = 5 cm	Recubrimiento (r) = 5 cm
Altura del pedestal = 150 cm	Altura del pedestal = 150 cm
Altura efectiva = 5 cm	Altura efectiva = 5 cm

Con la geometría adoptada se tiene las siguientes dimensiones.

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$\bar{Y} = \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$	$\bar{Y} = \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$
$d = 55 - 5 = 50 \text{ cm}$	$d = 55 - 5 = 50 \text{ cm}$

El código (ACI 318, 2019) especifica algunas limitaciones para el diseño estructural en lo concerniente al refuerzo longitudinal de acero para columnas, una de estas limitaciones es el porcentaje de refuerzo longitudinal no debe ser inferior al 1% del área total de la columna, además el refuerzo longitudinal no debe ser mayor al 8% de la sección total de la columna.

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$A_s = 0.01 * h * b$	$A_s = 0.01 * h * b$
$A_s = 0.01 * 55 * 120 = 66 \text{ cm}^2$	$A_s = 0.01 * 55 * 150 = 82.5 \text{ cm}^2$
$A_s = A's$	$A_s = A's$

Como el acero de refuerzo se va a distribuir de manera simétrica se considera que  $A_s = A's$ , encontramos la excentricidad balanceada para la columna corta, se establece si la columna falla por tensión o compresión, se asume que el acero y concreto están deformados totalmente y determinamos la profundidad del eje neutro.

$$Cb = d * \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y}$$

Donde:

$\epsilon_c$  = Deformación máxima del hormigón 0.003

$\epsilon_y$  = Deformación unitaria a la fluencia mínima del acero 0.0035



COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$Cb = 50 * \frac{0.003}{0.003 + 0.0035} = 23.077 \text{ cm}$	$Cb = 50 * \frac{0.003}{0.003 + 0.0035} = 23.077 \text{ cm}$

### Cálculo de la carga axial Pn y momento nominal Mn

Determinamos la altura del bloque de Whitney con la siguiente expresión.

$$a = \beta_1 * Cb$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 * (f'c - 280)}{70}$$

Aplicamos la condición para  $\beta_1$   $0.65 \geq \beta_1 \leq 0.85$ .

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 * (240 - 280)}{70} = 0.879$	$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 * (240 - 280)}{70} = 0.879$
De la condición el valor de $\beta_1 = 0.85$	De la condición el valor de $\beta_1 = 0.85$
$a = 0.85 * 23.077 = 19.62 \text{ cm}$	$a = 0.85 * 23.077 = 19.62 \text{ cm}$

Cálculo de las tenciones de los aceros a tracción y compresión con las siguientes expresiones.

$$f's = Ec * \frac{0.003 * (Cd - d')}{Cd}$$

$$fs = Ec * \frac{0.003 * (d - Cd)}{Cd}$$

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$f's = 2100000 * \frac{0.003 * (23.077 - 5)}{23.077}$ $= 4935 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $f's \leq Fy$ $f's = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$f's = 2100000 * \frac{0.003 * (23.077 - 5)}{23.077}$ $= 4935 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $f's \leq Fy$ $f's = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$fs = 2100000 * \frac{0.003 * (50 - 23.077)}{23.077}$ $= 7350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $fs \leq Fy$ $fs = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$fs = 2100000 * \frac{0.003 * (50 - 23.077)}{23.077}$ $= 7350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $fs \leq Fy$ $fs = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Cálculo de la carga axial Pn y momento nominal Mn con las siguientes expresiones.

$$P_n = 0.85 * f'c * b * a + (A's * f's - As * fs)$$

$$M_n = 0.85 * f'c * b * a * \left(Y - \frac{a}{2}\right) + A's * f's * (Y - d') - As * fs * (d - Y)$$

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>
$P_{nb} = 0.85 * 240 * 120 * 19.62 + (66 * 4200 - 66 * 4200) = 480184.61 \text{ kg}$
$M_{nbx} = 0.85 * 240 * 120 * 19.62 * (27.5 - 9.81) + 66 * 4200 * (27.5 - 5) - 66 * 4200 * (50 - 9.81) = 8495573.96 \text{ kg} * \text{cm}$
<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$P_{nb} = 0.85 * 240 * 150 * 19.62 + (82.5 * 4200 - 82.5 * 4200) = 600230.769 \text{ kg}$

$$M_{nbx} = 0.85 * 240 * 120 * 19.62 * (27.5 - 9.81) + 82.5 * 4200 * (27.5 - 5) - 82.5 * 4200 * (50 - 9.81) = 10619467.46 \text{ kg} * \text{cm}$$

Determinar las excentricidades

$$e_{nbx} = \frac{M_{nbx}}{P_{nb}}$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$e_{nbx} = \frac{8495573.96}{480184.61} = 17.69 \text{ cm}$	$e_{nbx} = \frac{10619467.46}{600230.769} = 17.69 \text{ cm}$
$e_x = \frac{64499.69}{17401.59} = 3.70 \text{ cm}$	$e_x = \frac{540253.52}{34850.56} = 15.50 \text{ cm}$
como $e_x \leq e_{nbx}$ la columna falla a compresión	como $e_x \leq e_{nbx}$ la columna falla a compresión

Se hace un proceso iterativo para determinar el valor de la profundidad del eje neutro **Cb** hasta que la excentricidad inicial con la calculada sean aproximadamente las mismas, al determinar el valor de Pn.

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
Valor de Cb = -13.19 cm	Valor de Cb = 27.03 cm
$a = 0.85 * 13.19 = -11.212 \text{ cm}$	$a = 0.85 * 27.03 = 22.98 \text{ cm}$
$f's = 2100000 * \frac{0.003 * (-11.21 - 5)}{-11.21}$ $= 8688.173 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$f's = 2100000 * \frac{0.003 * (22.98 - 5)}{22.98}$ $= 5134.628 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$f_s = 2100000 * \frac{0.003 * (50 + 11.21)}{-11.21}$ $= -30181.729 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$f_s = 2100000 * \frac{0.003 * (50 - 22.98)}{22.98}$ $= 5353.718 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
--	---

Se obtiene el nuevo valor de P<sub>nx</sub>.

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>
$P_{nx} = 0.85 * 240 * 120 * -11.21 + (66 * 8688.17 - 66 * -30181.73) = 2290955.98 \text{ kg}$
$e_{nbx} = \frac{M_{nbx}}{P_{nx}}$ $e_{x1} = \frac{8495573.96}{2290955.98} = 3.708 \text{ cm}$ $e_{x1} = e_x$
$M_{nbx} = P_{nx} * e_{x1}$ $M_{nx} = 2290955.98 * 3.71 = 8495573.964 \text{ kg} * \text{cm}$
<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$P_{nx} = 0.85 * 240 * 150 * 22.98 + (82.5 * 5134.63 - 82.5 * 5353.718) = 684975.38 \text{ kg}$
$e_{x1} = \frac{M_{nbx}}{P_{nx}}$ $e_{x1} = \frac{10619467.46}{684975.38} = 15.50 \text{ cm}$ $e_{x1} = e_x$
$M_{nbx} = P_{nx} * e_{x1}$ $M_{nx} = 684975.38 * 15.50 = 10619467.456 \text{ kg} * \text{cm}$

Se comprueba que cumpla la filosofía de diseño LRFD

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$\phi * P_{nx} \geq P_u$	$\phi * P_{nx} \geq P_u$
$0.70 * 2290955.98 \geq 17401.59$ $1603669.183 \geq 17401.59$ "OK"	$0.70 * 684975.38 \geq 34850.56$ $479482.77 \geq 34850.56$ "OK"
$\phi * M_{nx} \geq M_{ux}$	$\phi * M_{nx} \geq M_{ux}$
$0.70 * 8495573.96 \geq 64499.69$ $5946901.78 \geq 64499.69$ "OK"	$0.70 * 10619467.46 \geq 540253.52$ $7433627.219 \geq 540253.52$ "OK"

### Análisis en sentido Y

Con la geometría adoptada se tiene las siguientes dimensiones

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$\bar{Y} = \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm}$	$\bar{Y} = \frac{h}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ cm}$
$d = 120 - 5 = 115 \text{ cm}$	$d = 150 - 5 = 145 \text{ cm}$

En esta sección se elabora de la misma manera como se detalla en la dirección x, antes explicado, para el cálculo del área de acero requerido.

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$A_s = 0.01 * h * b$	$A_s = 0.01 * h * b = 54 \text{ cm}$
$A_s = 0.01 * 55 * 120 = 66 \text{ cm}^2$	$A_s = 0.01 * 55 * 150 = 82.5 \text{ cm}^2$
$A_s = A's$	$A_s = A's$

Como el acero de refuerzo se va a distribuir de manera simétrica se considera que  $A_s = A's$ , encontramos la excentricidad balanceada para la columna corta, se

verifica si la columna falla por tensión o compresión, se asume que el acero y concreto están deformados totalmente y determinamos la profundidad del eje neutro.

$$C_b = d * \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y}$$

Donde:

$\epsilon_c$  = Deformación máxima del hormigón 0.003

$\epsilon_y$  = Deformación unitaria a la fluencia mínima del acero 0.0035

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$C_b = 115 * \frac{0.003}{0.003 + 0.0035} = 53.07 \text{ cm}$	$C_b = 145 * \frac{0.003}{0.003 + 0.0035} = 66.92 \text{ cm}$

### **Cálculo de la carga axial Pn y momento nominal Mn**

Determinamos la altura del bloque de Whitney con la siguiente expresión.

$$a = \beta_1 * C_b$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 * (f'_c - 280)}{70}$$

Aplicamos la condición para  $\beta_1$   $0.65 \geq \beta_1 \leq 0.85$ .

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 * (240 - 280)}{70} = 0.879$	$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 * (240 - 280)}{70} = 0.879$
De la condición el valor de $\beta_1 = 0.85$	De la condición el valor de $\beta_1 = 0.85$
$a = 0.85 * 53.07 = 45.12 \text{ cm}$	$a = 0.85 * 66.92 = 56.88 \text{ cm}$

Cálculo de las tenciones de los aceros a tracción y compresión con las siguientes expresiones.

$$f's = E_c * \frac{0.003 * (Cd - d')}{Cd}$$

$$f_s = E_c * \frac{0.003 * (d - Cd)}{Cd}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$f's = 2100000 * \frac{0.003 * (53.07 - 5)}{53.07}$ $= 5706.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $f's \leq F_y$ $f's = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$f's = 2100000 * \frac{0.003 * (66.92 - 5)}{66.92}$ $= 5829.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $f's \leq F_y$ $f's = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$f_s = 2100000 * \frac{0.003 * (115 - 53.07)}{53.07}$ $= 7350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $f_s \leq F_y$ $f_s = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$f_s = 2100000 * \frac{0.003 * (145 - 66.92)}{66.92}$ $= 7350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $f_s \leq F_y$ $f_s = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Cálculo de la carga axial P<sub>n</sub> y momento nominal M<sub>n</sub> con las siguientes expresiones.

$$P_n = 0.85 * f'c * b * a + (A's * f's - A_s * f_s)$$

$$M_n = 0.85 * f'c * b * a * \left(Y - \frac{a}{2}\right) + A's * f's * (Y - d') - A_s * f_s * (d - Y)$$

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>
$P_{nb} = 0.85 * 240 * 55 * 45.12 + (66 * 4200 - 66 * 4200) = 506194.62 \text{ kg}$
$M_{nby} = 0.85 * 240 * 55 * 45.12 * (60 - 22.55) + 66 * 4200 * (60 - 5) - 66 * 4200 * (115 - 60) = 18953094.54 \text{ kg * cm}$
<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$P_{nb} = 0.85 * 240 * 55 * 56.89 + (82.5 * 4200 - 82.5 * 4200) = 638245.39 \text{ kg}$
$M_{nby} = 0.85 * 240 * 55 * 56.89 * (75 - 28.44) + 82.5 * 4200 * (70 - 5) - 82.5 * 4200 * (145 - 95) = 29715232.23 \text{ kg * cm}$

Determinar las excentricidades

$$e_{nby} = \frac{M_{nby}}{P_{nb}}$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$e_{nby} = \frac{18953094.54}{506194.62} = 37.44 \text{ cm}$	$e_{nby} = \frac{29715232.23}{638245.39} = 46.56 \text{ cm}$
$e_y = \frac{3211790.37}{17401.59} = 184.57 \text{ cm}$	$e_y = \frac{2008910.16}{34850.56} = 57.64 \text{ cm}$

Hacemos un proceso iterativo para determinar el valor de la profundidad del eje neutro **Cb** hasta que la excentricidad inicial con la calculada sean aproximadamente las mismas, determinando el valor de Pn.

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
Valor de Cb = 43.59 cm	Valor de Cb = 67.02 cm



$a = 0.85 * 43.59 = 37.05 \text{ cm}$	$a = 0.85 * 67.02 = 56.97 \text{ cm}$
$f's = 2100000 * \frac{0.003 * (43.59 - 5)}{43.59}$ $= 5577.37 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$f's = 2100000 * \frac{0.003 * (67.02 - 5)}{67.02}$ $= 5829.99 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$f_s = 2100000 * \frac{0.003 * (115 - 43.59)}{43.59}$ $= 10320.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$f_s = 2100000 * \frac{0.003 * (145 - 67.02)}{67.02}$ $= 7330.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Determinamos el nuevo valor de  $P_n$ .

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>
$P_{ny} = 0.85 * 240 * 55 * 37.05 + (66 * 5577.37 - 66 * 10320.40) = 102687.42 \text{ kg}$
$e_{y1} = \frac{M_{nby}}{P_{ny}}$  $e_{y1} = \frac{18953094.54}{102687.42} = 184.571 \text{ cm}$  $e_{y1} = e_y$
$M_{nby} = P_{ny} * e_{y1}$  $M_{ny} = 102687.42 * 184.571 = 18953094.54 \text{ kg} * \text{cm}$
<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$P_{ny} = 0.85 * 240 * 55 * 56.97 + (82.5 * 5829.99 - 82.5 * 7330.26) = 515397.58 \text{ kg}$
$e_{nby} = \frac{M_{nby}}{P_{ny}}$  $e_{y1} = \frac{29715232.23}{515397.58} = 57.65 \text{ cm}$  $e_{y1} = e_y$

$$M_{nby} = P_{ny} * e_{y1}$$

$$M_{ny} = 515397.58 * 57.65 = 29715232.23 \text{ kg} * \text{cm}$$

Comprobamos que cumpla la filosofía de diseño LRFD

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$\phi * P_{ny} \geq P_u$	$\phi * P_{ny} \geq P_u$
$0.70 * 102687.42 \geq 17401.59$ $71881.193 \geq 17401.59$ "OK"	$0.70 * 515397.58 \geq 34850.56$ $360778.31 \geq 34850.56$ "OK"
$\phi * M_{ny} \geq M_{uy}$	$\phi * M_{ny} \geq M_{uy}$
$0.70 * 18953094.54 \geq 3211790.37$ $13267166.18 \geq 3211790.37$ "OK"	$0.70 * 29715232.23 \geq 2008910.16$ $20800662.564 \geq 2008910.16$ "OK"

Con el método de la carga inversa se determina cual es la carga máxima que puede soportar la columna, con sus excentricidades en el sentido X y respectivamente el sentido Y, se resuelve la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_o}$$

Como ya se obtuvieron los valores de  $\phi P_{nx}$  y  $\phi P_{ny}$ , el valor faltante para poder resolver la ecuación es la resistencia que puede soportar la columna cargada excéntricamente

$$\phi P_o = 0.85 * f'c * (A_g - A_s) + A_s * F_y$$

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	
$P_o = 0.85 * 240 * (6600 - 66) + 66 * 4200 = 1610136$	
$\emptyset P_o = 0.70 * 1610136 = 1127095.2 \text{ kg}$	
$\frac{1}{\emptyset P_n} = \frac{1}{2290955.98} + \frac{1}{71881.193} - \frac{1}{1127095.2}$ $\emptyset P_n = 74288.1 \text{ kg}$	
$\emptyset P_n = 74288.1 \text{ kg} > \emptyset P_u = 17401.59 \text{ kg} \text{ "OK"}$	
<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>	
$P_o = 0.85 * 240 * (8250 - 82.5) + 82.5 * 4200 = 2012670$	
$\emptyset P_o = 0.70 * 1610136 = 1127095.2 \text{ kg}$	
$\frac{1}{\emptyset P_n} = \frac{1}{684975.38} + \frac{1}{360778.31} - \frac{1}{1408869}$ $\emptyset P_n = 283937 \text{ kg}$	
$\emptyset P_n = 283937 \text{ kg} > \emptyset P_u = 34850.56 \text{ kg} \text{ "OK"}$	

Se puede decir que el diseño con las excentricidades obtenidas el pedestal resiste la carga de diseño.

### Diseño de armadura transversal sentido X

#### Separación en el área confinante

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>	<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$S \leq \left( \frac{b}{4}; 6 * \emptyset b; S_o = 100 + \left( \frac{350 - hx}{3} \right) \right)$	$S \leq \left( \frac{b}{4}; 6 * \emptyset b; S_o = 100 + \left( \frac{350 - hx}{3} \right) \right)$
$S \leq \left( \frac{55}{4}; 6 * 2.2; S_o = 100 + \left( \frac{350 - 247}{3} \right) \right)$	$S \leq \left( \frac{55}{4}; 6 * 2.2; S_o = 100 + \left( \frac{350 - 247}{3} \right) \right)$
$S \leq (13.8 \text{ cm}; 13.2 \text{ cm}; S_o = 134\text{mm} )$	$S \leq (13.8 \text{ cm}; 13.2 \text{ cm}; S_o = 134\text{mm} )$

$S_{\text{asumido}} = 10 \text{ cm}$	$S_{\text{asumido}} = 10 \text{ cm}$
--------------------------------------	--------------------------------------

### Área de acero por cortante

<b>COLUMNAS DE BORDE</b>
$A_{sh} = 0.3 * \left( \frac{S * bc * f'c}{fy} \right) * \left[ \left( \frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right]$
$b_{cx} = b - 2 * (\text{rec}) - 2 * \left( \frac{\phi_E}{2} \right) = 120 - 2(5) - 2 \left( \frac{1.2}{2} \right) = 109 \text{ cm}$
$b_{cy} = b - 2 * (\text{rec}) - 2 * \left( \frac{\phi_E}{2} \right) = 55 - 2(5) - 2 \left( \frac{1.2}{2} \right) = 44 \text{ cm}$
$A_{sh} = 0.3 * \frac{10 * 109 * 240}{4200} \left[ \left( \frac{120 * 55}{109 * 44} \right) - 1 \right] = 7.02 \text{ cm}^2$
$A_{sh} = 0.09 * \left( \frac{S * bc * f'c}{fy} \right)$
$A_{sh} = 0.09 * \frac{10 * 109 * 240}{4200} = 5.60 \text{ cm}^2$
$\rightarrow 7.02 \text{ cm}^2 \approx 5 \phi 14 \text{ mm } (7.69 \text{ cm}^2)$
<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$A_{sh} = 0.3 * \left( \frac{S * bc * f'c}{fy} \right) * \left[ \left( \frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right]$
$b_{cx} = b - 2 * (\text{rec}) - 2 * \left( \frac{\phi_E}{2} \right) = 150 - 2(5) - 2 \left( \frac{1.2}{2} \right) = 139 \text{ cm}$
$b_{cy} = b - 2 * (\text{rec}) - 2 * \left( \frac{\phi_E}{2} \right) = 55 - 2(5) - 2 \left( \frac{1.2}{2} \right) = 44 \text{ cm}$
$A_{sh} = 0.3 * \frac{10 * 139 * 240}{4200} \left[ \left( \frac{150 * 55}{139 * 44} \right) - 1 \right] = 8.30 \text{ cm}^2$
$A_{sh} = 0.09 * \left( \frac{S * bc * f'c}{fy} \right)$

$A_{sh} = 0.09 * \frac{10 * 139 * 240}{4200} = 7.14 \text{ cm}^2$
$\rightarrow 8.30 \text{ cm}^2 \approx 6 \text{ } \emptyset 14\text{mm} (9.23 \text{ cm}^2)$

### Diseño de armadura transversal sentido Y

#### Separación en el área confinante

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$S \leq \left( \frac{b}{4}; 6 * \emptyset b; S_o = 100 + \left( \frac{350 - hx}{3} \right) \right)$	$S \leq \left( \frac{b}{4}; 6 * \emptyset b; S_o = 100 + \left( \frac{350 - hx}{3} \right) \right)$
$S \leq \left( \frac{55}{4}; 6 * 2.2; S_o = 100 + \left( \frac{350 - 247}{3} \right) \right)$	$S \leq \left( \frac{55}{4}; 6 * 2.2; S_o = 100 + \left( \frac{350 - 247}{3} \right) \right)$
$S \leq (13.8 \text{ cm}; 13.2 \text{ cm}; S_o = 134\text{mm} )$	$S \leq (13.8 \text{ cm}; 13.2 \text{ cm}; S_o = 134\text{mm} )$
$S_{\text{asumido}} = 10 \text{ cm}$	$S_{\text{asumido}} = 10 \text{ cm}$

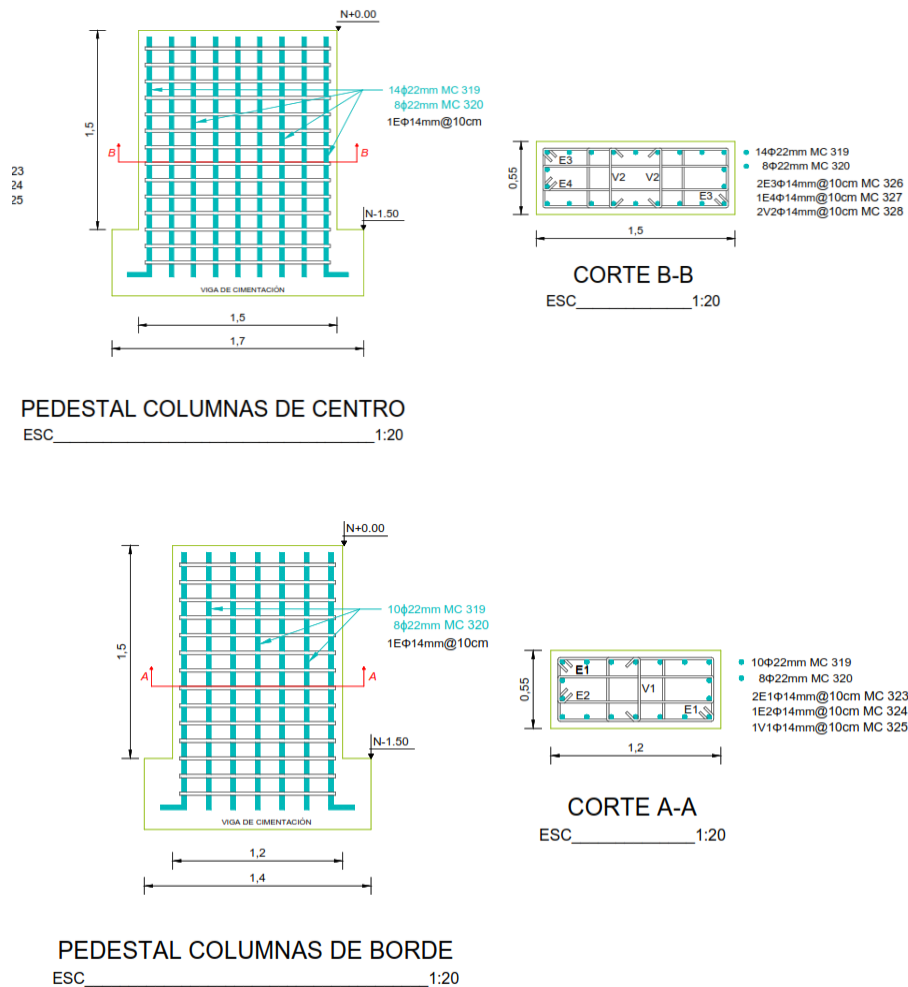
#### Área de acero por cortante

COLUMNAS DE BORDE
$A_{sh} = 0.3 * \left( \frac{S * bc * f'c}{f_y} \right) * \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$
$b_{cx} = b - 2 * (\text{rec}) - 2 * \left( \frac{\emptyset_E}{2} \right) = 120 - 2(5) - 2 \left( \frac{1.2}{2} \right) = 109 \text{ cm}$
$b_{cy} = b - 2 * (\text{rec}) - 2 * \left( \frac{\emptyset_E}{2} \right) = 55 - 2(5) - 2 \left( \frac{1.2}{2} \right) = 44 \text{ cm}$
$A_{sh} = 0.3 * \frac{10 * 44 * 240}{4200} \left[ \left( \frac{120 * 55}{109 * 44} \right) - 1 \right] = 2.83\text{cm}^2$
$A_{sh} = 0.09 * \left( \frac{S * bc * f'c}{f_y} \right)$

$A_{sh} = 0.09 * \frac{10 * 44 * 240}{4200} = 2.26 \text{ cm}^2$
$\rightarrow 2.82 \text{ cm}^2 \approx 2 \text{ } \emptyset \text{ 14 mm (3.07 cm}^2\text{)}$
<b>COLUMNAS DEL CENTRO</b>
$A_{sh} = 0.3 * \left( \frac{S * bc * f'c}{fy} \right) * \left[ \left( \frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right]$
$b_{cx} = b - 2 * (rec) - 2 * \left( \frac{\emptyset_E}{2} \right) = 150 - 2(5) - 2 \left( \frac{1.2}{2} \right) = 139 \text{ cm}$
$b_{cy} = b - 2 * (rec) - 2 * \left( \frac{\emptyset_E}{2} \right) = 55 - 2(5) - 2 \left( \frac{1.2}{2} \right) = 44 \text{ cm}$
$A_{sh} = 0.3 * \frac{10 * 44 * 240}{4200} \left[ \left( \frac{150 * 55}{139 * 44} \right) - 1 \right] = 2.63 \text{ cm}^2$
$A_{sh} = 0.09 * \left( \frac{S * bc * f'c}{fy} \right)$
$A_{sh} = 0.09 * \frac{10 * 44 * 240}{4200} = 2.26 \text{ cm}^2$
$\rightarrow 2.63 \text{ cm}^2 \approx 2 \text{ } \emptyset \text{ 14mm (3.07 cm}^2\text{)}$

**Figura 13**

*Acero de refuerzo en el pedestal de hormigón*



*Nota.* La figura muestra la distribución del acero de refuerzo en el pedestal. Tomado de (Serrano Aragón, 2014).

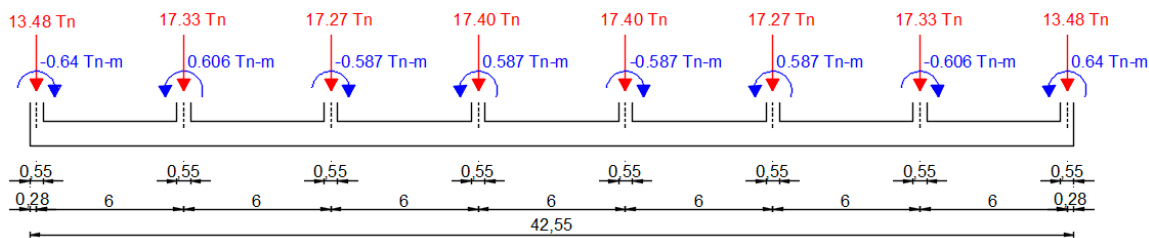
## Cálculo de las Vigas de Cimentación

En el Anexo N°1 se encuentra a detalle el análisis de suelos realizado en el sector que comprende la materialización del Hangar, como resumen se extraen los siguientes datos necesarios para el cálculo de las vigas de cimentación:

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$	$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$
$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_s = 22.605 \text{ T/m}^2$	$\sigma_s = 22.605 \text{ T/m}^2$
$E_s = 2100000 \text{ T/m}^2$	$E_s = 2100000 \text{ T/m}^2$

**Figura 14**

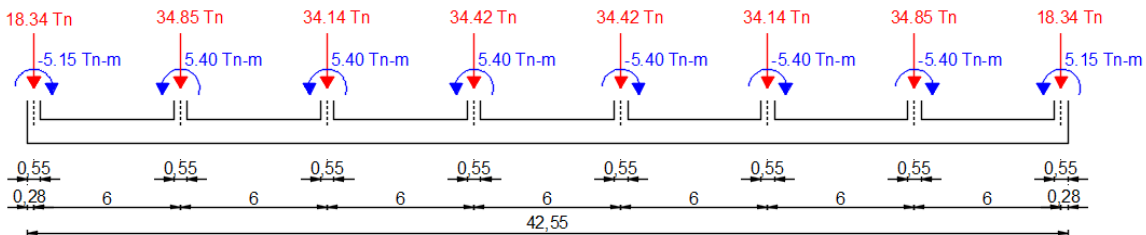
*Cargas y momentos en la viga de borde*



*Nota.* La figura muestra las cargas y momentos que soportará la viga de cimentación

**Figura 15**

*Cargas y momentos en la viga de centro*



*Nota.* La figura muestra las cargas y momentos que soportará la viga de cimentación



### Sumatoria de cargas que llegan a la viga

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$\Sigma P = P_{total}$	$\Sigma P = P_{total}$
$\Sigma P = 13.48 + 17.33 + 17.27 + 17.40$ $+ 17.40 + 17.27 + 17.33$ $+ 13.48 = 130.96 \text{ T}$	$\Sigma P = 18.33 + 34.85 + 34.14 + 34.47$ $+ 34.47 + 34.14 + 34.85$ $+ 18.33 = 243.58 \text{ T}$

### Cálculo de Momento

$$\sum M_A = 0$$

COLUMNAS DE BORDE
$-0.645 + 0.606 - 0.587 + 0.587 - 0.587 + 0.587 - 0.606 + 0.645 - 13.48 * (0.275)$ $- 17.33 * (6.275) - 17.27 * (12.275) - 17.40 * (18.275) - 17.40$ $* (24.275) - 17.27 * (30.275) - 17.33 * (36.275) - 13.48 * (42.275)$ $+ R(x) = 0$
$R(x) = 2786.17$
$x = \frac{2786.17}{130.96} = 21.28 \text{ m}$
$L = 0.275 + 6 + 6 + 6 + 6 + 6 + 6 + 6 + 0.275 = 42.55 \text{ m}$
COLUMNAS DEL CENTRO
$-5.153 + 5.403 + 5.403 + 5.403 - 5.403 - 5.403 - 5.403 + 5.153 - 18.338 * (0.275)$ $- 34.851 * (6.275) - 34.143 * (12.275) - 34.423 * (18.275) - 34.423$ $* (24.275) - 34.143 * (30.275) - 34.851 * (36.275) - 18.338 * (42.275)$ $+ R(x) = 0$

$R(x) = 5180.68$
$x = \frac{5180.68}{243.58} = 21.27 \text{ m}$
$L = 0.275 + 6 + 6 + 6 + 6 + 6 + 6 + 6 + 0.275 = 42.55 \text{ m}$

### Cálculo de la presión del suelo $q_s$

$$q_s = \frac{P}{B \times L}$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$q_s = \frac{130.92}{1.40 \times 42.50} = \left\{ 2.05 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} < \sigma_s \text{ "Ok"} \right.$	$q_s = \frac{243.58}{1.70 \times 42.50} = \left\{ 3.37 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} < \sigma_s \text{ "Ok"} \right.$

### Cálculo del cuerpo de la viga

$$M_{\text{Ext}} = \frac{wL^2}{10}$$

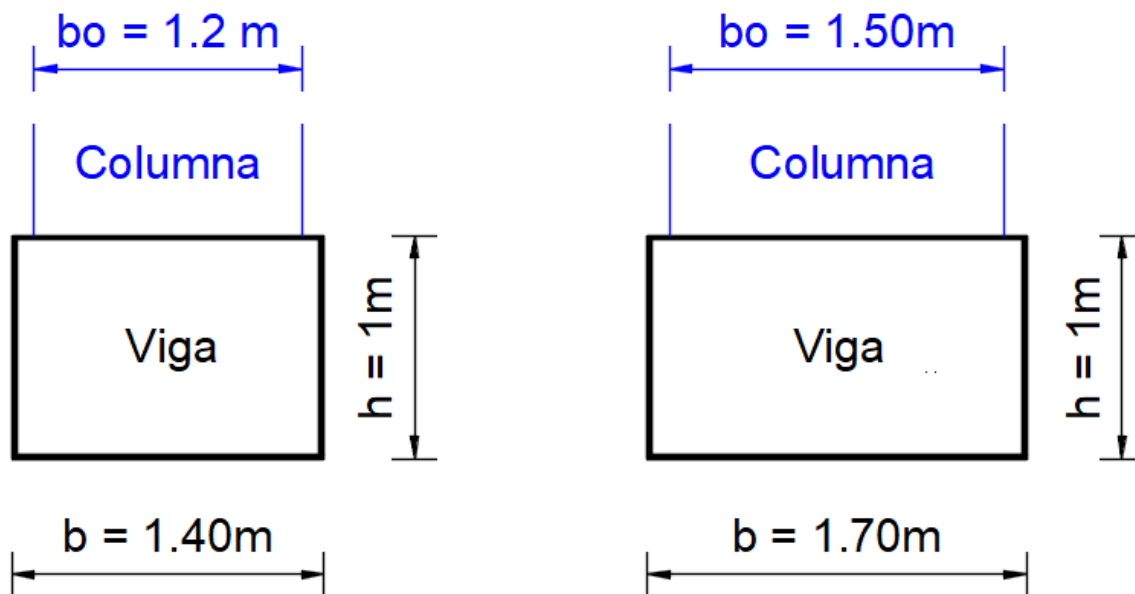
$$w = q_{s\text{max}} \times B$$

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$w = 2.05 \times 1.40 = 3.07 \frac{\text{T}}{\text{m}}$	$w = 3.37 \times 1.70 = 5.72 \frac{\text{T}}{\text{m}}$
$M = \frac{3.07 * (6)^2}{10} = 11.08 \text{ Tm}$	$M = \frac{5.72 * (6)^2}{10} = 20.60 \text{ Tm}$
$M_u = 1.5 * 11.08 = 16.62 \text{ Tm}$	$M_u = 1.5 * 20.60 = 30.90 \text{ Tm}$
$M_R = R_u * b * d^2$	$M_R = R_u * b * d^2$
$M_R = \frac{M_u}{\phi} = \frac{16.62}{0.90} = 18.47 \text{ Tm}$	$M_R = \frac{M_u}{\phi} = \frac{30.90}{0.90} = 34.33 \text{ Tm}$

$R_u \begin{cases} f_c = 240 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} 45.38 \text{ kg/cm}^2$	$R_u \begin{cases} f_c = 240 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} 45.38 \text{ kg/cm}^2$
$d = \sqrt{\frac{M_R}{R_u \times b}}$ $d = \sqrt{\frac{18.47 \times 10^5 \text{ Kg. cm}}{45.38 \text{ kg/cm}^2 \times 140 \text{ cm}}} = 17.04 \text{ cm}$	$d = \sqrt{\frac{M_R}{R_u \times b}}$ $d = \sqrt{\frac{34.33 \times 10^5 \text{ Kg. cm}}{45.38 \text{ kg/cm}^2 \times 170 \text{ cm}}} = 21.09 \text{ cm}$
<p><b><math>h \approx d + \text{Recubrimiento}</math></b></p> <p><math>h \approx 17.04 \text{ cm} + 7.5 \text{ cm} = 24.54 \text{ cm}</math></p>	<p><b><math>h \approx d + \text{Recubrimiento}</math></b></p> <p><math>h \approx 21.09 \text{ cm} + 7.5 \text{ cm} = 28.59 \text{ cm}</math></p>
<p><math>h = 100 \text{ cm}</math> <math>d = 92.5 \text{ cm}</math></p>	<p><math>h = 100 \text{ cm}</math> <math>d = 92.5 \text{ cm}</math></p>

**Figura 16**

*Dimensiones de la viga de cimentación*



*Nota.* La figura muestra las dimensiones adoptadas para la viga de cimentación

## Utilización de programas VIGCIM

Se utiliza el programa VIGCIM de autoría del Ingeniero (Zúñiga Gallegos, 2000) para determinar los momentos y cortantes que tienen las vigas de cimentación, los datos necesarios para el programa son momentos y pesos de la estructura obtenidos del programa SAP2000, la inercia de las vigas, las distancias de cada tramo de la viga y el coeficiente de balasto.

**Figura 17**

*Ingreso de datos programa VIGCIM*

**Input**  
 PROYECTO : COLUMNA DE BORDE  
 NT : 9 E : 2100000,0000 (T/m<sup>2</sup>)

	INERCIA (m)	BA (m)	LU (m)	KS (T/m <sup>3</sup> )
1	0,11670	3,0000	0,2750	2712,6000
2	0,11670	3,0000	6,0000	2712,6000
3	0,11670	3,0000	6,0000	2712,6000
4	0,11670	3,0000	6,0000	2712,6000
5	0,11670	3,0000	6,0000	2712,6000
6	0,11670	3,0000	6,0000	2712,6000
7	0,11670	3,0000	6,0000	2712,6000
8	0,11670	3,0000	6,0000	2712,6000
9	0,11670	3,0000	0,2750	2712,6000

	MO (T-m)	P (T)
1	0,0000	0,0000
2	-0,6450	13,4800
3	0,6060	17,3300
4	-0,5870	17,2700
5	0,5870	17,4000
6	-0,5870	17,4000
7	0,5870	17,2700
8	-0,6060	17,3300

**Input**  
 PROYECTO : COLUMNAS DE CENTRO  
 NT : 9 E : 2100000,0000 (T/m<sup>2</sup>)

	INERCIA (m)	BA (m)	LU (m)	KS (T/m <sup>3</sup> )
1	0,14170	3,0000	0,2750	2712,6000
2	0,14170	3,0000	6,0000	2712,6000
3	0,14170	3,0000	6,0000	2712,6000
4	0,14170	3,0000	6,0000	2712,6000
5	0,14170	3,0000	6,0000	2712,6000
6	0,14170	3,0000	6,0000	2712,6000
7	0,14170	3,0000	6,0000	2712,6000
8	0,14170	3,0000	6,0000	2712,6000
9	0,14170	3,0000	0,2750	2712,6000

	MO (T-m)	P (T)
1	0,0000	0,0000
2	-5,1530	18,3380
3	5,4030	34,8510
4	5,4030	34,1430
5	5,4030	34,4230
6	-5,4030	34,4230
7	-5,4030	34,1430
8	-5,4030	34,8510

*Nota.* La figura muestra los datos ingresados en el programa VIGCIM de columnas de borde y columnas de centro que tiene la estructura.

Figura 18

Valores de momentos y cortantes de las vigas de borde

## OUTPUT COLUMNAS DE BORDE

## RESULTADOS EN TRAMO 1

LUZ DEL TRAMO : 0,275

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m2 )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	2,2942	0,0008	-0,0002	0,0000	0,0000
2	0,0688	2,2593	0,0008	-0,0002	0,0162	0,4696
3	0,1375	2,2244	0,0008	-0,0002	0,0644	0,9319
4	0,2063	2,1894	0,0008	-0,0002	0,1442	1,3871
5	0,2750	2,1545	0,0008	-0,0002	0,2550	1,8351

## RESULTADOS EN TRAMO 2

LUZ DEL TRAMO : 6

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m2 )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	2,1545	0,0008	-0,0002	-0,3900	-11,6449
2	1,5000	1,4556	0,0005	-0,0001	-11,4195	-3,5886
3	3,0000	1,0206	0,0004	-0,0001	-12,4681	1,8638
4	4,5000	0,8817	0,0003	0,0000	-6,4562	6,0498
5	6,0000	0,8911	0,0003	0,0000	5,5947	10,0289

## OUTPUT COLUMNAS DE BORDE

## RESULTADOS EN TRAMO 3

LUZ DEL TRAMO : 6

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m2 )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	0,8911	0,0003	0,0000	6,2007	-7,3011
2	1,5000	0,8491	0,0003	0,0000	-1,7775	-3,3705
3	3,0000	0,8395	0,0003	0,0000	-4,0020	0,3966
4	4,5000	0,9177	0,0003	0,0000	-0,5066	4,3236
5	6,0000	0,9957	0,0004	0,0000	9,1873	8,6631

## RESULTADOS EN TRAMO 4

LUZ DEL TRAMO : 6

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m2 )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	0,9957	0,0004	0,0000	8,6003	-8,6069
2	1,5000	0,9458	0,0003	0,0000	-0,9814	-4,2091
3	3,0000	0,9071	0,0003	0,0000	-4,1681	-0,0698
4	4,5000	0,9595	0,0004	0,0000	-1,1760	4,0994
5	6,0000	1,0277	0,0004	0,0000	8,3062	8,5977

## OUTPUT COLUMNAS DE BORDE

### RESULTADOS EN TRAMO 5

LUZ DEL TRAMO : 6

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m <sup>2</sup> )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	1,0277	0,0004	0,0000	8,8932	-8,8023
2	1,5000	0,9758	0,0004	0,0000	-0,8746	-4,2634
3	3,0000	0,9319	0,0003	0,0000	-4,0468	0,0000
4	4,5000	0,9758	0,0004	0,0000	-0,8746	4,2634
5	6,0000	1,0277	0,0004	0,0000	8,8932	8,8023

### RESULTADOS EN TRAMO 6

LUZ DEL TRAMO : 6

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m <sup>2</sup> )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	1,0277	0,0004	0,0000	8,3062	-8,5977
2	1,5000	0,9595	0,0004	0,0000	-1,1760	-4,0994
3	3,0000	0,9071	0,0003	0,0000	-4,1681	0,0698
4	4,5000	0,9458	0,0003	0,0000	-0,9814	4,2091
5	6,0000	0,9957	0,0004	0,0000	8,6003	8,6069

## OUTPUT COLUMNAS DE BORDE

### RESULTADOS EN TRAMO 7

LUZ DEL TRAMO : 6

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m <sup>2</sup> )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	0,9957	0,0004	0,0000	9,1873	-8,6631
2	1,5000	0,9177	0,0003	0,0000	-0,5066	-4,3236
3	3,0000	0,8395	0,0003	0,0000	-4,0020	-0,3966
4	4,5000	0,8491	0,0003	0,0000	-1,7775	3,3705
5	6,0000	0,8911	0,0003	0,0000	6,2007	7,3011

### RESULTADOS EN TRAMO 8

LUZ DEL TRAMO : 6

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m <sup>2</sup> )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	0,8911	0,0003	0,0000	5,5947	-10,0289
2	1,5000	0,8817	0,0003	0,0000	-6,4562	-6,0498
3	3,0000	1,0206	0,0004	0,0001	-12,4681	-1,8638
4	4,5000	1,4556	0,0005	0,0001	-11,4195	3,5886
5	6,0000	2,1545	0,0008	0,0002	-0,3900	11,6449

### OUTPUT COLUMNAS DE BORDE

#### RESULTADOS EN TRAMO 9

LUZ DEL TRAMO : 0,275

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m2 )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	2,1545	0,0008	0,0002	0,2550	-1,8351
2	0,0688	2,1894	0,0008	0,0002	0,1442	-1,3871
3	0,1375	2,2244	0,0008	0,0002	0,0644	-0,9319
4	0,2063	2,2593	0,0008	0,0002	0,0162	-0,4696
5	0,2750	2,2942	0,0008	0,0002	0,0000	0,0000

*Nota.* La figura muestra los valores de momentos y cortantes de cada tramo que tiene la viga de cimentación

### Figura 19

*Valores de momentos y cortantes de las vigas de centro*

### OUTPUT COLUMNAS DE CENTRO

#### RESULTADOS EN TRAMO 1

LUZ DEL TRAMO : 0,275

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m2 )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	3,0858	0,0011	-0,0002	0,0000	0,0000
2	0,0688	3,0431	0,0011	-0,0002	0,0218	0,6320
3	0,1375	3,0004	0,0011	-0,0002	0,0867	1,2553
4	0,2063	2,9577	0,0011	-0,0002	0,1942	1,8697
5	0,2750	2,9150	0,0011	-0,0002	0,3436	2,4753

#### RESULTADOS EN TRAMO 2

LUZ DEL TRAMO : 6

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m2 )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	2,9150	0,0011	-0,0002	-4,8094	-15,8627
2	1,5000	2,0979	0,0008	-0,0002	-19,7622	-4,6910
3	3,0000	1,6618	0,0006	-0,0001	-20,3314	3,6047
4	4,5000	1,6234	0,0006	0,0000	-9,4533	10,8735
5	6,0000	1,7600	0,0006	0,0000	12,4876	18,4891

## OUTPUT COLUMNAS DE CENTRO

### RESULTADOS EN TRAMO 3

LUZ DEL TRAMO: 6

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m2 )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	1,7600	0,0006	0,0000	17,8906	-16,3619
2	1,5000	1,7437	0,0006	0,0000	-0,6841	-8,4215
3	3,0000	1,7212	0,0006	0,0000	-7,4858	-0,6660
4	4,5000	1,8323	0,0007	0,0000	-2,5876	7,2816
5	6,0000	1,9754	0,0007	0,0000	14,7040	15,8856

### RESULTADOS EN TRAMO 4

LUZ DEL TRAMO: 6

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m2 )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	1,9754	0,0007	0,0000	20,1070	-18,2574
2	1,5000	1,9139	0,0007	0,0000	-0,6287	-9,4418
3	3,0000	1,8431	0,0007	0,0000	-8,4437	-1,0332
4	4,5000	1,9243	0,0007	0,0000	-3,7249	7,3870
5	6,0000	2,0596	0,0008	0,0000	14,0207	16,3797

## OUTPUT COLUMNAS DE CENTRO

### RESULTADOS EN TRAMO 5

LUZ DEL TRAMO: 6

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m2 )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	2,0596	0,0008	0,0000	19,4237	-18,0433
2	1,5000	2,0047	0,0007	0,0000	-0,7020	-8,8373
3	3,0000	1,9412	0,0007	0,0000	-7,2930	0,0000
4	4,5000	2,0047	0,0007	0,0000	-0,7020	8,8373
5	6,0000	2,0596	0,0008	0,0000	19,4237	18,0433

### RESULTADOS EN TRAMO 6

LUZ DEL TRAMO: 6

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m2 )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	2,0596	0,0008	0,0000	14,0207	-16,3797
2	1,5000	1,9243	0,0007	0,0000	-3,7249	-7,3870
3	3,0000	1,8431	0,0007	0,0000	-8,4437	1,0332
4	4,5000	1,9139	0,0007	0,0000	-0,6287	9,4418
5	6,0000	1,9754	0,0007	0,0000	20,1070	18,2574



### OUTPUT COLUMNAS DE CENTRO

#### RESULTADOS EN TRAMO 7

LUZ DEL TRAMO: 6

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m <sup>2</sup> )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	1,9754	0,0007	0,0000	14,7040	-15,8856
2	1,5000	1,8323	0,0007	0,0000	-2,5876	-7,2816
3	3,0000	1,7212	0,0006	0,0000	-7,4858	0,6660
4	4,5000	1,7437	0,0006	0,0000	-0,6841	8,4215
5	6,0000	1,7600	0,0006	0,0000	17,8906	16,3619

#### RESULTADOS EN TRAMO 8

LUZ DEL TRAMO: 6

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m <sup>2</sup> )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	1,7600	0,0006	0,0000	12,4876	-18,4891
2	1,5000	1,6234	0,0006	0,0000	-9,4533	-10,8735
3	3,0000	1,6618	0,0006	0,0001	-20,3314	-3,6047
4	4,5000	2,0979	0,0008	0,0002	-19,7622	4,6910
5	6,0000	2,9150	0,0011	0,0002	-4,8094	15,8627

### OUTPUT COLUMNAS DE CENTRO

#### RESULTADOS EN TRAMO 9

LUZ DEL TRAMO: 0,275

	SECCION ( m )	ESFUERZO ( T/m <sup>2</sup> )	DEFLEXION ( m )	GIRO ( RAD )	MOMENTO ( T-m )	CORTE ( Ton )
1	0,0000	2,9150	0,0011	0,0002	0,3436	-2,4753
2	0,0688	2,9577	0,0011	0,0002	0,1942	-1,8697
3	0,1375	3,0004	0,0011	0,0002	0,0867	-1,2553
4	0,2063	3,0431	0,0011	0,0002	0,0218	-0,6320
5	0,2750	3,0858	0,0011	0,0002	0,0000	0,0000

Nota. La figura muestra los valores de momentos y cortantes de cada tramo que tiene la viga de cimentación

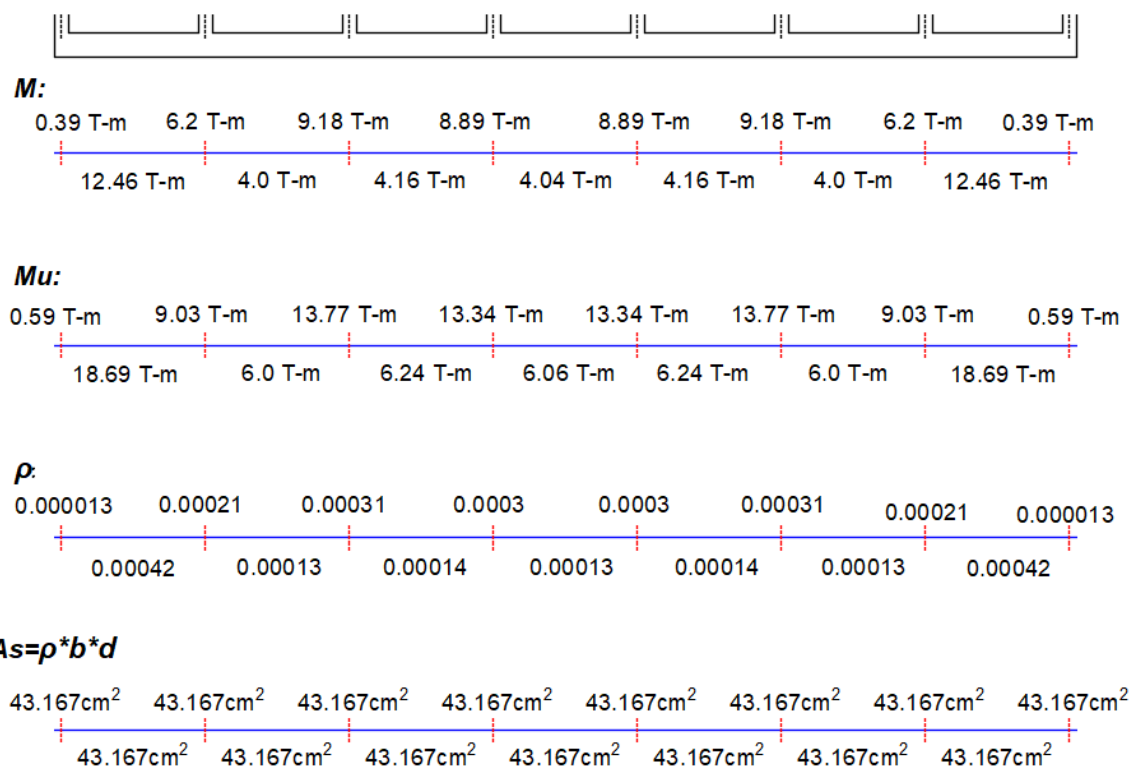
#### Chequeo con los valores obtenidos

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$M_u = f_{may} * M_{max}$ $M_u = 1.5 * 12.468 = 18.702 \text{ Tm}$	$M_u = f_{may} * M_{max}$ $M_u = 1.5 * 20.33 = 30.495 \text{ Tm}$
$M_R = R_u * b * d^2$	$M_R = R_u * b * d^2$

$M_R = 45.38 * 140 * 92.5^2 = 543.59 \text{ Tm}$	$M_R = 45.38 * 170 * 92.5^2 = 660.08 \text{ Tm}$
$\frac{M_u}{\phi} < M_r$ $\frac{18.702}{0.9} < 543.59$ $20.78 < 543.39 \text{ "Cumple"}$	$\frac{M_u}{\phi} < M_r$ $\frac{30.495}{0.9} < 660.08$ $33.88 < 660.08 \text{ "Cumple"}$

Figura 20

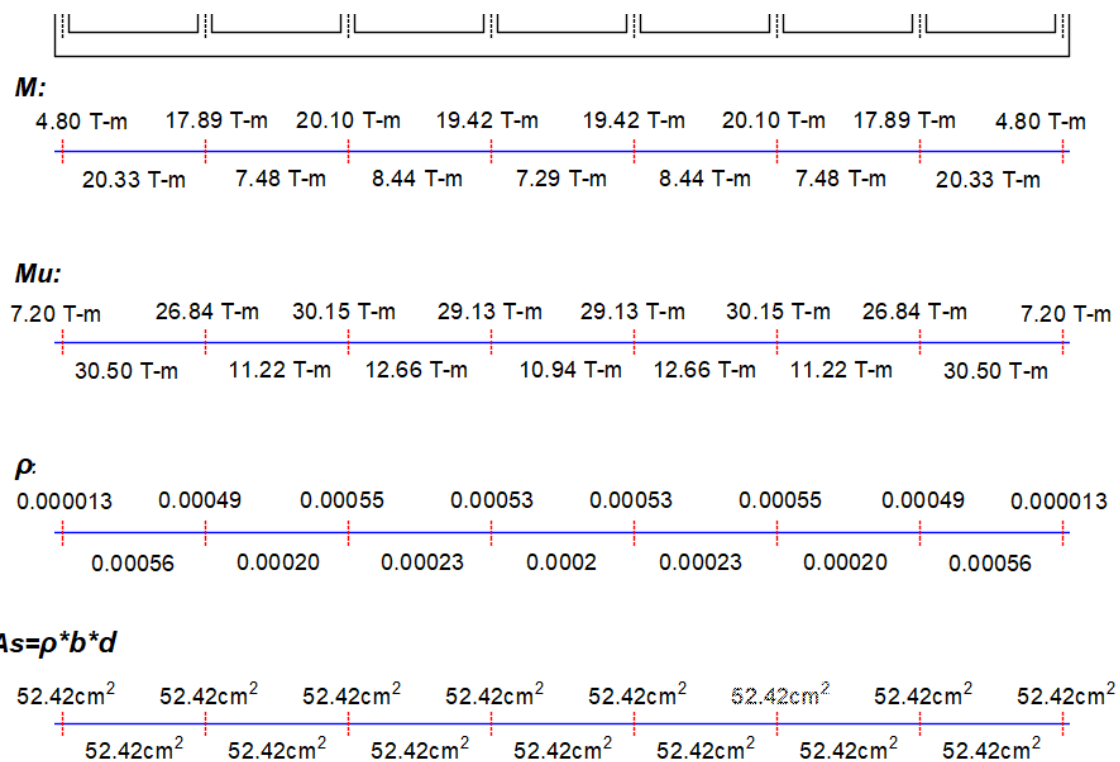
*Cálculo acero de refuerzo para la viga de borde*



*Nota.* La figura muestra los momentos, momentos últimos y el valor de  $\rho$ , valores necesarios para determinar el área de acero de refuerzo, que necesita la viga para cumplir con las condiciones de diseño.

Figura 21

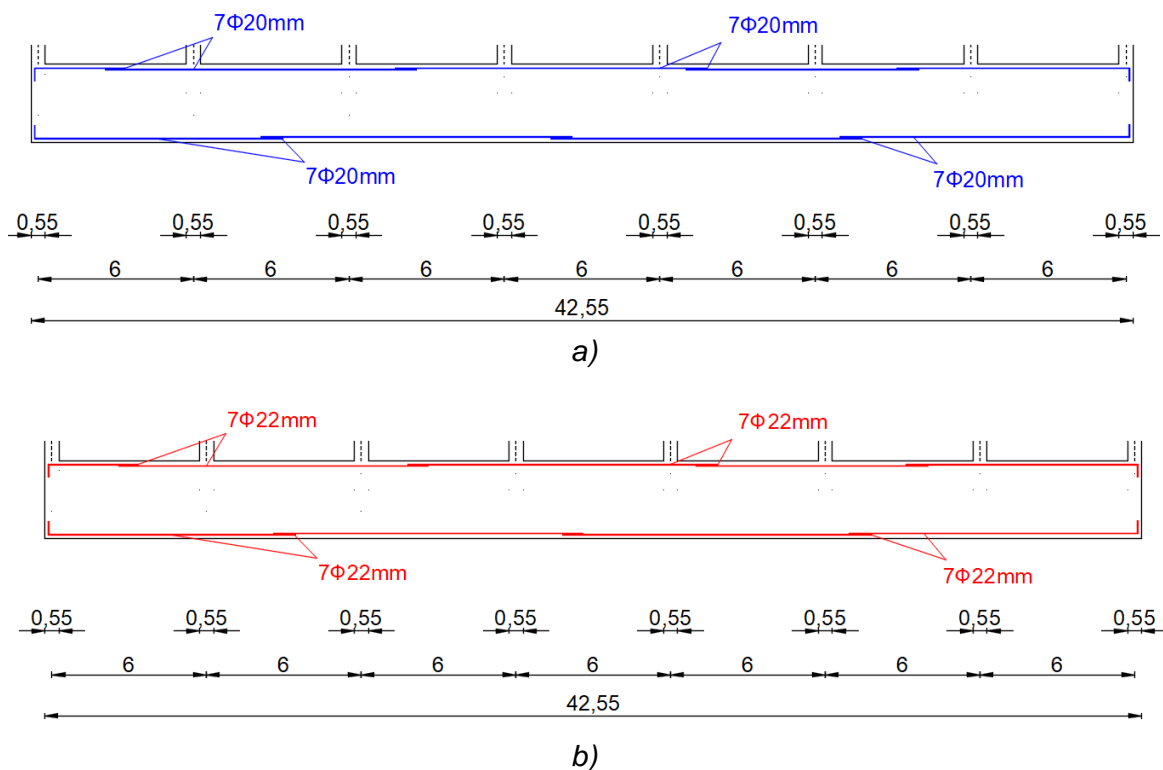
Cálculo acero de refuerzo para la viga de centro



*Nota.* La figura muestra los momentos, momentos últimos y el valor de  $\rho$ , valores necesarios para determinar el área de acero de refuerzo, que necesita la viga para cumplir con las condiciones de diseño.

**Figura 22**

*Distribución de acero en las vigas de borde y centro*



*Nota.* La figura a) muestra la distribución de acero longitudinal de la viga de borde y b) muestra la distribución de acero en la viga de centro.

### DISEÑO DE CORTE

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$V_{\text{mayor}} = 11.64 \text{ Tn}$	$V_{\text{mayor}} = 18.48 \text{ Tn}$
$V_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$	$V_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$
$V_p = 0.53 * \sqrt{240}$	$V_p = 0.53 * \sqrt{240}$
$V_p = 8.21 \text{ kg/cm}^2$	$V_p = 8.21 \text{ kg/cm}^2$

$V_c = \frac{V_u}{\phi * b * d}$ $V_c = \frac{1.3 * 11.64 * [10^3 \text{ kg}]}{0.75 * 140 * 92.5}$ $V_c = 1.79 \text{ kg/cm}^2$	$V_c = \frac{V_u}{\phi * b * d}$ $V_c = \frac{1.3 * 18.48 * [10^3 \text{ kg}]}{0.75 * 170 * 92.5}$ $V_c = 2.35 \text{ kg/cm}^2$
$V_c < V_p \rightarrow$ no requiere estribos	$V_c < V_p \rightarrow$ no requiere estribos
$S = \text{menor valor} \left[ 6db ; \frac{d}{4} ; 20\text{cm} \right]$ $S = \text{menor valor} \left[ 6(2.5) ; \frac{93}{4} ; 20\text{cm} \right]$ $S = \text{menor valor} [15 \text{ cm} ; 23.25\text{cm}; 20\text{cm}]$	$S = \text{menor valor} \left[ 6db ; \frac{d}{4} ; 20\text{cm} \right]$ $S = \text{menor valor} \left[ 6(2.5) ; \frac{93}{4} ; 20\text{cm} \right]$ $S = \text{menor valor} [15 \text{ cm} ; 23.25\text{cm}; 20\text{cm}]$
$S = \text{asumo } 15\text{cm}$ $A_v = \frac{0.33 * b * s}{f_y}$ $A_v = \frac{0.33 * 140 * 15}{4200}$ $A_v = 0.165 \text{ cm}^2$	$S = \text{asumo } 15\text{cm}$ $A_v = \frac{0.33 * b * s}{f_y}$ $A_v = \frac{0.33 * 170 * 15}{4200}$ $A_v = 0.200 \text{ cm}^2$
Se coloca por normativa <b>1Ø10mm@15cm</b>	Se coloca por normativa <b>1Ø10mm@15cm</b>

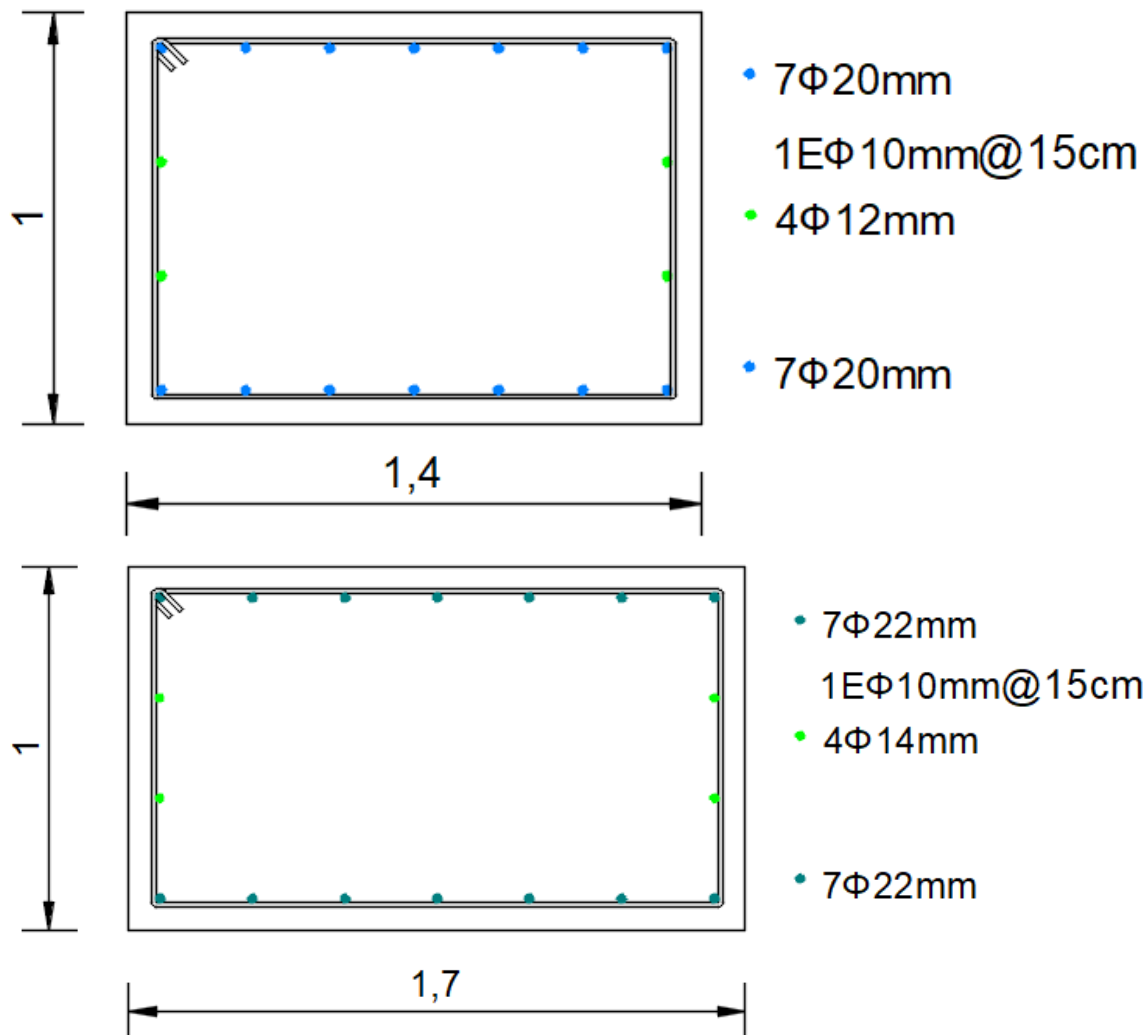
### Armadura de torsión

10% de  $A_s$  mayor a distribuir en las caras laterales

COLUMNAS DE BORDE	COLUMNAS DEL CENTRO
$A_s \text{ mayor} = 43.16 \text{ cm}^2$	$A_s \text{ mayor} = 52.41 \text{ cm}^2$
$A_s \text{ torsión} = 0.10 * A_s \text{ mayor}$	$A_s \text{ torsión} = 0.10 * A_s \text{ mayor}$
$A_s \text{ torsión} = 0.10 * 43.16 \text{ cm}^2$	$A_s \text{ torsión} = 0.10 * 52.41 \text{ cm}^2$
$A_s \text{ torsión} = 4.32 \text{ cm}^2 / 2\text{caras}$	$A_s \text{ torsión} = 5.24 \text{ cm}^2 / 2\text{caras}$
$A_s \text{ torsión} = 2.15 \text{ cm}^2 / \text{cara}$ $\approx 2\text{Ø}12\text{mm} / \text{cara}$	$A_s \text{ torsión} = 2.62 \text{ cm}^2 / \text{cara}$ $\approx 2\text{Ø}14\text{mm} / \text{cara}$

Figura 23

Armado de la viga



*Nota.* La figura muestra el armado de las vigas de cimentación

## Capítulo III

### Diseño de la Piscina de Hormigón Armado

#### Descripción y Generalidades.

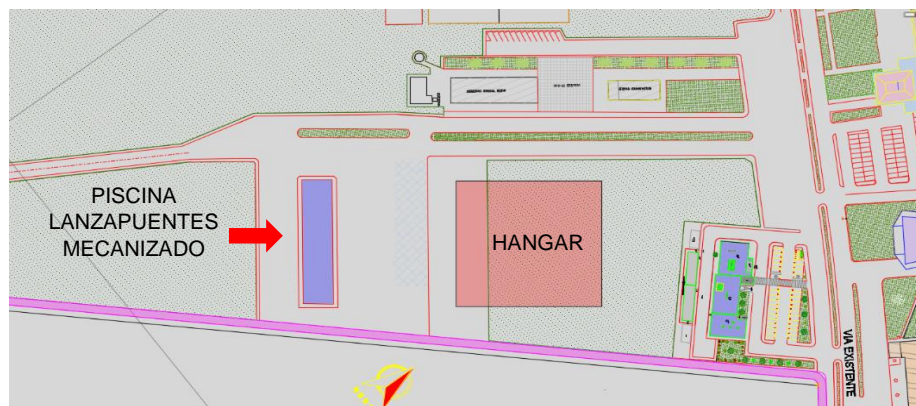
#### *Ubicación*

El proyecto de la piscina que servirá como centro de capacitación para el manejo de los Lanzapuentes Mecanizados está ubicado en el sector de La Balvina, cantón Rumiñahui en el Batallón de Ingenieros No 68 "COTOPAXI". Se halla ubicado junto al Hangar donde se guardarán los vehículos tácticos una vez finalicen sus actividades de entrenamiento en los diferentes sectores de capacitación.

En la figura 24 muestra el lugar donde se encuentra la piscina de instrucción de los Lanzapuentes Mecanizados HZ-1, en la actualidad es donde se halla la Compañía Puentes perteneciente al Batallón de Ingenieros No 68 "COTOPAXI". Todo el personal que es parte de la compañía tendrá acceso a la instrucción.

#### Figura 24

#### *Ubicación de la piscina lanzapuentes mecanizado*



*Nota.* Lugar donde se encuentra la Piscina de entrenamiento de los Lanzapuentes Mecanizados HZ-1 del Centro de Instrucción.

## ***Introducción***

El diseño estructural de la piscina de hormigón armado sirve para emplear un equipo de zapadores militares que van a utilizar vehículos Lanzapuentes Mecanizados HZ-1 para cruzar un obstáculo de agua. En primer lugar, se requiere del vehículo de partida en el tendido de puente, posteriormente sale el vehículo lanzapuentes e ingresa a continuación, el vehículo conector, nuevamente sale el lanzapuentes y finalmente ingresa el vehículo de cierre. En la figura 25 se realiza la demostración del tendido del puente en la piscina de pruebas de la Industria (Hardzone Industry Corp. Ltd., 2020) en China.

### **Figura 25**

*Tendido de tramo de puente*



*Nota.* En la figura se encuentra el vehículo Lanzapuentes Mecanizado HZ-1 se realiza la demostración del despliegue de un tramo de puente tipo tijeras ubicado en China por la empresa constructora (Hardzone Industry Corp. Ltd., 2020).

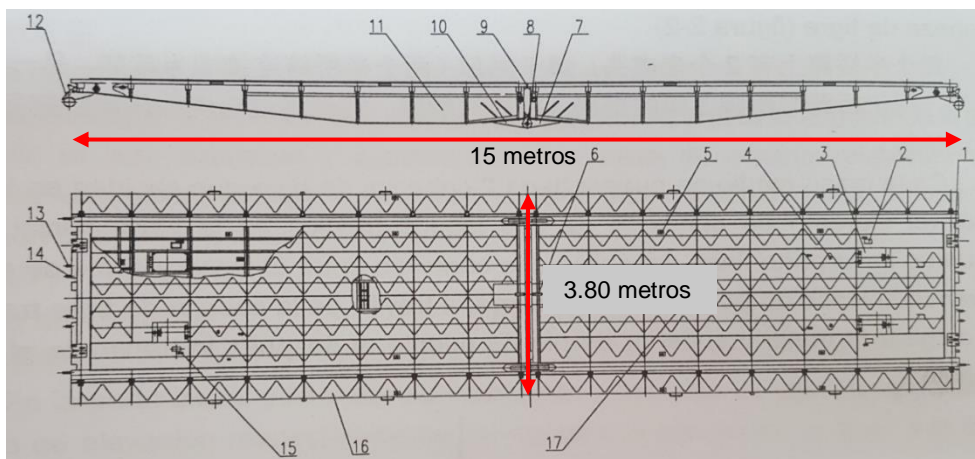


Cada tramo de puente tiene una longitud de 15 metros, al ser empleados los tres vehículos Lanzapuentes Mecanizados HZ-1 con cada uno de sus tramos tendidos su longitud total es de 45 metros. La longitud de la piscina de entrenamiento es de 42 metros para que cada uno los de apoyos inicial y final sean de 1.50 metros, esto servirá para la sustentación adecuada para el paso del obstáculo y posea el margen de apoyo requerido para que los vehículos blindados y de carga puedan atravesar de inicio a fin con las medidas de seguridad correspondientes.

Las dimensiones del ancho de un tramo del puente mecanizado es 3.80 metros como se muestra en la figura 26. El panel del puente es una estructura integral de planchas metálicas soldadas que reciben la carga de vehículos blindados y pueden soportar hasta 60 toneladas. El ancho de la piscina es de 6 metros, lo cual aporta un margen de seguridad en los extremos de 1.10 metros para facilitar la maniobra en el tendido de puente por parte del equipo zapador que opera los lanzapuentes.

## Figura 26

### *Dimensiones del tramo de puente*



*Nota.* En la imagen se observa las dimensiones en longitud y ancho del tramo de puente que pertenece al Lanzapuentes Mecanizado HZ-1. Tomado de (B.E 68 "COTOPAXI", 2016).

La piscina de hormigón armado para los Lanzapuentes Mecanizados desde el punto de vista de sustentación corresponde a una estructura enterrada y descubierta para que se desplieguen los tramos de puente en su interior. La resistencia del hormigón es de 240 kg/cm<sup>2</sup> para asegurar que la estructura va a resistir todas las presiones que va a ejercer el suelo, agua y otras sobrecargas de su entorno como es el caso de vehículos lanzapuentes que van a estar en las inmediaciones del lugar de entrenamiento.

La sección del tramo de puente cuenta con bípodes que sirven para apoyar la estructura del puente por medio de los ganchos de apoyo que transmiten el peso al pie de puente y éstos lo depositan en el suelo. Las dimensiones de los bípodes miden 3.32 metros de longitud y pueden llegar alcanzar hasta los 5.50 metros extendidos los gatos hidráulicos al máximo, como se observa en la figura 27. La profundidad de la piscina es de 4.50 metros, lo que corresponde a una distancia intermedia para el manejo de los mecanismos hidráulicos del tramo de puente tipo tijeras.

### **Figura 27**

*Bípodes del tramo de puente*



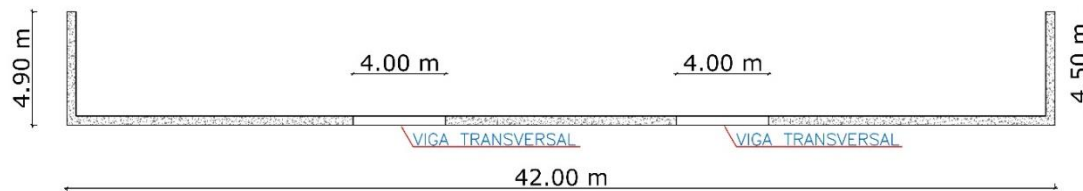
*Nota.* Recuperado de (B.E 68 "COTOPAXI", 2016). La distancia máxima que puede alcanzar son 5.50 metros y sirven para dar estabilidad y sujeción al tramo de puente.

La piscina contiene agua en su interior, lo que permite simular el cruce de un obstáculo como es el caso de un río o una zanja y tener al equipo de soldados que operan el vehículo en circunstancias reales a las que se pueden enfrentar y conocer las tareas que cada uno debe ejercer durante el entrenamiento.

La piscina posee dos vigas que se encuentran en la losa de fondo, como se muestra en la figura 28, la cual cumplen dos funciones principales: la primera es para que se apoyen los bípodes de los tramos de puente sobre una superficie que pueda soportar las cargas puntuales mientras se despliega el puente y la segunda es tener un elemento rígido de apoyo en la losa de fondo para el diseño en donde se encuentran sometidas fundamentalmente a esfuerzos de flexión por efecto del agua.

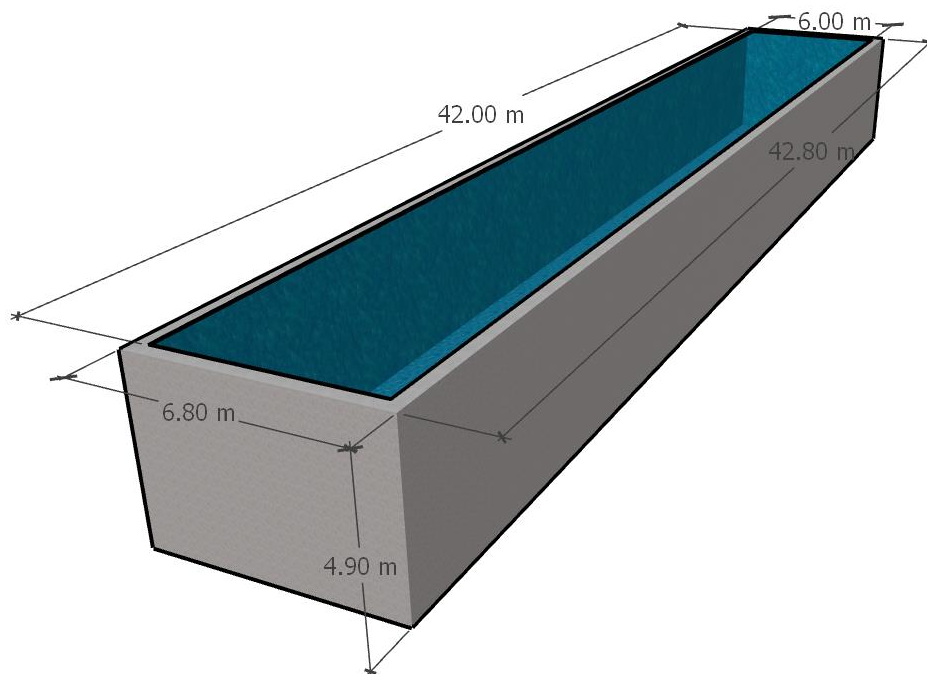
### Figura 28

*Ubicación de las vigas transversales*



*Nota.* Vigas transversales que forman parte de la piscina Lanzapuentes Mecanizado HZ-1.

El diseño de la piscina para el entrenamiento de los soldados que van a operar los vehículos Lanzapuentes Mecanizados HZ-1 con tramos de puente tipo tijeras será como se ilustra en la figura 29, la longitud es de 42 metros, el ancho correspondiente es de 6 metros y posee una profundidad de 4.5 metros, espacio necesario para que se utilicen 3 vehículos Lanzapuentes Mecanizados HZ-1.

**Figura 29***Dimensiones de piscina*

*Nota.* Dimensiones de la piscina Lanzapuerto Mecanizado HZ-1.

Los vehículos Lanzapuentes Mecanizados HZ-1, una vez que finalicen las operaciones de cruce de obstáculo en la piscina de entrenamiento, deben realizar un procedimiento idéntico al que se ejecutó para el tendido de los puentes y ser recuperados los tramos de puente desplegados, es decir como primer vehículo ingresa el lanzapuentes que realizó el primer desligue, luego el conector y finalmente el de cierre, generando un tendido y recuperación completo.

## **Marco Teórico**

### ***Hormigón Armado***

El hormigón armado constituye un material idóneo para la construcción de muchos tipos de depósitos por su facilidad de moldeo, bajo coste, gran durabilidad y mantenimiento económico. Aparte de la capacidad resistente de la estructura, el principal problema que hay que abordar en el proyecto de depósitos es su estanqueidad, por lo que será preciso emplear hormigones impermeables y controlar la fisuración mediante un diseño y armado convenientes (García Meseguer, Morán Cabré, & Arroyo Portero, 2009, pág. 429).

#### **Consideraciones en el Diseño.**

Para el diseño del depósito es necesario tener en cuenta varios factores, unos relacionados con la naturaleza del líquido que se almacena, otros con el tipo de terreno de cimentación, tamaño del depósito y materiales disponibles, y otros con las condiciones de exposición como se menciona a continuación (García Meseguer, Morán Cabré, & Arroyo Portero, 2009).

- a) Líquido que contiene
- b) El terreno de cimentación
- c) Organización estructural del depósito
- d) Materiales empleados

#### **Acciones sobre la Piscina Lanzapuentes.**

Las acciones que es necesario considerar para el cálculo de los depósitos son los empujes de tierras, la presión hidrostática y eventualmente otras sobrecargas que pueden actuar sobre el terreno adyacente al depósito, o incluso sobre la estructura del mismo (**García Meseguer, Morán Cabré, & Arroyo Portero, 2009**).

**Paredes**

Los muros para los depósitos rectangulares, trabajan normalmente a flexo-tensión. El análisis de los muros puede basarse en la teoría de las placas delgadas, se toma en cuenta las condiciones de apoyo en los bordes verticales y horizontales de dichos muros. La presión del agua se resiste por la combinación de momentos horizontales y verticales en los muros (Pavón Rodríguez, 2001).

Cuando la altura sea considerable, se colocarán contrafuertes por el lado exterior del depósito. En cuyo caso, la losa del muro se considera libre en el extremo superior y empotrada en el fondo. Si los contrafuertes se colocan equidistantes, la losa se podrá considerar empotrada en la unión con los contrafuertes (Pavón Rodríguez, 2001).

Se tomarán en cuenta los efectos de la tensión directa en los muros, efectos que son inducidos por los momentos flexionantes horizontales en muros adyacentes. Por tal motivo, en todas las esquinas en las cuales los muros estén unidos rígidamente se dotará de refuerzo adicional para resistir los momentos flexionantes horizontales (Pavón Rodríguez, 2001).

Si se cuenta con un terreno de desplante con una buena capacidad de carga, tanto el muro como los contrafuertes se apoyarán en una zapata corrida perimetralmente. En este caso, la losa del fondo será una membrana impermeable sin una función estructural y los muros de los depósitos rectangulares se calcularán como un voladizo (Pavón Rodríguez, 2001).

### Teoría de Coulomb.

Las ecuaciones para hallar los empujes activo y pasivo de tierras, según la teoría de Coulomb son (Das, 2012).

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

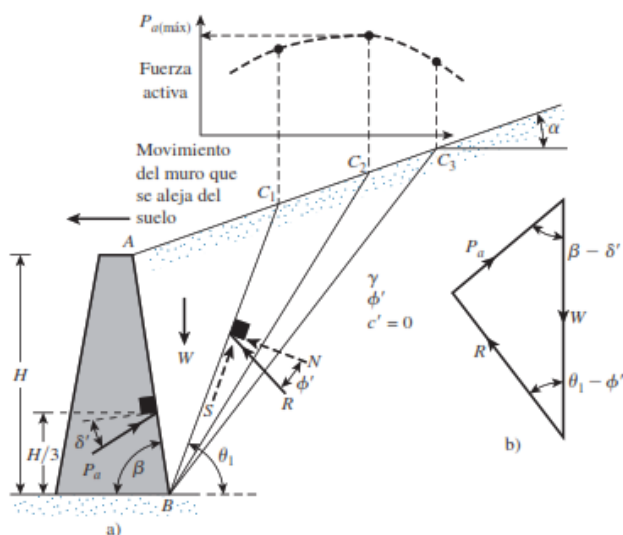
Se parecía en la figura 30, donde los coeficientes de los empujes resultan respectivamente (Das, 2012).

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

**Figura 30**

*Presión activa de Coulomb*



*Nota.* Muro de retención con su cara posterior inclinada a un ángulo  $\beta$  con la horizontal.

Tomado de (Das, 2012).

### Teoría de Rankine.

Según la teoría de Rankine, los empujes activo y pasivo son respectivamente (Das, 2012).

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

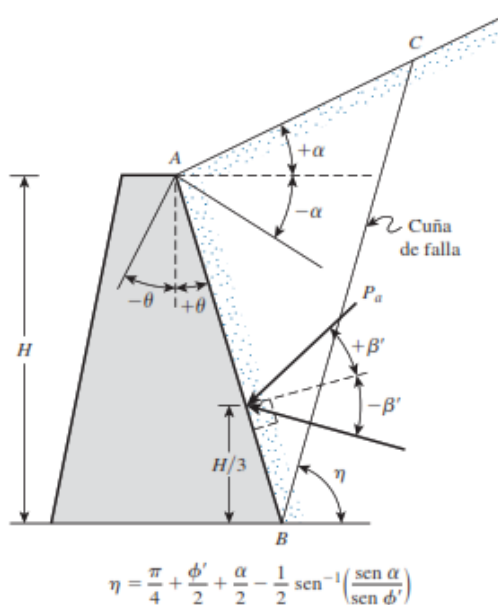
En la figura 31, los coeficientes de los empujes resultan (Das, 2012).

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

**Figura 31**

*Presión activa de Rankine*



*Nota.* Ubicación y dirección de la fuerza activa de Rankine. Tomado de (Das, 2012).



### ***Losa de Fondo***

La losa de fondo se debe estructurar de manera tal, que todo el recipiente pueda resistir las deformaciones diferenciales, conservando su integridad e impermeabilidad. Dichos pisos se diseñarán para que puedan resistir las reacciones del terreno y las presiones hidrostáticas cuando el tanque se encuentre vacío (Pavón Rodríguez, 2001).

Durante el diseño del tanque debe revisarse la resistencia del terreno y limitarse los hundimientos diferenciales. Los hundimientos diferenciales se limitan en función de la capacidad del tanque para deformarse sin agrietarse; el hundimiento medio se limita en función de la capacidad de deformación de las tuberías y conexiones que ligan el tanque con el exterior, así como de los requisitos de desnivel de los orificios de salida. En un tanque sobre el terreno, debe evitarse que su fondo llegue a quedar abajo del nivel del terreno por efecto del hundimiento. Al determinar los hundimientos, se incluirá la deformación inmediata del suelo y la diferida (Pastillo Andrango, 2014).

En el caso de la losa de fondo es necesario efectuar dos hipótesis de carga:

- Con el depósito vacío
- Con el depósito lleno

Y considerando que el espesor de la losa de fondo siempre será igual o mayor que el espesor de las paredes.

## **Vigas**

La sección más simple que se presenta y la de mayor utilización en el diseño de estructuras de hormigón armado es la rectangular. Esto se debe a diversos factores que se presentan tanto en la etapa de diseño, como en la de construcción, entre los que se puede citar los siguientes **(Córdova Alvéstegui, 2015)**:

- Métodos de diseño y análisis relativamente sencillos.
- Facilidad en el dibujo y detalle de la armadura.
- Es una forma sencilla que permite armar el encofrado rápidamente.
- La forma se acomoda a la mayoría de las aplicaciones en puentes, edificios, etc.

Antes de abordar el diseño de una viga, es conveniente que se analice algunos temas asociados con el diseño. Éstos incluyen lo siguiente **(McCormac & Brown, 2011)**.

### **Dimensiones de la Viga.**

A menos que los requisitos arquitectónicos o de otra índole dicten las dimensiones de las vigas de concreto reforzado, las secciones más económicas para vigas cortas, se obtienen cuando la relación de  $d$  a  $b$  tiene un valor de entre 1.5 a 2. Para claros mayores, usualmente se obtiene una mayor economía si se usan secciones altas y estrechas. Las alturas pueden ser 3 o 4 veces los anchos. Sin embargo, el proyectista actual de concreto reforzado a menudo se enfrenta a la necesidad de conservar los miembros con poca longitud para reducir la altura del entrepiso. Como consecuencia, frecuentemente se usan vigas más anchas y de menor longitud que en el pasado **(McCormac & Brown, 2011)**.

### Deflexiones.

El código ACI proporciona espesores mínimos de vigas y losas en una sola dirección para las cuales tales cálculos de deflexión no se requieren. Estos valores se muestran en la tabla 31. Si se calculan deflexiones para miembros de espesores menores que los listados en la tabla y se encuentran satisfactorios, no es necesario acatar las reglas de los espesores. Los espesores mínimos proporcionados se aplican sólo a miembros que no son de soporte o adheridos a muros divisorios u otra construcción susceptible de ser dañada por deflexiones grandes (**McCormac & Brown, 2011**).

**Tabla 31**

*Espesor mínimo de vigas no presforzadas en una dirección*

Miembro	Espesor mínimo, $h$			
	Simplemente apoyado	Un borde continuo	Ambos bordes continuos	Viga en voladizo
	Miembros que no son de carga o adjuntados a muros divisorios u otra construcción susceptible de ser dañada por deflexiones grandes			
Losas sólidas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas en una dirección con costilla	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

*Nota.* La longitud del claro  $l$  se encuentra en pulgadas, los valores dados serán usados directamente con concreto de peso normal y refuerzo de Grado 60. Tomado de (**McCormac & Brown, 2011**).

### Selección de las Varillas.

Usualmente es conveniente usar varillas de sólo un tamaño en una viga, aunque ocasionalmente se usan dos tamaños. Sin embargo, las varillas para el acero de compresión y los estribos son usualmente de diferente tamaño. De otra manera los trabajadores pueden confundirse (**McCormac & Brown, 2011**).

**Recubrimiento.**

El refuerzo de los miembros de concreto debe protegerse del ambiente circundante; es decir, debe suministrarse protección contra el fuego y la corrosión. Para lograr esto, el refuerzo se coloca a ciertas distancias mínimas de la superficie del concreto, de manera que haya una capa protectora de concreto, llamada recubrimiento. Además, el recubrimiento mejora la adherencia entre el concreto y el acero. En la sección 7.7 del código ACI, se proporciona el recubrimiento mínimo permisible para varillas de refuerzo bajo diferentes condiciones **(McCormac & Brown, 2011)**.

**Separación entre Varillas.**

El código establece que la distancia libre entre varillas paralelas no debe ser menor que 1 pulgada o menor que el diámetro nominal de la varilla. Si las varillas se colocan en más de una capa, las de las capas superiores deben colocarse directamente sobre las de las capas inferiores y la distancia libre entre las capas no debe ser menor de 1 pulgada. Uno de los fines principales de estos requisitos es permitir que el concreto pase entre las varillas **(McCormac & Brown, 2011)**.

## **Contrafuertes**

### **Descripción.**

Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla de estos muros resiste los empujes trabajando como losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal en el muro se coloca horizontalmente, son muros de hormigón armado **(Lucero Pardo, Pachacama Caiza, & Rodríguez Montero, 2012)**.

En los muros con contrafuertes el empuje del terreno es recibido por una pantalla y transmitido al suelo de cimentación por medio de una zapata. La unión entre pantalla y zapata se lleva a cabo por medio de contrafuertes, que pueden ser exteriores o interiores **(Zavala Córdova, 2017)**.

### **Diseño de Contrafuerte.**

Para diseñar el contrafuerte se considera como un volado empotrado en la base del muro, en el que actúan las presiones del suelo, y se calcula los momentos para un tramo de longitud de muro. El momento en el contrafuerte crece, desde cero en su corona, conforme aumenta su profundidad, por la acción de la presión del terreno, se obtiene un ahorro de armadura al calcular los momentos en el contrafuerte para diversas alturas, por lo que se divide al contrafuerte en dovelas **(Gallegos Campos, 2006)**.

El espacio entre los contrafuertes para un diseño económico no debe exceder la altura de la pared, y suele ser de la mitad a dos tercios de la altura de la pared. La anchura de la base será normalmente de unos dos tercios de la altura de la pared, o mayor para recargos o relleno inclinado **(Brooks, 2010)**.

### ***Pasos Diseño Contrafuerte.***

Para el diseño de los contrafuertes para la Piscina Lanzapuentes Mecanizado, se siguen los pasos que se encuentran descritos en la tabla 32, lo que permite tener una mejor resistencia y estabilidad en las paredes por los esfuerzos que se presentan generando una mayor rigidez a toda la estructura.

**Tabla 32**

*Pasos a seguir en el diseño de un contrafuerte*

<b>Paso</b>	<b>Nombre</b>	<b>Descripción</b>
1	Obtención de información Geotécnica	Se debe conocer la topografía, extensión lateral, perfil del suelo, niveles freáticos y parámetros para el análisis (caracterización del suelo).
2	Pre dimensionar el muro	De acuerdo a la altura del muro se dimensionará este, para lo cual se utilizará las relaciones descritas en libros especializados
3	Calcular los coeficientes de empujes de tierra	Con el ángulo de fricción del suelo, el ángulo de inclinación del talud, el ángulo de inclinación del paramento interno del muro se calcula los coeficientes activos y pasivos
4	Calcular los empujes de suelo	Hallar la magnitud resultante de Pa y Pp sobre el muro y sus respectivos puntos de aplicación.
5	Fuerzas verticales y Momentos	Se determina la resultante V y el momento estabilizador que se generan por el peso del muro y del suelo. Al mismo tiempo determinar el momento de volcamiento.
6	Evaluar factores de seguridad a deslizamiento, volcamiento	Calcular los factores de seguridad y modificar las dimensiones del muro hasta obtener los factores especificados para lo cual se deberá repetir desde el paso 3.
7	Diseñar la estructura interna del muro	Se calculará la resistencia interna del muro y el refuerzo necesario para que este mantenga una correcta estabilidad.

*Nota.* Son los pasos a seguir para el diseño de un contrafuerte en un muro de contención que será adaptado a la piscina Lanzapuentes. Recuperado de **(Zavala Córdova, 2017)**.

## Diseño Estructural

Para el cálculo del diseño estructural se cuenta con un estudio de mecánica de suelos detallado en el Anexo N°2 en el sector de La Balvina, donde se encuentra el Batallón de Ingenieros No 68 "COTOPAXI" para construir el Centro de Instrucción Lanzapuentes, en el cual consta la piscina para los vehículos tácticos Lanzapuentes Mecanizados HZ-1, donde se obtuvieron los siguientes valores:

$\gamma_{\text{suelo}}$	$\gamma_{\text{agua}}$	$f'c$	$f_y$
$1754 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	$1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	$240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	$4200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

### Cálculos Preliminares

#### Cálculo $K_a$ .

**Teoría de Coulomb.**- Esta teoría se recomienda cuando por razón de diseño el respaldo del muro no es vertical y la línea de acción de la resultante de la presión de tierras no es paralela a la superficie del relleno, es decir,  $\delta \neq 0$ . El  $\delta$  es el ángulo de rozamiento entre el relleno y la pared del muro.

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2\alpha \text{sen}(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(90^\circ + 10.37^\circ)}{\text{sen}^2(90^\circ) \text{sen}(90^\circ - 0^\circ) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(10.37^\circ + 0^\circ) \text{sen}(10.37^\circ - 0^\circ)}{\text{sen}(90^\circ - 0^\circ) \text{sen}(90^\circ + 0^\circ)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0.6949$$

**Teoría de Rankine.-** Esta teoría se recomienda cuando se desprecia la fricción existente entre el material del muro y el suelo de relleno ( $\delta = 0$ ; suposición válida para muros de hasta aproximadamente 9.00m), el respaldo del muro es vertical ( $\alpha = 0$ ) y la línea de acción de la resultante de la presión de tierras es paralela a la superficie del relleno.

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$K_a = \cos 0^\circ \frac{\cos 0^\circ - \sqrt{\cos^2 0^\circ - \cos^2 10.37^\circ}}{\cos 0^\circ + \sqrt{\cos^2 0^\circ - \cos^2 10.37^\circ}}$$

$$K_a = 0.6949$$

### **Paredes**

Las paredes de los depósitos se dimensionan normalmente con espesor constante, con objeto de facilitar la ejecución, y modo que no necesiten armadura transversal. En los casos más frecuentes de altura de agua  $h \leq 6$  metros, como espesor de la pared puede adoptarse, en principio,  $e=0.10 \cdot h$ , no inferior a 0.20 metros. El espesor de la solera,  $e'$ , no debe ser inferior al de la pared, es decir,  $e' \geq e$  (**García Meseguer, Morán Cabré, & Arroyo Portero, 2009**).

$$h=4.50 \text{ metros}$$

$e = 0.10 h$	$e = 0.45 \text{ m}$
--------------	----------------------

El recubrimiento será de 7 cm que servirá para evitar las filtraciones.

$$r=0.07 \text{ metros}$$

$d = e - r$	$d = 38 \text{ cm}$
-------------	---------------------



### Condiciones de Carga.

El diseño estructural de los tanques rectangulares se realiza para diferentes condiciones de carga, lo cual depende de la situación en que se encuentre el tanque. Las condiciones varían para cada tipo de tanque, y se detalla a continuación **(Orihuela Canchari, 2017)**.

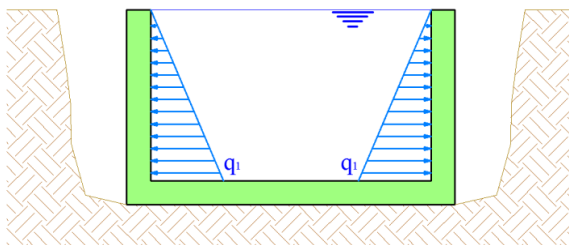
- Condición de carga No 1.- Tanque lleno con empuje del agua
- Condición de carga No 2.- Tanque vacío con empuje del terreno
- Condición de carga No 3.- Fuerzas de subpresión (flotación)

### Cálculo de Armadura Interior.

Un cálculo riguroso de los esfuerzos correspondientes a los depósitos de planta rectangular constituye un problema difícil de abordar por lo que se emplea generalmente métodos simplificados de cálculo, las paredes de los depósitos se calculan como placas rectangulares sometidas a cargas triangulares, se corrobora de acuerdo con los métodos clásicos que la pared está perfectamente empotrada en tres de sus lados y con el borde superior libre como se muestra en la figura 32.

### Figura 32

*Condición cálculo armadura interna*



*Nota.* El empuje del agua que corresponde a la primera condición de carga en donde actúa el agua con el tanque lleno sin la presencia del suelo. Tomado de (Orihuela Canchari, 2017).

El empuje del agua es el siguiente:

$$E = \frac{1}{2} H^2 \gamma_a$$

$$E = 10125 \text{ kg}$$

El cortante último es igual al cortante por factor de multiplicación

$$V_u = V * 1.5$$

$$V_u = 15187.50 \text{ kg}$$

### Verificación de Cortante

El esfuerzo máximo permisible del suelo debe ser mayor al esfuerzo por cortante que se genera en el suelo.

$$\sigma_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

$$\sigma_p = 8.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo por cortante se calcula:

$$\sigma_c = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$\sigma_c = 5.328 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Nota: El  $\sigma_p$  es mucho mayor que el  $\sigma_c$ , se disminuye el espesor a 40 cm.

Se calcula nuevamente el cortante y se obtiene lo siguiente:

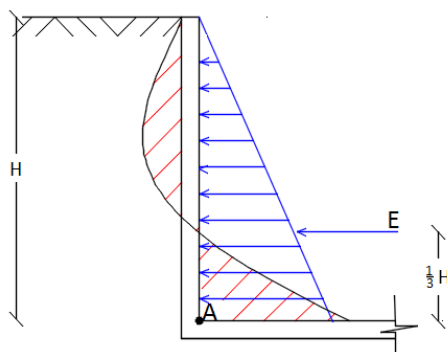
$$\sigma_c = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$\sigma_c = 6.136 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En la figura 33 se debe realizar el cálculo de momentos en el punto A, para obtener el Momento Máximo, a continuación, el acero de refuerzo como se muestra en la tabla 33, que va ser colocado en el la pared interna de la piscina que va a tener contacto con el agua.

**Figura 33**

*Empuje del agua y momento A*



*Nota.* Para el cálculo de momento máximo se lo debe realizar en el punto A, donde se concentran la mayor cantidad de esfuerzos por parte del agua.

**Tabla 33**

*Acero de refuerzo en armadura interior*

DISEÑO DE ACERO EN ARMADURA INTERIOR			
<b>Base</b>	b	100	cm
<b>Altura</b>	h	40	cm
<b>Altura efectiva</b>	d	33	cm
<b>Momento</b>	<b>Mu</b>	<b>22.781</b>	<b>t*m</b>
<b>Cuantía requerida</b>	$\rho$	0.005891	
<b>Cuantía mínima</b>	$\rho$ min	0.003333	
<b>Cuantía seleccionada</b>	<b><math>\rho</math></b>	<b>0.005891</b>	
<b>As calculado</b>	As cal	19.44	cm <sup>2</sup>
<b>Refuerzo elegido</b>		22	mm
<b>Espaciamiento</b>	s	25	cm
<b>Acero colocado</b>	<b>As col</b>	<b>1<math>\phi</math>22 mm@25cm</b>	
<b>Acero colocado</b>	As col	19.00	cm <sup>2</sup>

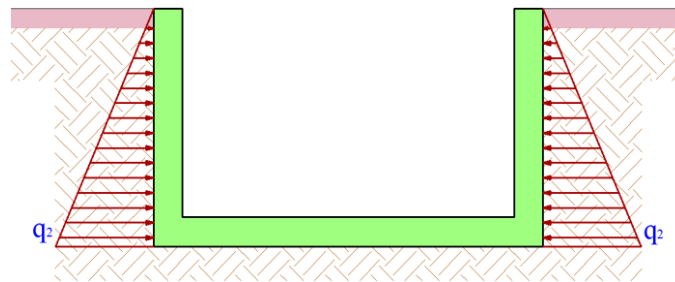
*Nota.* Se muestran los valores de acero de refuerzo de la armadura interior.

### Cálculo de Armadura Exterior.

Se va a calcular de acuerdo a la segunda condición de carga que corresponde a la piscina lanzapuentes vacío y el empuje del suelo para obtener la armadura exterior de las paredes de la piscina como se muestra en la figura 34.

#### Figura 34

Condición cálculo armadura externa



*Nota.* Se tiene el empuje del suelo sobre las paredes de la piscina Lanzapuentes y sin contener ningún líquido en el interior de la piscina. Recuperado de (Orihuela Canchari, 2017).

Se calcula el empuje del suelo que se detalla a continuación:

$$E = \frac{1}{2} H^2 \gamma_s k_a$$

$$E = \frac{1}{2} * (4.50)^2 * 1754 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.6949$$

$$E = 12340.90 \text{ kg}$$

El cortante último es igual al cortante por el factor de mayoración

$$V_u = V * 1.5$$

$$V_u = 18511.35 \text{ kg}$$

### Verificación de Cortante

El esfuerzo máximo permisible del suelo debe ser mayor al esfuerzo por cortante que se genera en el suelo.

$$\sigma_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

$$\sigma_p = 8.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo por cortante se calcula:

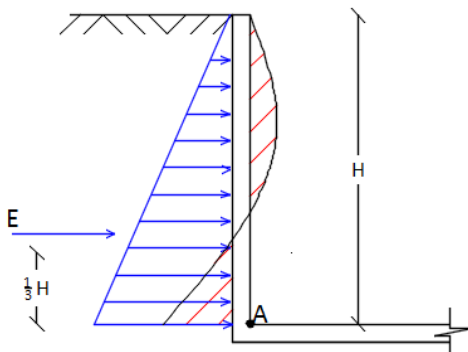
$$\sigma_c = \frac{Vu}{\phi * b * d}$$

$$\sigma_c = 7.479 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En la figura 35 se debe realizar el cálculo de momentos en el punto A, para obtener el Momento Máximo, a continuación, el acero de refuerzo como se muestra en la tabla 34, que va ser colocado en el la pared externa de la piscina que va a tener contacto con el suelo.

### Figura 35

*Empuje del suelo*



*Nota.* Para el cálculo de momento máximo se lo debe realizar en el punto A, donde se concentran la mayor cantidad de esfuerzos por parte del suelo.

Tabla 34

Acero de refuerzo en armadura exterior

DISEÑO DE ACERO EN ARMADURA EXTERIOR			
<b>Base</b>	b	100	cm
<b>Altura</b>	h	40	cm
<b>Altura efectiva</b>	d	33	cm
<b>Momento</b>	<b>Mu</b>	<b>27.767</b>	<b>t*m</b>
<b>Cuantía requerida</b>	$\rho$	0.007293	
<b>Cuantía mínima</b>	$\rho$ min	0.003333	
<b>Cuantía seleccionada</b>	<b><math>\rho</math></b>	<b>0.007293</b>	
<b>As calculado</b>	As cal	24.067	cm <sup>2</sup>
<b>Refuerzo elegido</b>		25	mm
<b>Espaciamiento</b>	s	25	cm
<b>Acero colocado</b>	<b>As col</b>	<b>1<math>\phi</math>25 mm@25cm</b>	
<b>Acero colocado</b>	As col	24.54	cm <sup>2</sup>

*Nota.* Resultados del acero de refuerzo en la cara exterior de la piscina lanzapuentes que se encuentra en contacto con el suelo.

#### Malla de Temperatura.

Según (Constante, 2019) “La malla de acero Armex® Tradicional Tipo R con Apertura Cuadrada proporcionada por la empresa (Ideal Alambrec Bekaert, 2020) quienes, según su experiencia, indican que éste es el tipo de malla más usado en el mercado para uso de control de agrietamiento”. Se procede a colocar la malla de temperatura en cada una de las superficies que se encuentran en contacto como es el agua y suelo. Se detalla el diseño:

$$As_t = 0.0020 * b * d$$

$$As_t = 0.0020 * 100 * 40$$

$$As_t = 8 \text{ cm}^2$$

Se reparte en 2 superficies:

$$A_{s/sup} = \frac{A_{s_t}}{2}$$

$$A_{s/sup} = \frac{8 \text{ cm}^2}{2}$$

$$A_{s/sup} = 4 \text{ cm}^2$$

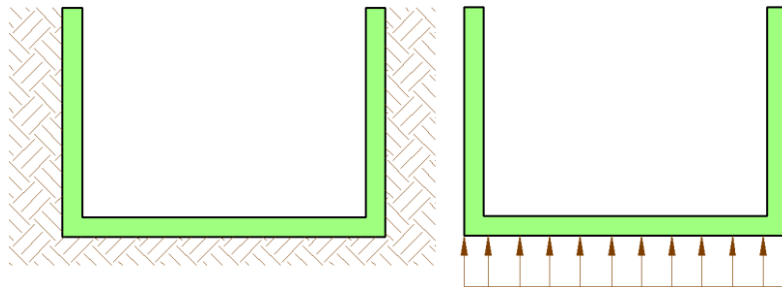
$$A_{s/sup} \approx 1\phi 10 \text{ mm @ } 25 \text{ cm}$$

### ***Losa de Fondo***

En el diseño de la losa de fondo se tomará en tres tramos equidistantes que serán de 14 metros, ya que se encuentran divididos por las vigas en donde se van apoyar los bípodes de cada uno de los tramos de puente. En la figura 36 se tiene los esfuerzos que debe soportar la losa de fondo especialmente con el suelo.

### **Figura 36**

*Empuje del suelo en la losa de fondo*



*Nota.* El empuje del suelo va afectar directamente a toda la estructura, especialmente en la losa de fondo que debe soportar todos los esfuerzos que se ejercen directamente con todas las cargas. Tomado de (Orihuela Canchari, 2017).

### Diseño de la Armadura Inferior.

En el diseño de la armadura inferior se tomará en consideración el peso de las paredes.

$$p = h * e * l * \delta$$

$$p = 4.50 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 1.00 \text{ m} * 2.40 \frac{\text{T}}{\text{m}^3}$$

$$p = 4.32 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Se calcula el momento en el sentido longitudinal

$M_a = 0.10 p (a + b)$	$M_{uA} = M_a * 1.5$
$M_a = 8.64 \text{ T.m}$	$M_{uA} = 12.96 \text{ T.m}$

En la tabla 35 se tiene el acero que requiere la armadura inferior longitudinal

**Tabla 35**

*Diseño de armadura inferior longitudinal*

<b>DISEÑO DE ACERO EN ARMADURA INFERIOR LOSA FONDO</b>			
<b>Base</b>	b	100	cm
<b>Altura</b>	h	40	cm
<b>Altura efectiva</b>	d	33	cm
<b>Momento</b>	<b>Mu</b>	<b>12.96</b>	<b>t*m</b>
<b>Cuantía requerida</b>	$\rho$	0.003258	
<b>Cuantía mínima</b>	$\rho \text{ min}$	0.003333	
<b>Cuantía seleccionada</b>	<b><math>\rho</math></b>	<b>0.0033</b>	
<b>As calculado</b>	As cal	11.00	cm <sup>2</sup>
<b>Refuerzo elegido</b>		18	mm
<b>Espaciamiento</b>	s	20	cm
<b>Acero colocado</b>	<b>As col</b>	<b>1<math>\phi</math>18 mm@20cm</b>	
<b>Acero colocado</b>	As col	12.72	cm <sup>2</sup>

*Nota.* Se encuentra el acero de refuerzo en la armadura inferior de la losa.



Se calcula el momento en el sentido transversal

$M_b = 0.10 p (a + b) \frac{a}{b}$	$M_{uB} = M_b * 1.5$
$M_b = 3.7028 T - m$	$M_{uB} = 5.554 T.m$

En la tabla 36 se tiene el acero que requiere la armadura inferior transversal

**Tabla 36**

*Diseño de armadura inferior transversal*

<b>DISEÑO DE ACERO EN ARMADURA INFERIOR LOSA FONDO</b>			
<b>Base</b>	b	100	cm
<b>Altura</b>	h	40	cm
<b>Altura efectiva</b>	d	33	cm
<b>Momento</b>	<b>Mu</b>	<b>5.554</b>	<b>t*m</b>
<b>Cuantía requerida</b>	$\rho$	0.001369	
<b>Cuantía mínima</b>	$\rho$ min	0.003333	
<b>Cuantía seleccionada</b>	<b><math>\rho</math></b>	<b>0.0033</b>	
<b>As calculado</b>	As cal	11.00	cm <sup>2</sup>
<b>Refuerzo elegido</b>		18	mm
<b>Espaciamiento</b>	s	20	cm
<b>Acero colocado</b>	<b>As col</b>	<b>1<math>\phi</math>18 mm@20cm</b>	
<b>Acero colocado</b>	As col	12.72	cm <sup>2</sup>

*Nota.* Se encuentra el acero de refuerzo en la armadura inferior de la losa.

### **Diseño de la Armadura Superior.**

En el diseño de la armadura superior se debe considerar el peso propio del depósito vacío, excluyendo la losa de fondo. Para esto se tendrá el momento de A cuando ejerce el empuje del agua. En la tabla 37 se tiene el acero requerido.

$$M_u = M_A * 1.5$$

$$M_u = 15187.50 * 1.5$$

$$M_u = 22781.25 \text{ kg.m}$$

Tabla 37

Diseño de armadura superior

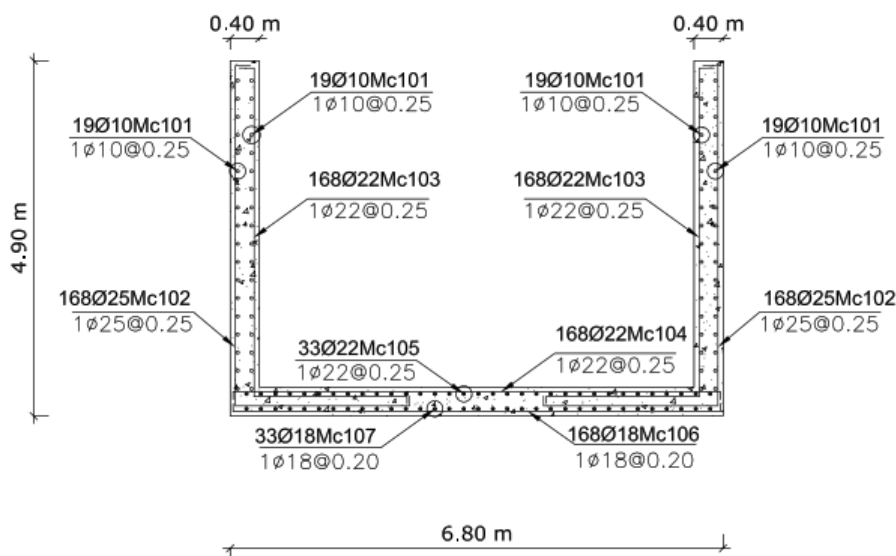
DISEÑO DE ACERO EN ARMADURA SUPERIOR LOSA FONDO			
Base	b	100	cm
Altura	h	40	cm
Altura efectiva	d	33	cm
Momento	Mu	22.78	t*m
Cuantía requerida	$\rho$	0.005891	
Cuantía mínima	$\rho$ min	0.003333	
Cuantía seleccionada	$\rho$	0.005891	
As calculado	As cal	19.441	cm <sup>2</sup>
Refuerzo elegido		22	mm
Espaciamiento	s	25	cm
Acero colocado	As col	1 $\phi$ 22 mm@25cm	
Acero colocado	As col	19.00	cm <sup>2</sup>

Nota. Se encuentra el acero de refuerzo en la armadura superior de la losa.

En la figura 37 se tiene el diseño final con el acero de refuerzo.

Figura 37

Diseño final de armadura de piscina lanzapuentes



Nota. Diseño final de la armadura de refuerzo en paredes y losa de fondo.

## Vigas

Los bípodes en donde se sustentan los tramos de puente tienen una separación de 3.60 metros cuando se encuentran desplegados, los cuales se apoyarán sobre las vigas que se muestran en la figura 38. La carga máxima que tendría la piscina sería cuando se llene la piscina completamente.

### Figura 38

*Vigas transversales en la piscina lanzapuentes*



*Nota.* Existen 2 vigas transversales en la losa de fondo de la piscina lanzapuentes.

Se calcula el peso que va a soportar las vigas de la siguiente forma:

$$P = L * A * E$$

$$P = 42 \text{ m} * 6 \text{ m} * 4.5 \text{ m} * 1 \frac{\text{T}}{\text{m}^3}$$

$$P = 1134 \text{ T}$$

La carga que se encuentra repartida en toda el área será la siguiente:

$$w = \frac{P}{A}$$

$$w = \frac{1134}{42 \text{ m} * 6 \text{ m}}$$

$$w = 4.50 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

La carga que va actuar a lo largo de la viga será de forma triangular y la fórmula es:

$$p_o = \frac{w * s}{3}$$

$$p_o = \frac{4.50 \frac{T}{m^2} * 6 m}{3}$$

$$p_o = 9.00 \frac{T}{m}$$

La carga lineal es contribuida por los dos sentidos y se duplica:

$$p_o = 18.00 \frac{T}{m}$$

Se calcula el momento de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$M = \frac{w * l^2}{10}$$

$$M = \frac{18 \frac{T}{m} * 6^2}{10}$$

$$M = 64.8 T.m$$

Se encuentra el momento último de la siguiente forma:

$$M_u = M * 1.5$$

$$M_u = 97.2 T.m$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$M_n = 108 T - m$$

La base es de 4.00 metros para que se puedan apoyar los bípodes.

$$M_n = R_u * b * d^2$$

$$108 * 10^5 \text{ kg} - \text{cm} = 39.70 * 400 * d^2$$

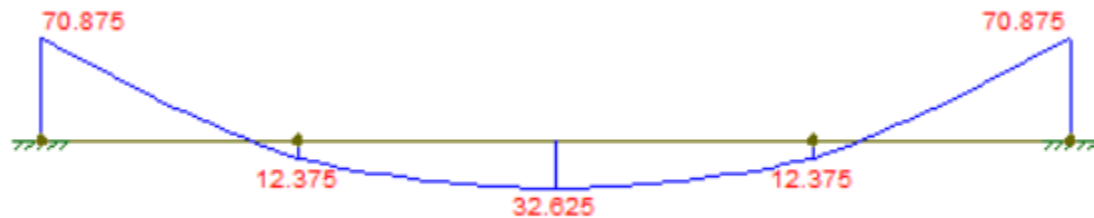
$$d^2 = 26.0787 \text{ cm}$$

El espesor mínimo requerido para la viga es de 26.08 cm, sin embargo, el espesor de la losa de fondo es de 40 cm y por fines constructivos se dejará esa misma altura.

Ahora se calcula la armadura en los apoyos, en la figura 39 se calcula con el programa FTOOL los momentos de la viga.

### Figura 39

*Cálculo de momentos en viga*



*Nota.* Cálculo de momentos en la viga de la piscina lanzapuentes mecanizado HZ-1.

$$M = 70.875 \text{ T.m}$$

$$M_u = M * 1.5$$

$$M_u = 106.3125 \text{ T.m}$$

En la tabla 38 se tiene el acero que se encuentra en los apoyos.

**Tabla 38***Diseño de armadura en los apoyos*

<b>DISEÑO DE ACERO DE ARMADURA EN APOYOS DE VIGA</b>			
<b>Base</b>	b	400	cm
<b>Altura</b>	h	40	cm
<b>Altura efectiva</b>	d	33	cm
<b>Momento</b>	<b>Mu</b>	<b>106.31</b>	<b>t*m</b>
<b>Cuantía requerida</b>	$\rho$	0.006954	
<b>Cuantía mínima</b>	$\rho$ min	0.003333	
<b>Cuantía seleccionada</b>	<b><math>\rho</math></b>	<b>0.006954</b>	
<b>As calculado</b>	As cal	91.79	cm <sup>2</sup>
<b>Refuerzo elegido</b>		25	mm
<b>Espaciamiento</b>	s	30	cm
<b>Acero colocado</b>	<b>As col</b>	<b>1<math>\phi</math>25 mm@30cm</b>	
<b>Acero colocado</b>	As col	93.266	cm <sup>2</sup>

*Nota.* Se encuentra el acero de refuerzo en la armadura de los apoyos de la viga de la piscina Lanzapuentes Mecanizado HZ-1

Ahora se calcula la armadura en el centro del vano:

$$M = 32.625 \text{ T.m}$$

$$M_u = M * 1.5$$

$$M_u = 48.9375 \text{ T.m}$$

En la tabla 39 se tiene el acero que se encuentra en el centro del vano

**Tabla 39***Diseño de armadura superior*

<b>DISEÑO DE ACERO EN ARMADURA VIGA</b>			
<b>Base</b>	b	400	cm
<b>Altura</b>	h	40	cm
<b>Altura efectiva</b>	d	33	cm
<b>Momento</b>	<b>Mu</b>	<b>48.94</b>	<b>t*m</b>
<b>Cuantía requerida</b>	$\rho$	0.002525	

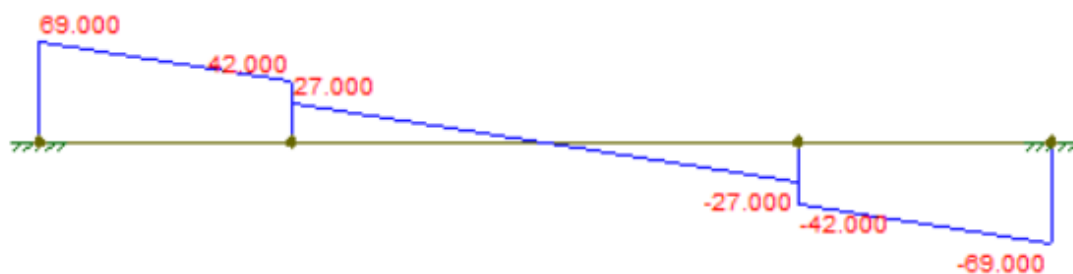
<b>Cuantía mínima</b>	$\rho$ min	0.003333	
<b>Cuantía seleccionada</b>	$\rho$	<b>0.00333</b>	
<b>As calculado</b>	As cal	44.00	cm <sup>2</sup>
<b>Refuerzo elegido</b>		20	mm
<b>Espaciamiento</b>	s	30	cm
<b>Acero colocado</b>	<b>As col</b>	<b>1<math>\phi</math>20 mm@30cm</b>	
<b>Acero colocado</b>	As col	43.98	cm <sup>2</sup>

Nota. Se encuentra el acero de refuerzo en la viga

En la figura 40 se calcula con FTOOL los valores de cortante de la viga

### Figura 40

*Esfuerzos cortantes en la viga*



Nota. Esfuerzos cortantes en la viga de la piscina lanzapuentes mecanizado HZ-1

$$V = 69 \text{ T}$$

$$V_u = 1.5 * 69 \text{ T} = 103.5 \text{ T}$$

$$\sigma_c = \frac{V_u}{\phi * b * d} = \frac{103.5 * 10^3}{0.75 * 400 * 33} = 10.45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_p = 0.53 * \sqrt{f'_c}$$

$$\sigma_p = 8.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_c \rightarrow \text{Requiere estribos}$$

$$A_v = \frac{\sigma_s * b * s}{f_y}$$

$$\sigma_s = \sigma_c - \sigma_p = 10.45 - 8.21 = 2.24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$s = \text{menor} \left( \frac{d}{4}; 6db; 20\text{cm} \right)$$

$$s = \text{menor} \left( \frac{36}{4}; 6 * 1.8; 20\text{cm} \right)$$

Asumo  $s = 10\text{cm}$

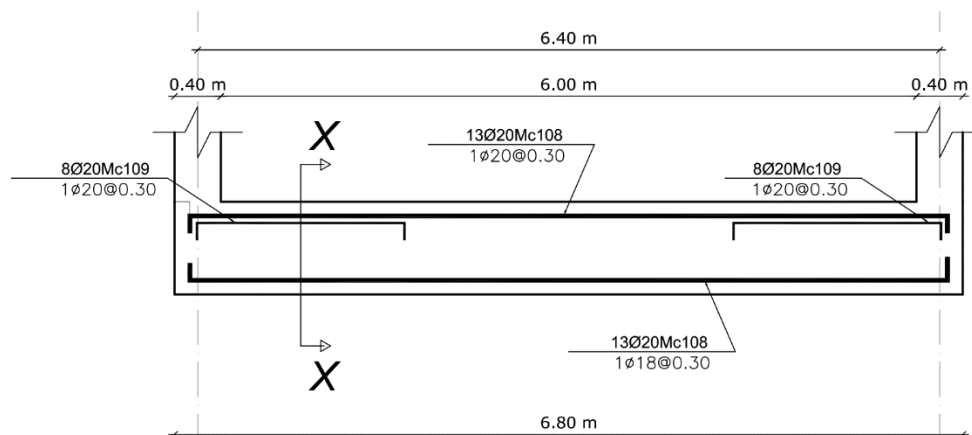
$$A_v = \frac{2.24 * 400 * 10}{4200} = 2.13\text{cm}^2$$

1EØ10mm @10cm.

En la figura 41 se tiene el diseño final de la viga.

### Figura 41

*Diseño final de la viga*



*Nota.* Diseño final de la viga que se encuentra en la losa de fondo de la piscina.

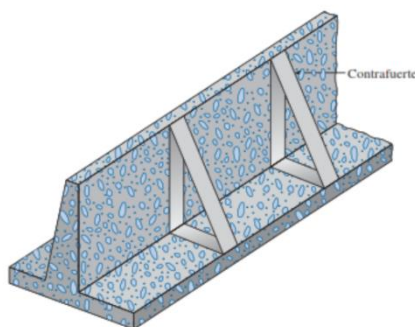


### **Contrafuertes**

Los contrafuertes en la piscina de hormigón armado para los lanzapuentes Mecanizados HZ1, serán los que aporten gran estabilidad a toda la estructura, especialmente a las paredes que por su gran longitud al soportar las cargas tanto verticales y horizontales, necesitan un apoyo que será suministrado por los contrafuertes como se muestra en la figura 42 en el contorno de la piscina.

### **Figura 42**

*Contrafuertes en la piscina*



*Nota.* Contrafuertes que se encuentran en la piscina de hormigón armado de los Lanzapuentes Mecanizados. Tomado de (Das, 2012).

### **Predimensionar el Muro.**

El predimensionamiento de los contrafuertes se toma en función de la altura del muro de la piscina la misma que tiene 4.50 metros. De los cuales son los siguientes:

### **Base.**

La base es de 2.70 metros, al dividir el valor para 2 corresponde a 1.35 metros para el dedo y talón del contrafuerte, sin embargo, no es necesario el cálculo del dedo porque la piscina tiene un ancho de 6.80 metros y el talón donde se va apoyar el contrafuerte aproximando al valor superior es de 1.50 metros.

Nombre	Fórmula	Resultado
Base 1	$0.50 \cdot H$	2.25 m
Base 2	$0.70 \cdot H$	3.15 m
PROMEDIO		2.70 m

### ***Peralte de Cimentación.***

El peralte de cimentación de los contrafuertes en el prediseño da como resultado 0.35 m, ya que la losa de fondo de la piscina corresponde a 0.40 metros, por tanto, se dejará con la misma profundidad.

Nombre	Fórmula	Resultado
Hc 1	$H/14$	0.321 m
Hc 2	$H/12$	0.375 m
PROMEDIO		0.348 m

### ***Separación de Contrafuertes.***

La separación de los contrafuertes de acuerdo al prediseño es cada 2.10 metros, sin embargo, para el modelo que se encuentra desarrollado en SAP2000 la distancia óptima generada es cada 3.50 metros.

Nombre	Fórmula	Resultado
S	$0.75 + 0.30H$	2.10 m

### ***Espesor Contrafuerte.***

El espesor de los contrafuertes de acuerdo al cálculo se tiene que es de 0.23 metros, lo cual, al ser llevado al inmediato superior y conforme a la normativa de construcción, se va a colocar como un parámetro de seguridad del mismo ancho que tiene las paredes de la piscina por proceso constructivo.

<b>Nombre</b>	<b>Fórmula</b>	<b>Resultado</b>
C	$H/20$	0.225 m

### ***Separación Libre de Contrafuertes.***

La separación libre de los contrafuertes es de 3.20 metros. En este espacio se llenará de suelo, que ejercerá presión sobre la pared de la piscina y sobre los contrafuertes que se encuentran como parte de la estructura.

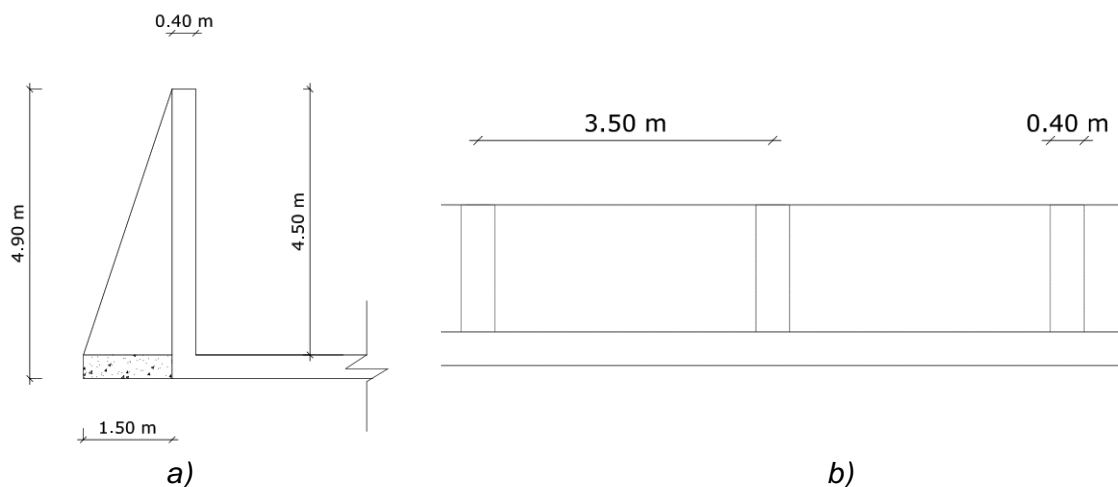
<b>Nombre</b>	<b>Fórmula</b>	<b>Resultado</b>
S'	$S'=S-C$	3.20 m

En la figura 43 se observa las dimensiones finales del predimensionamiento resultantes. Como resultado se tiene el siguiente resumen de las medidas:

<b>Nombres</b>	<b>Longitud</b>
Base	1.50 metros
Peralte cimentación	0.40 metros
Espesor contrafuerte	0.30 metros
Separación contrafuertes	3.50 metros

**Figura 43**

*Dimensiones de los contrafuertes*



*Nota.* En la parte a) se encuentra el contrafuerte vista frontal y en la parte b) es la vista en planta de un tramo de la piscina con contrafuertes.

### **Empujes Estático del Suelo.**

Los empujes del suelo se calcularon en la sección 3.2.2.3, para establecer el ancho que debe tener las paredes de la piscina. Cada una de las secciones se va incrementando 1.50 metros hasta alcanzar los 4.50 metros que tiene la altura de la piscina. Las fórmulas que se calcularon son las siguientes:

$$E_s = \frac{1}{2} * \gamma_{\text{suelo}} * k_a * h d^2 * L$$

$$y_s = \frac{h d}{3}$$

$$M_s = E_{s1} * y_{s1}$$

<b>EMPUJE ESTÁTICO DE SUELO</b>	<b>Es (T)</b>	<b>ys (m)</b>	<b>Ms (T.m)</b>
Análisis Sección 1	4.799	0.500	2.400
Análisis Sección 2	19.197	1.000	19.197
Análisis Sección 3	43.193	1.500	64.790

### Empuje Dinámico del Suelo.

El coeficiente de aceleración sísmica ( $k_{as}$ ) se obtiene de la siguiente forma, como indica **(NEC - 15, 2015)**, en la Tabla 40 el cuadro resumen:

$$K_{as} = \frac{\eta Z Fa I}{R}$$

**Tabla 40**

*Cálculo de coeficiente aceleración sísmica*

FACTORES A DISEÑAR	VALOR	PAG NEC
ZONAS SISMICA	V	27
Z	0.40	27
TIPO DE SUELO	D	29-30
Fa	1.20	31
Fd	1.19	31
Fs	1.28	32
Tc=Fs*Fd/Fa	0.70	33
Ct	0.06	62
alfa	0.75	62
hn	4.50	62
T=Ct*hn^alfa	0.17	62
Tcal+30%	0.22	62
n	2.48	34
r	1.00	34
Sa=n*Z*Fa	1.19	34
I	1.50	39
R	3.00	65
Fi p	1.00	48
Fi E	1.00	48
V=(I*Sa)/(R*fi-p*fi-e)*W	0.60	61
kas=	0.595	

*Nota.* El Coeficiente de Aceleración Sísmica ( $k_{as}$ ) se obtiene de **(NEC - 15, 2015)**.

Con el valor de aceleración sísmica se calcula el empuje sísmico del suelo. Para lo cual se emplean las siguientes fórmulas:

$$W_{ss1} = \frac{3}{4} * \gamma_{\text{suelo}} * k_{as} * h_{s1}$$

$$E_{ss1} = \frac{hd}{2} * [W_{ss1} + W_{ss2}] * L$$

$$M_{ss1} = \frac{hd^2}{6} * [(2 * W_{ss1}) + W_{ss2}] * L$$

<b>EMPUJE SÍSMICO DE SUELO</b>	<b>Wss (T)</b>	<b>Ess (m)</b>	<b>Mss (T.m)</b>
Análisis Sección 1	3.837	17.059	13.565
Análisis Sección 2	2.662	27.953	48.095
Análisis Sección 3	1.488	32.680	94.340

### Momento Final.

Para obtener el momento total se suma el momento estático y el momento dinámica del suelo.

<b>MOMENTO TOTAL</b>	Ms		Mss		
Mt1=Ms1+Mss1	2.400	+	13.565	=	15.965
Mt2=Ms2+Mss2	19.197	+	48.095	=	67.292
Mt3=Ms3+Mss3	64.790	+	94.340	=	159.130

Con el momento total se multiplica por un Factor de Mayoración que en nuestro caso es de 1.5 y se obtiene el momento final.

<b>MOMENTO FINAL</b>	Ms		FM		
Mf1=Mt1*FM	15.965	*	1.5	=	23.947
Mf2=Mt2*FM	67.292	*	1.5	=	100.938
Mf3=Mt3*FM	159.130	*	1.5	=	238.695

### Armadura.

Para obtener la armadura se debe calcular la altura efectiva como se muestra a continuación, tomando en consideración el ángulo del contrafuerte con la horizontal:

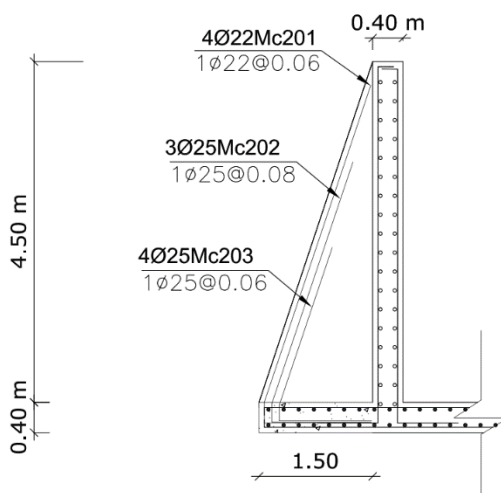
ALTURA EFECTIVA	Angulo	18.435
	Segmento	d
d1=	0.5	0.474
d2=	1	0.949
d3=	1.5	1.423

La armadura quedará de la siguiente forma y se muestra en la figura 44.

ARMADURA	Mu	b	d	$\rho$	As	ACERO		
Sección	T.m	cm	m		cm <sup>2</sup>	1ra Fila	2da Fila	3ra Fila
1	23.947	40.000	0.404	0.011	17.670	4 $\phi$ 25mm		
2	100.938	40.000	0.879	0.010	33.705	4 $\phi$ 25mm	3 $\phi$ 25mm	
3	238.695	40.000	1.353	0.010	51.770	4 $\phi$ 25mm	3 $\phi$ 25mm	4 $\phi$ 25mm

**Figura 44**

*Armadura en los contrafuertes*

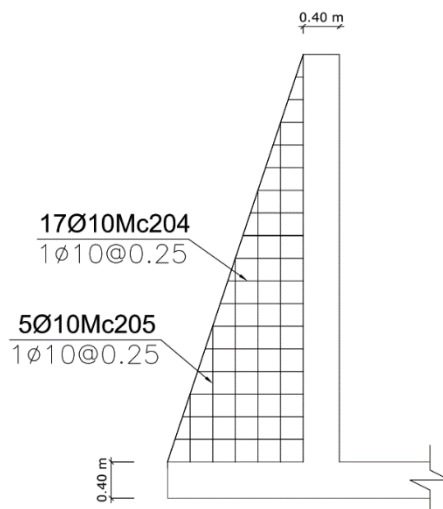


*Nota.* Armadura que debe ser colocado en los contrafuertes.

También es necesario colocar una malla de temperatura como se analiza en la sección 3.2.2.4 y se muestra el resultado en la figura 45.

### Figura 45

*Malla de temperatura en el contrafuerte*



*Nota.* La malla de temperatura debe ser colocada en las dos caras del contrafuerte.

En el Anexo N°7 se encuentra los planos de la Piscina para el Lanzapuentes Mecanizado HZ-1, en el cual se detalla la geometría, cálculo de acero de refuerzo de las partes que se halla conformada la piscina como son: las paredes, losa de fondo, vigas y contrafuertes.



## Simulación en Software Especializado

### *Introducción*

SAP 2000 es un programa desarrollado por la empresa CSI, Computer and Structures, Inc. en Berkeley, California, EEUU. Es una poderosa herramienta que permite analizar cualquier tipo de estructura y elemento de manera precisa. Con el SAP 2000 es posible realizar el cálculo estructural (cálculo de fuerzas, esfuerzos y deformadas) de losas macizas bidireccionales con el uso de elementos de área - tipo Shell. A través del método de elementos finitos (**Orihuela Canchari, 2017**).

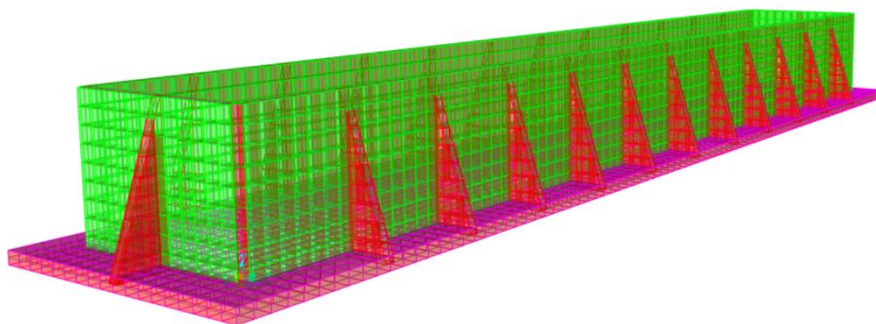
### *Modelamiento*

El procedimiento de diseño en el programa consiste en dibujar el tanque con dimensiones eje a eje, definir y asignar materiales (hormigón y acero), cargas, restricciones y combinaciones de carga para la estructura del tanque, para luego evaluar los resultados (**Orihuela Canchari, 2017**).

En la figura 46 se tiene el modelo en el software SAP2000 v21.2.0, que incluye las paredes, piso y contrafuertes.

### **Figura 46**

*Modelo de la piscina con contrafuertes*



*Nota.* Modelo de la piscina con contrafuertes en SAP2000

## Definición de Materiales.

En la opción Material Property Data, se agrega el hormigón que se trabaja en el proyecto, corresponde a 240 kg/cm<sup>2</sup>, se muestra en la figura 47 las propiedades del hormigón.

### Figura 47

*Propiedades del hormigón*

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	CONC 240
	Material Type	Concrete
	Material Grade	fc 3000 psi
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	2400.
	Mass per Unit Volume	244.7319
Units	Units	Kgf, m, C
Isotropic Property Data	Modulus Of Elasticity, E	2.324E+09
	Poisson, U	0.2
	Coefficient Of Thermal Expansion, A	9.900E-06
	Shear Modulus, G	9.682E+08
	Other Properties For Concrete Materials	Specified Concrete Compressive Strength, f <sub>c</sub>
Other Properties For Concrete Materials	Expected Concrete Compressive Strength	2400000.
Other Properties For Concrete Materials	Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>
Other Properties For Concrete Materials	Shear Strength Reduction Factor	
Other Properties For Concrete Materials	Switch To Advanced Property Display	<input type="checkbox"/>

*Nota.* Material de Hormigón de 240 kg/cm<sup>2</sup>.

Luego, se crea el material de Acero de refuerzo, en la figura 48, se muestran las especificaciones técnicas son de grado 60 el cual tiene 420 MPa.

**Figura 48***Propiedades del acero*

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: ACERO 420 MPa

Material Type: Steel

Material Grade: Grade 60

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 7849.0476

Mass per Unit Volume: 800.3801

**Units**

Kgf, m, C

**Isotropic Property Data**

Modulus Of Elasticity, E: 2.039E+10

Poisson, U: 0.3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 7.842E+09

**Other Properties For Steel Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 35153481.

Minimum Tensile Stress, Fu: 45699526.

Expected Yield Stress, Fye: 38668829.

Expected Tensile Stress, Fue: 50269478.

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

*Nota.* Acero de refuerzo del hormigón armado.

### **Definición Sección de Elementos Estructurales.**

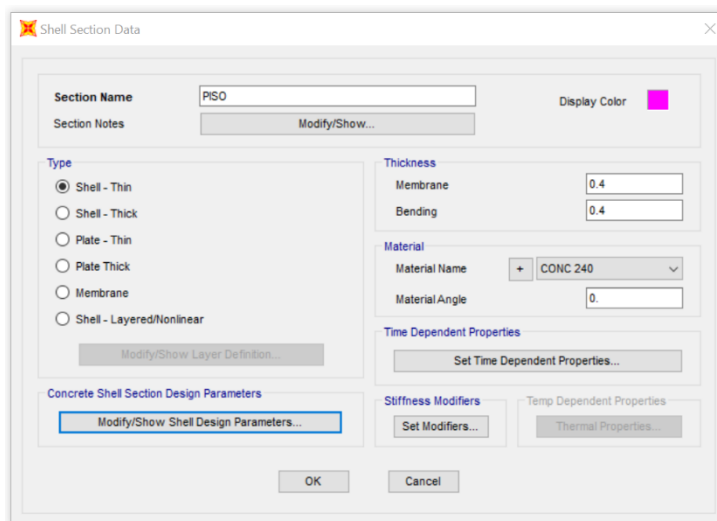
En el menú Define, se determina las propiedades de las secciones que se van a utilizar en el piso, paredes y contrafuertes. En las secciones de área, se trabaja tipo Shell y se añaden las secciones de acuerdo a las calculadas en los numerales previos a la simulación.

### **Losa.**

La losa de fondo posee un espesor de 0.40 metros con un hormigón de 240 kg/cm<sup>2</sup> y un refuerzo del Acero grado 60, con un recubrimiento de 0.07 metros como se muestra en la figura 49.

### **Figura 49**

*Propiedades de sección de piso*



*Nota.* Se asignan las propiedades de la losa de fondo de acuerdo a las especificaciones desarrolladas en el capítulo previo.

### **Paredes.**

Se ingresa en las paredes el espesor de 0.40 metros, un hormigón de 240 kg/cm<sup>2</sup>, un refuerzo de acero de grado 60, tiene un recubrimiento de 7 cm en cada una de sus caras, tal como se ilustra en la figura 50 el ingreso de las dimensiones.

**Figura 50***Propiedades sección paredes*

The screenshot shows the 'Shell Section Data' dialog box. The 'Section Name' is 'MURO' and the 'Display Color' is a green square. The 'Type' section has 'Shell - Thin' selected. The 'Thickness' section has 'Membrane' and 'Bending' both set to 0.4. The 'Material' section has 'Material Name' set to 'CONC 240' and 'Material Angle' set to 0. The 'Concrete Shell Section Design Parameters' section has a button 'Modify/Show Shell Design Parameters...'. The 'Stiffness Modifiers' section has a button 'Set Modifiers...'. The 'Temp Dependent Properties' section has a button 'Set Time Dependent Properties...'. The 'Thermal Properties' section has a button 'Thermal Properties...'. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

*Nota.* Las propiedades de las paredes se hallan en literales anteriores.

**Contrafuertes.**

Los contrafuertes tienen un espesor de 0.40 metros, con un hormigón de 240 kg/cm<sup>2</sup> y un acero de refuerzo grado 60 con un recubrimiento de 7 cm en cada una de sus caras y sus propiedades se observa en la figura 51.

**Figura 51***Propiedades sección contrafuertes*

The screenshot shows the 'Shell Section Data' dialog box. The 'Section Name' is 'CONTRAF' and the 'Display Color' is a red square. The 'Type' section has 'Shell - Thin' selected. The 'Thickness' section has 'Membrane' and 'Bending' both set to 0.3. The 'Material' section has 'Material Name' set to 'CONC 240' and 'Material Angle' set to 0. The 'Concrete Shell Section Design Parameters' section has a button 'Modify/Show Shell Design Parameters...'. The 'Stiffness Modifiers' section has a button 'Set Modifiers...'. The 'Temp Dependent Properties' section has a button 'Set Time Dependent Properties...'. The 'Thermal Properties' section has a button 'Thermal Properties...'. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

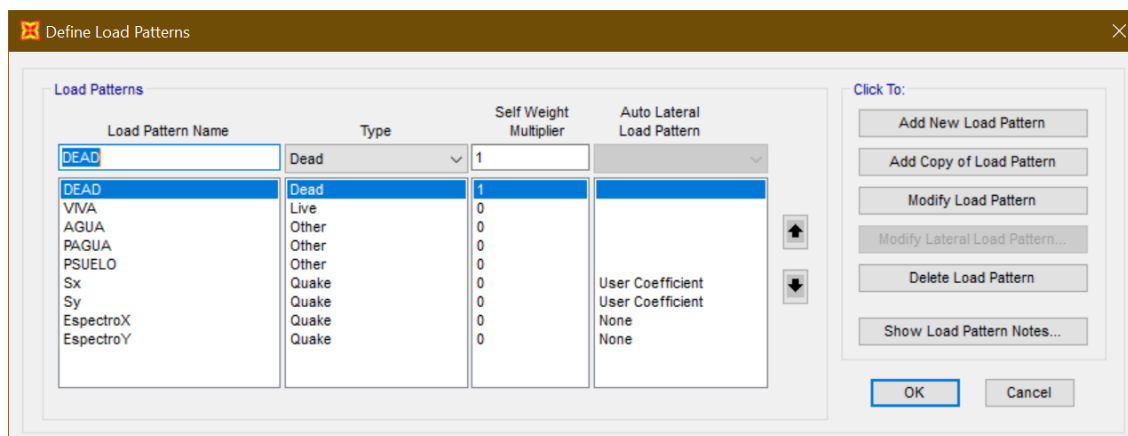
*Nota.* Los contrafuertes se dimensionan en el literal 3.2.5.

## Patrones de Cargas

En el menú Define, ahora se asignan los patrones de carga. Se ingresa como se muestra en la figura 52.

**Figura 52**

*Ingreso de patrones de carga*



*Nota.* Constan todas las cargas que actúan en el modelo.

### Carga Muerta.

La carga muerta, el programa va a calcular el peso de la estructura y simular en las diferentes condiciones propuestas. Debe tener un factor multiplicador de 1 para que el software considere en su totalidad la carga.

### Carga Viva.

La carga viva, tener un factor multiplicador de 0, porque se trata no estar integrado con la carga muerta.

### Agua.

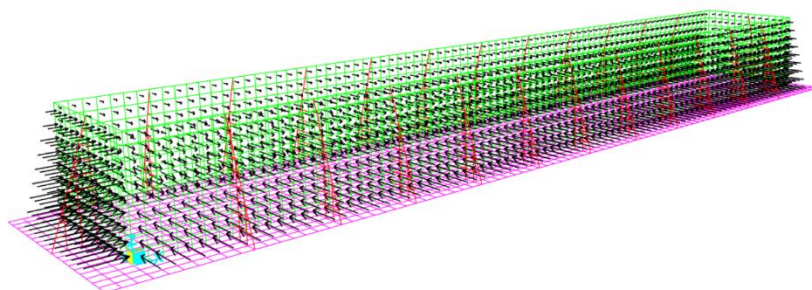
La carga del agua va a ser considerada en tipo como otra y un factor multiplicador de 0, con el objetivo de representar la presión de agua en el fondo.

### Presión de Suelo.

Es la presión pasiva, como se observa en la figura 53 es generado por el suelo.

#### Figura 53

*Presión del suelo en SAP2000*



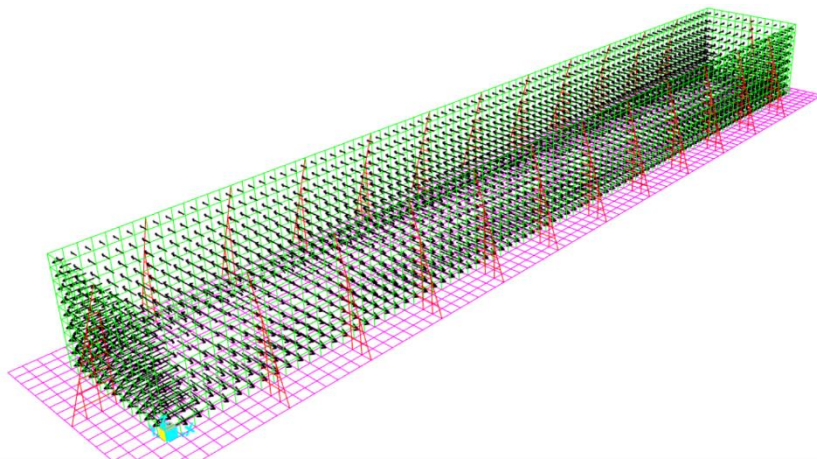
*Nota. Presión del suelo en el modelo de la piscina en SAP2000.*

### Presión de Agua.

La presión hidrostática es representada por el agua. En la figura 54 se observa la presión que ejercen en las paredes de la piscina.

#### Figura 54

*Presión del agua en SAP 2000*



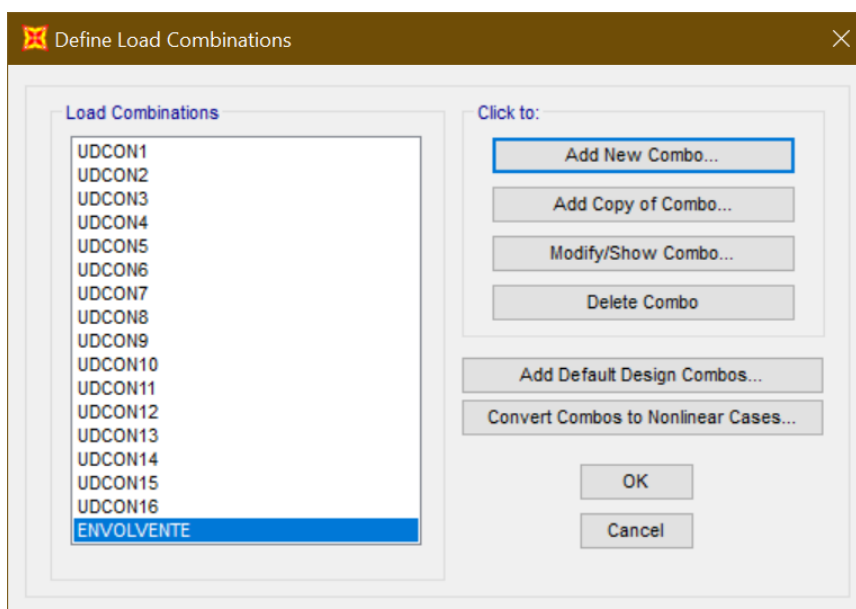
*Nota. La presión hidrostática es ejercida en las paredes de la piscina del Lanzapuentes Mecanizado HZ1.*

## Combinaciones de Cargas

Las combinaciones de carga se detallan en la sección 2.3.4, el ingreso de las diferentes cargas en el software SAP2000 es como se muestra en la figura 55.

**Figura 55**

*Ingreso de combinaciones de carga*



*Nota.* La envolvente permite obtener los valores máximos de todas las combinaciones de carga.

## Resultados

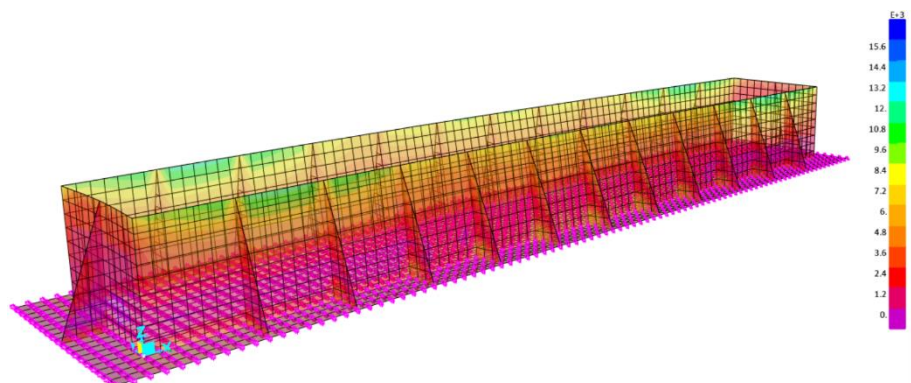
### Esfuerzos.

Los esfuerzos que se generaron en el modelo se muestran en la figura 56, se tiene la fuerza axial por efecto del suelo, el cortante y el momento con sus respectivos valores asignados por un color que se observa en la piscina con contrafuertes. El modelo posee gran estabilidad a las cargas que fue sometido, presentándose como exitoso.

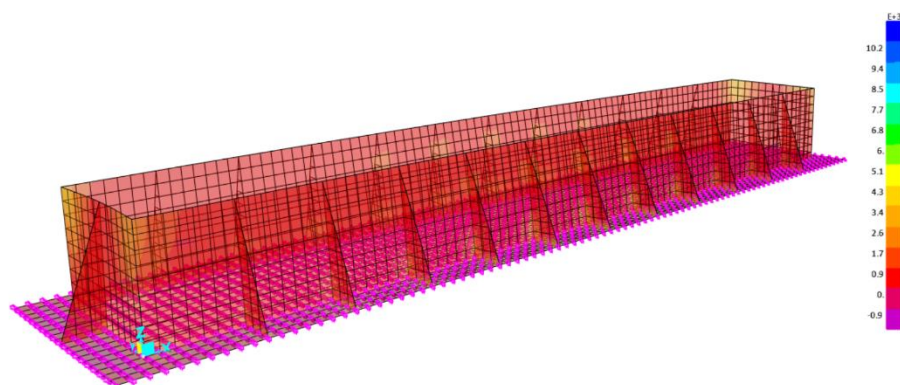


**Figura 56**

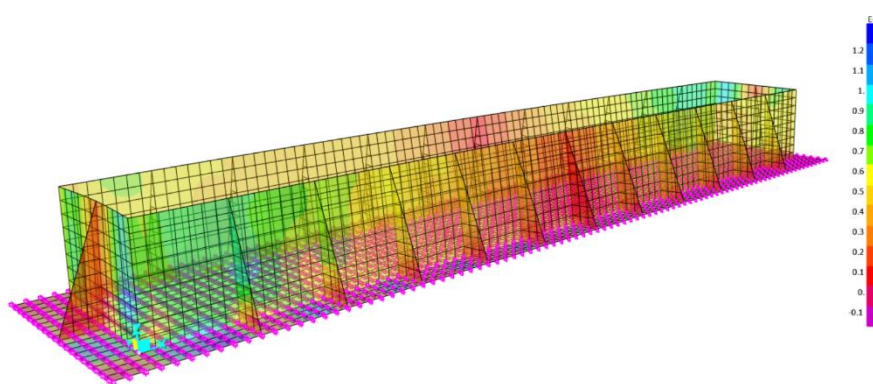
Resultados de la piscina en SAP2000



a)



b)



c)

*Nota.* En la figura a) se tiene los resultados de la fuerza axial en la parte b) son los resultados de la cortante y en la parte c) son los resultados de momento

## Bombas

Se usan algunos parámetros fundamentales para analizar el resultado de una bomba. La razón de flujo de masa del fluido a través de la bomba  $\dot{m}$ , es un parámetro fundamental en el funcionamiento de las bombas. En el caso del fluido incompresible es más común utilizar el gasto volumétrico en vez del gasto másico. El flujo volumétrico se denomina capacidad, y es, simplemente el gasto másico dividido entre la densidad del fluido y se lo conoce como gasto volumétrico (**Çengel & Cimbala, 2018**).

$$\dot{V} = \frac{\dot{m}}{\rho}$$

Además, el rendimiento de una bomba se caracteriza por su carga hidrostática neta  $H$ , que se define como el cambio en la carga hidrostática de Bernoulli entre la entrada y la descarga de la bomba (**Çengel & Cimbala, 2018**).

$$H = \left( \frac{P}{\rho g} + \frac{V^2}{2g} + z \right)_{\text{sal}} - \left( \frac{P}{\rho g} + \frac{V^2}{2g} + z \right)_{\text{ent}}$$

### ***Descripción y Generalidades***

Para cambiar la dirección de un fluido o cambiar la magnitud de su velocidad se requiere la aplicación de fuerzas. Cuando un álabe móvil defleca un chorro fluido y cambia su momento, se ejercen fuerzas entre el álabe y el chorro y se genera trabajo mediante el desplazamiento del álabe (**Streeter, Wylie, & Bedford, 2000**).

Las turbomáquinas hacen uso de este principio: (1) las bombas axiales y centrífugas, los ventiladores y los compresores, mediante el trabajo continuo sobre el fluido le añaden energía; (2) las turbinas de impulso, Francis y las turbinas de hélice, así como las turbinas de vapor y gas extraen energía del fluido en forma continua y la convierten en un torque sobre un eje rotante; y (3) el par fluido y el convertidor de

torque, cada uno compuesto por una bomba y una turbina construidas en conjunto, hacen uso del fluido para transmitir potencia suavemente (**Streeter, Wylie, & Bedford, 2000**).

### ***Tipos de Bombas***

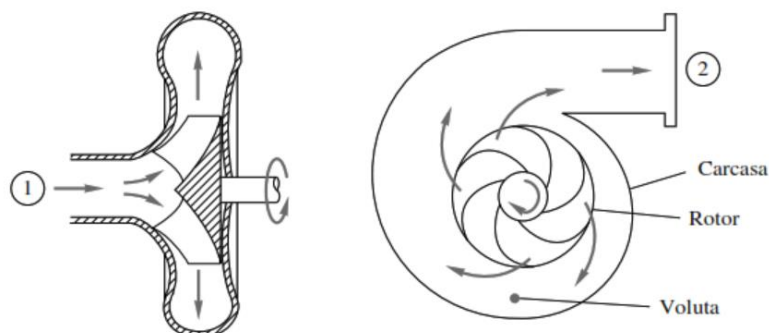
Las bombas dinámicas añaden simplemente cantidad de movimiento al fluido por medio de paletas, álabes giratorios o ciertos dispositivos especiales. No hay volúmenes cerrados: el fluido aumenta su cantidad de movimiento mientras se mueve a través de pasajes abiertos, para convertir después su alta velocidad en incremento de presión al salir a través de un difusor. Las bombas dinámicas pueden clasificarse como sigue (**White, 2003**).

- Rotativas
  - Centrífuga o de flujo de salida radial
  - Flujo axial
  - Flujo mixto
- Diseños Especiales
  - Bomba de chorro o eyector
  - Bombas electromagnéticas
  - Actuadores: martinets hidráulicos

La bomba centrífuga está constituida por un rotor dentro de una carcasa, como se esquematiza en la figura 57. El fluido entra axialmente a través del ojo, en el eje de la carcasa, los álabes del rotor la fuerzan a tomar un movimiento tangencial y radial hacia el exterior del rotor y es recogido por una carcasa que hace de difusor (**White, 2003**).

**Figura 57**

*Esquema de bomba centrífuga*



*Nota.* En la izquierda se observa el paso de flujo del agua a través de la bomba y en la derecha se tienen las partes de una bomba centrífuga. Tomado de **(White, 2003)**.

### ***Diseño Bomba Centrífuga***

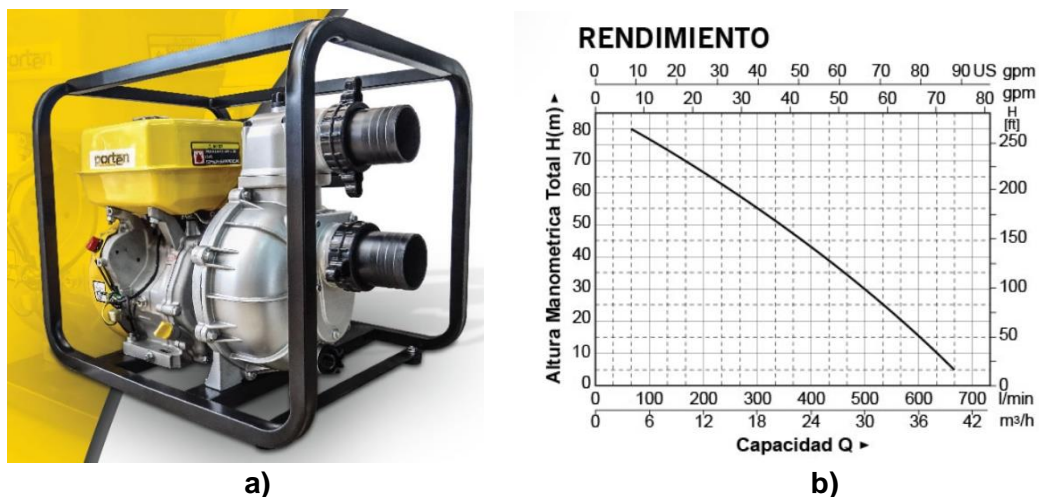
Primero se calcula el volumen de la piscina en el caso que se encuentre llena hasta el borde sería:

<b>Volumen = Longitud * Ancho * Espesor</b>	<b>V = 42 m * 6 m * 4.5 m</b>	<b>V = 1134 m<sup>3</sup></b>
---	-------------------------------	-------------------------------

De acuerdo a los mercados consultados en Quito, la mejor opción es el que se muestra en la figura 58, en la empresa Porten, una motobomba de agua de alta presión de 16 HP, tiene un motor de 4 tiempos, una capacidad de descarga de 40m<sup>3</sup>/h, una profundidad de succión de 6 metros y una altura máxima de descarga de hasta 80 metros. Posee un diámetro de descarga-succión 3"x3", suficiente para recoger impurezas que se pueden acumular en el interior.

**Figura 58**

*Motobomba de agua de alta presión*



*Nota.* En la figura a) se observa la motobomba de alto rendimiento que es ubicada al inicio y otra al final de la piscina para desalojar el agua que contiene y en la parte b) se tiene la curva de Rendimiento de descarga. Tomado de **(Porten Performance & Technology, 2020)**

Con el volumen de la piscina y el cuadro de rendimiento de la bomba se calcula el tiempo de vaciado de la siguiente forma:

Volumen	Rendimiento	Resultado
$V = 1134 \text{ m}^3$	$R = 40 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$	$\frac{V}{R} = 14.18 \text{ h}$

Una bomba puede desalojar todo el contenido de agua en 14.18 horas y cuando operan 2 motobombas se reduce el tiempo a la mitad. En 7 horas la piscina puede hallarse vacía completamente.

## Capítulo IV

### Diseño de la Piscina Pontones

#### Ubicación.

El proyecto está ubicado en el sector de La Balvina, como se muestra en la figura 59, se encuentra en el Fuerte Militar “Marco Aurelio Subía Martínez” y en el Batallón de Ingenieros No 68 “Cotopaxi”, tiene en su circunscripción el Río “San Pedro”, junto al cual, se ubicará el presente proyecto de la piscina para la instrucción del Lanzapuentes tipo Pontones Q70T, utilizando el caudal del río, para inundar la piscina con la ayuda de compuertas tipo Taintor.

#### Figura 59

*Ubicación del proyecto*



*Nota.* Ubicación del Fuerte Militar “Marco Aurelio Subía Martínez” Tomado de (Google Maps, 2020)

## Generalidades

El personal necesario para realizar el lanzamiento del puente es: un conductor responsable del vehículo lanzapuentes, un supervisor que se encuentra encargado de observar todas las medidas de seguridad, 4 ingenieros de combate que trabajan en la superficie del puente desplegado, los mismos que unen los paneles y operan los motores fuera de borda hasta que llegan armar todo el puente en su totalidad y ayudan a cruzar los vehículos tácticos el curso de agua.

Se aprecia en la figura 60, el tramo de puente que es depositado en la piscina de prueba y de forma automática se despliega en su totalidad por efecto del empuje del agua. También se muestra las dimensiones en sentido transversal de un tramo de pontón, se toma en consideración que el ancho de calzada es de 5,7 metros que permite trasladar vehículos tácticos militares y blindados que puede soportar hasta una carga de 60 toneladas **(B.E 68 "COTOPAXI", 2016)**.

**Figura 60**

*Tramo de pontón*



*Nota.* En la figura a) se observa el lanzamiento de un tramo de puente en la piscina de pruebas en China y en la figura b) son dimensiones en sentido transversal del pontón.



Un Lanzapuentes tipo Pontones Q70T se halla compuesto por tramos de 10 metros cada uno y al utilizar todos los vehículos disponibles en la unidad se puede alcanzar una distancia de 100 metros para sobrepasar un curso de agua como se muestra en la figura 61 donde se realiza la prueba de carga con los vehículos tácticos militares.

### **Figura 61**

*Puente flotante tipo pontón*



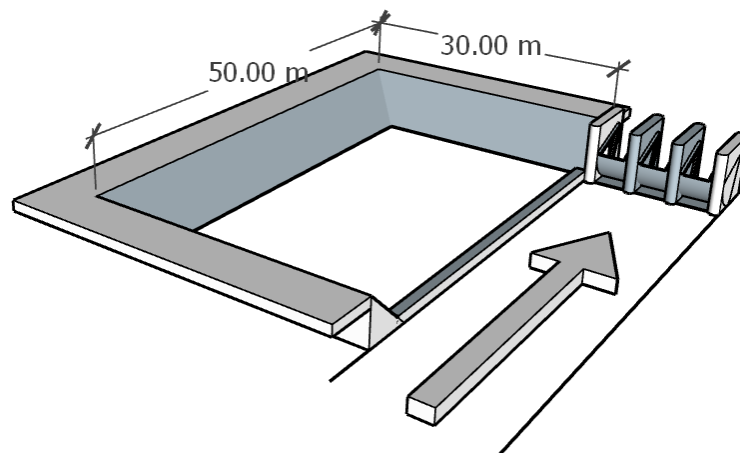
*Nota.* Prueba de carga del puente flotante, por parte de los vehículos Lanzapuentes tipo Pontones Q70T.

Por condiciones operativas y de espacio, el diseño de la piscina cuenta con las siguientes dimensiones de 50 metros de largo y 30 metros de ancho y una profundidad de 4.5 metros, como se muestra en la figura 62, estará revestido de geomembrana y protección de gaviones para ser utilizado por el Lanzapuentes tipo Pontones Q70T en donde se podrá desplegar hasta 5 tramos de pontones y ejecutar las maniobras de paso de obstáculo con todas las medidas de seguridad.



## Figura 62

### *Dimensiones piscina pontones*



*Nota.* La piscina pontones cuenta con unas dimensiones de 50 metros de largo y 30 metros de ancho y una profundidad de 4.50 metros de altura.

Las dimensiones que posee la piscina permiten que los tramos que son depositados para el despliegue encuentren las condiciones reales de campo, con el flujo constante de agua que tiene el río y sea posible efectuar todas las operaciones necesarias para los conductores de los lanzapuentes y el equipo zapador, que opera cada uno de los segmentos de tramo de puente tipo pontón.

En el Anexo N°8 está los planos de la piscina para el Lanzapuentes tipo Pontones Q70T, en primer lugar, la geometría de la presa que cuenta con los pilares y las compuertas tipo Taintor, luego la piscina que está conformada por una geomembrana y revestida de gaviones tipo geoestera. A continuación, se muestran los cálculos para cada una de las secciones que conforma la piscina de pontones.

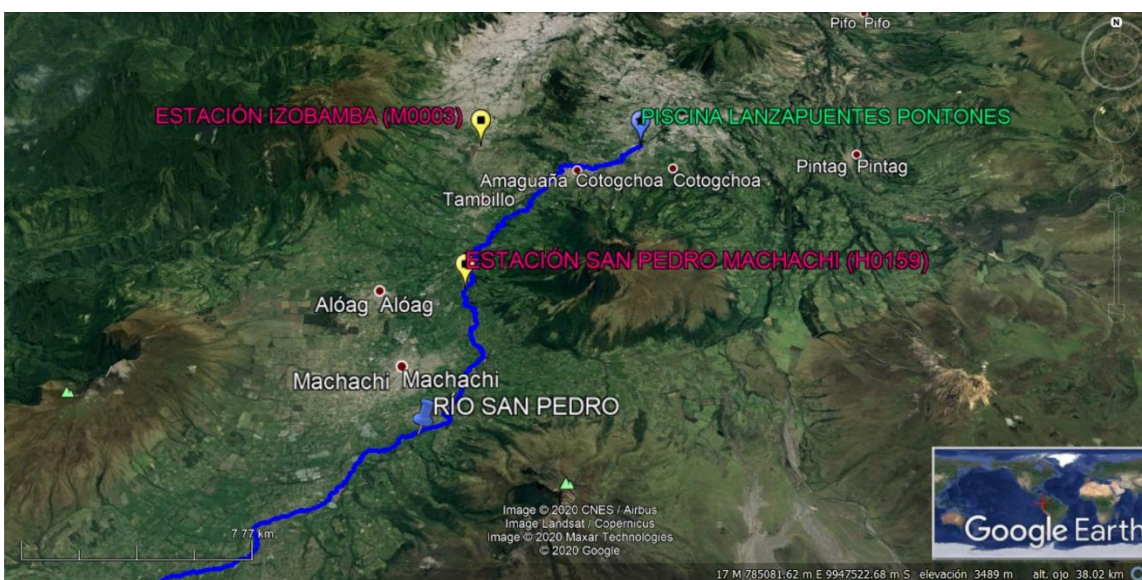
## Diseño Hidrológico

Según (**Escobar Peralta, Efectos Socio-Ambientales del Cambio del Uso del Suelo sobre el Río San Pedro en el tramo comprendido entre las Parroquias Machacho y Uyumbicho; y Gestión de la Contaminación, 2015**) La cuenca del río San Pedro forma parte de la cuenca del río Guayllabamba, comprende tres cantones: Mejía, Rumiñahui y Quito. Su rango altitudinal oscila entre 4719 y 2496 msnm posee un drenaje en dirección sur-norte; limita al norte con las subcuencas de los ríos Machángara y Chiche, al este con la subcuenca del río Pita, al sur por la cuenca del río Pastaza y al oeste por el sistema hidrográfico del río Napo.

Como se muestra en la figura 63, el río San Pedro recorre los sectores poblados de Machachi, Alóag, Tambillo y Amaguaña, hay que tomar en consideración que son áreas ganaderas y de producción agrícola, es un afluente importante para el riego de las zonas productivas, hasta llegar a La Balvina

### Figura 63

*Río San Pedro*



*Nota.* Trayectoria del Río San Pedro desde Los Ilinzas hasta llegar al B.E 68 “COTOPAXI”. Tomado de (Google Earth, 2020).

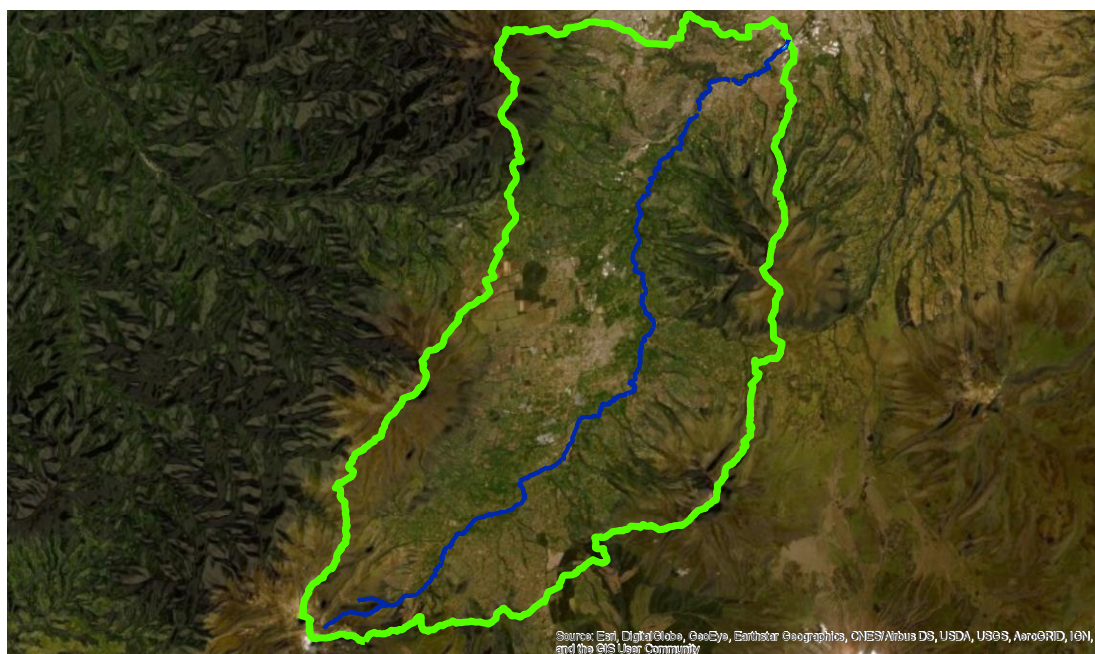
La información que se obtuvo corresponde a los caudales medios diarios y mensuales del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), de la estación San Pedro en Machachi (H0159) y la estación Izobamba (M0003), las misma que se encuentran en el área de estudio.

### **Área**

El estudio del río San Pedro fue hecho mediante un software de análisis de información geográfica, empleando un modelo de elevación digital del sector de estudio en donde se encuentra el proyecto. En la figura 64, se puede visualizar la cuenca del hidrográfica del río San Pedro, posee un área de 583.327 km<sup>2</sup> y la longitud del río San Pedro corresponde a 63,00 km.

### **Figura 64**

*Área de la cuenca del río San Pedro*



*Nota.* En el gráfico se tiene el área de la cuenca hidrográfica del Río San Pedro, y longitud del río San Pedro desde donde nace hasta el Centro de Instrucción. Tomado de Arc-GIS, versión 10.5.

### ***Método Probabilístico***

De acuerdo a (**Sandoval Erazo W. , 2019**), con los datos disponibles se requiere elaborar una curva de duración de caudales. La curva de duración de duración de caudales representa la magnitud del caudal igualado o superado con diversos porcentajes de tiempo.

En el Anexo N°4 se encuentra la tabla detallada de duración de caudales donde los datos utilizados corresponden a los años desde 2008 al 2015 que fueron registrados por la base de datos del (**INAMHI, 2014**), tal como se muestra en la tabla 42 ordenados y procesados hasta obtener la curva teórica de duración de caudales.

**Tabla 42**

*Curva teórica de duración de caudales*

<b>p%</b>	<b>Fp%</b>	<b>Kp%</b>	<b>Qp%</b>
<b>0.1</b>	6.140	5.495	24.150
<b>0.5</b>	4.420	4.236	18.616
<b>1</b>	3.680	3.694	16.235
<b>3</b>	2.540	2.860	12.567
<b>5</b>	2.020	2.479	10.894
<b>10</b>	1.270	1.930	8.481
<b>20</b>	0.570	1.417	6.229
<b>25</b>	0.350	1.256	5.521
<b>30</b>	0.160	1.117	4.910
<b>40</b>	-0.120	0.912	4.009
<b>50</b>	-0.330	0.758	3.333
<b>60</b>	-0.500	0.634	2.786
<b>70</b>	-0.640	0.531	2.336
<b>75</b>	-0.690	0.495	2.175
<b>80</b>	-0.750	0.451	1.982
<b>90</b>	-0.842	0.384	1.686

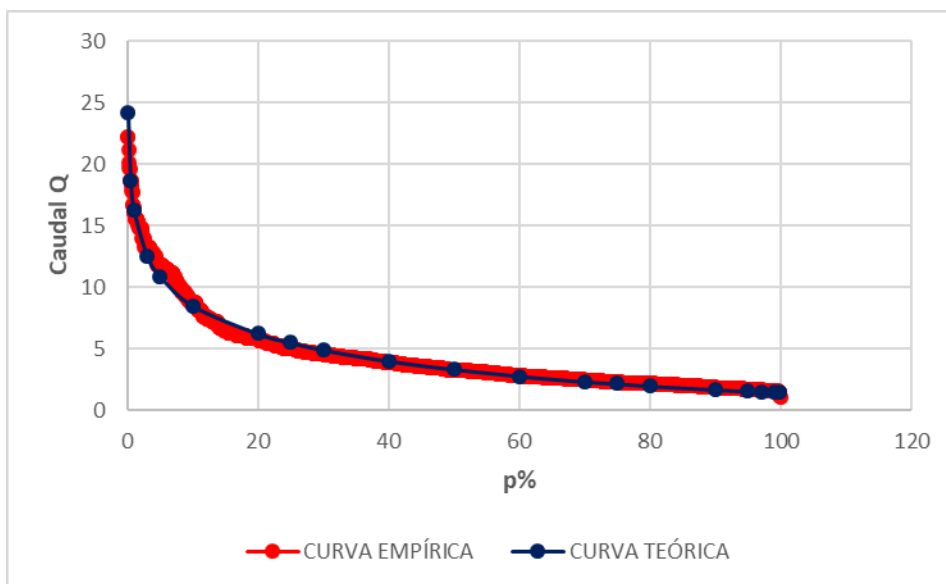
-95	-0.882	0.354	1.557
97	-0.895	0.345	1.515
99	-0.905	0.337	1.483
99.9	-0.909	0.334	1.470

*Nota.* Valores de curva de duración de caudales desde 2008 a 2015 en la estación meteorológica San Pedro en Machachi (H0159).

En las cuencas del Ecuador hay muy poca información de caudales, por lo que se requiere utilizar la analogía hidrológica, o ecuaciones empíricas, entre las cuales las más útiles son las desarrolladas para cada realidad local o zonal (**Sandoval Erazo W. , 2019**). En la figura 65, se muestra curva empírica y teórica de duración de caudales, donde existe una clara similitud, por tanto, el modelo se encuentra elaborado de forma adecuado para continuar con el siguiente paso.

### Figura 65

*Curva de duración de caudales*



*Nota.* Están las dos curvas de duración de caudales, empírica y teórica respectivamente

El área de la cuenca hidrográfica en el cual se encuentra la Estación San Pedro en Machachi (H0159), corresponde a 324,305  $\text{km}^2$ , mientras que el área del proyecto tiene 583,327  $\text{km}^2$ , existe una diferencia de 259,022  $\text{km}^2$  que deben ser compensados

para obtener el cálculo de los caudales adecuados para la extensión del área de estudio. Se realiza una relación directa con las áreas, con los cálculos obtenidos y un factor de mayoración en este caso es 1.798 que corrige los valores de Qp%, como se muestra en la tabla 43.

**Tabla 43**

*Curva teórica de duración de caudales*

p%	FM	Qp%
0.1	1.798	43.437
0.5	1.798	33.483
1	1.798	29.201
3	1.798	22.603
5	1.798	19.594
10	1.798	15.254
20	1.798	11.203
25	1.798	9.930
30	1.798	8.830
40	1.798	7.210
50	1.798	5.995
60	1.798	5.011
70	1.798	4.201
75	1.798	3.911
80	1.798	3.564
90	1.798	3.032
95	1.798	2.800
97	1.798	2.725
99	1.798	2.667
99.9	1.798	2.644

*Nota.* Valores de curva de duración mayorados de caudales del Centro de Instrucción Lanzapuentes del Río San Pedro en el B.E 68 "COTOPAXI".

Con la probabilidad (p%) de 10 corresponde un caudal de  $15.25 \text{ m}^3/\text{s}$  que va a ser empleado para los diferentes cálculos hidrográficos, necesarios para el diseño de la piscina lanzapuentes tipo pontones.



### Coeficiente Escorrentía

Según (**Sandoval Erazo W. , 2019**), se desarrolla los diferentes métodos propuestos que se detallan a continuación en la tabla 44.

**Tabla 44**

*Coeficientes de escorrentía*

FÓRMULA DE NADAL			
FÓRMULA		$C = 0.25 K_1 K_2 K_3$	
		C=0.427	
K <sub>1</sub>		$3.7 * A^{-0.152}$	1.40
K <sub>2</sub>		$0.71 * \ln(P) - 3.51$	1.357
K <sub>3</sub>		0.5 a 1.2 Cuenca ondulada	0.90
FÓRMULA DE RAWES			
		C=0.42	
TIPO		RELIEVE	C
BOSQUE		Ondulado	0.18
		Quebrado	0.21
PASTO		Ondulado	0.36
		Quebrado	0.42
CULTIVOS		Ondulado	0.60
		Quebrado	0.72
FÓRMULA AUTOR ANÓNIMO			
FÓRMULA		$C = k_1 + k_2 + k_3 + k_4$	
		C=0.45	
PENDIENTE	k1	PERMEABILIDAD	k2
>0.3	0.4	Roca	0.2
De 0.1 a 0.3	0.3	Arcilla	0.15
De 0.05 a 0.1	0.2	Limos	0.1
Áreas planas	0.05	Arenas	0.05
COBERTURA	k3	CAPACIDAD DE	k4
VEGETAL		ALMACENAMIENTO	
Nada	0.2	Nada	0.2
Poca	0.15	Poca	0.15
Media	0.1	Media	0.1
Mucha	0.05	Mucha	0.05

*Nota.* Valores de Coeficiente de escorrentía. Tomado de (**Sandoval Erazo W. , 2019**).

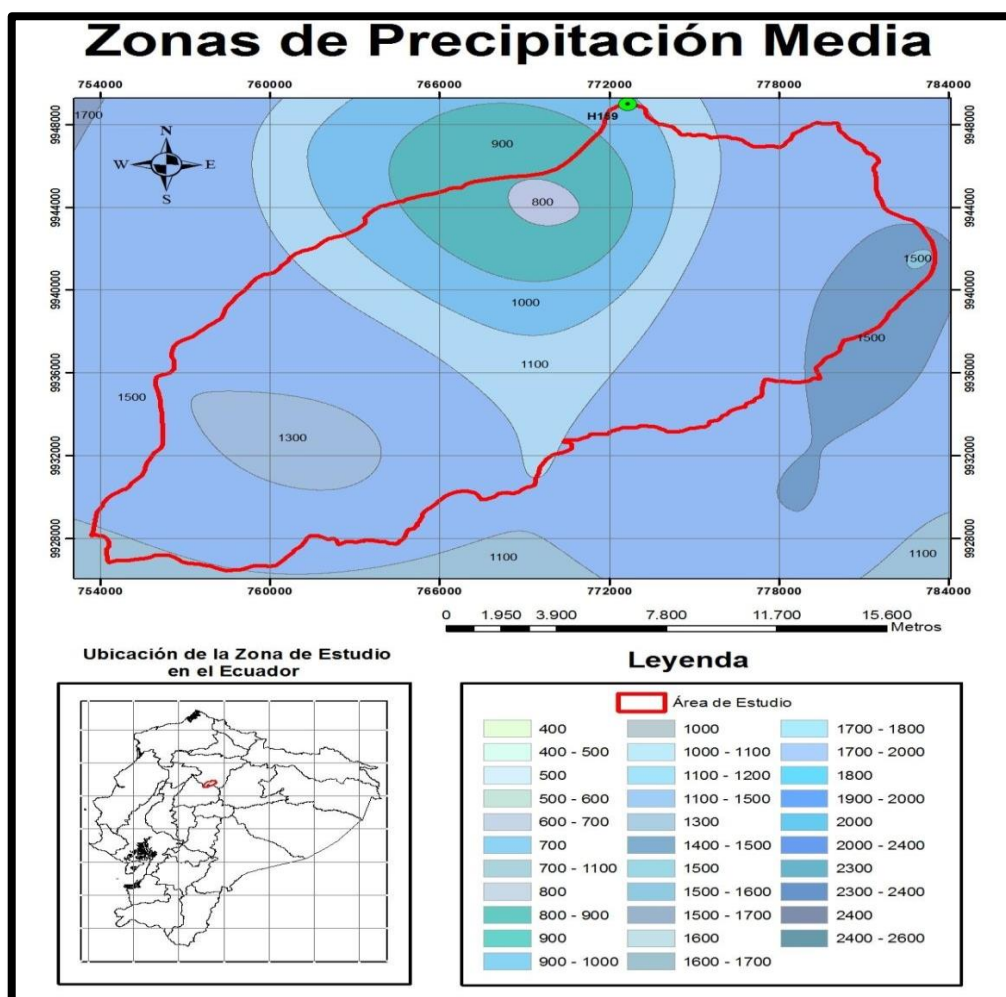


## Precipitación Media

Según (Salazar Aguilar, 2014), la precipitación media determina mediante el trazo de isoyetas dentro de área de estudio, los valores de precipitación media como se muestra en la figura 66, se encuentran entre los 800 a 1700 mm, lo que puede considerarse como precipitaciones medias y elevadas.

**Figura 66**

*Zonas de precipitación media*



*Nota.* Se muestra las zonas de precipitación del río San Pedro a partir de la estación H159. Tomado de (Salazar Aguilar, 2014).

### Caudal Medio

Según (Sandoval Erazo & Aguilera Ortiz, 2014), la forma de calcular el caudal medio de la cuenca es la siguiente:

$$Q_o = \frac{31.71 \text{ C}\bar{\text{P}}\bar{\text{A}}}{10^6}$$

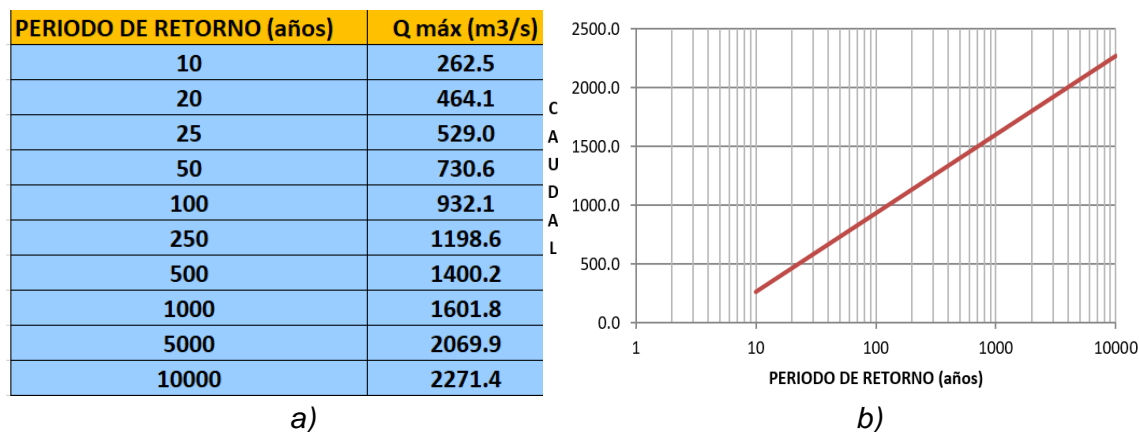
$$Q_o = \frac{31.71 * 0.45 * 949 * 583.327}{10^6}$$

$$Q_o = 7.899 \text{ m}^3/\text{s}$$

El período de retorno para el río San Pedro es calculado mediante la tabla de Cálculo de Caudales con Poca Información (Sandoval Erazo & Aguilera Ortiz, 2014), como se muestra en la figura 67, donde se muestra los caudales máximos alcanzado en los diferentes años y la gráfica asociada al período de retorno en años.

### Figura 67

*Período de retorno del río San Pedro*



*Nota.* En la tabla a) se muestran los valores del período de retorno del río San Pedro y en la figura b) se muestra la curva Caudal-Período de Retorno. Tomado de (Salazar Aguilar, 2014).

### **Tiempo de Concentración de una Cuenca**

Para el cálculo de escorrentía Goroshkov (1979), recomienda tomar el 70% de la velocidad de un cauce determinada en la sección de estudio. En zonas de alta montaña, el coeficiente de reducción con cauces determinados puede ser del 80%, por lo que el coeficiente para la velocidad de escorrentía (**Sandoval Erazo W. , 2019**).

$$k_c = (0.7 \text{ a } 0.8) * (0.5 - 0.023 \ln A)$$

$$k_c = 0.7 * (0.5 - 0.023 \ln (583.327))$$

$$k_c = 0.2474$$

La ecuación propuesta para determinar el tiempo de concentración en horas, de una cuenca es:

$$t_c = 0.28 * L * \frac{n^{0.75}}{k_c * Q^{0.25} * J^{0.375}}$$

$$t_c = 0.28 * 63 * \frac{0.0563^{0.75}}{0.2474 * 262.5^{0.25} * 0.0352^{0.375}}$$

$$t_c = 7.179 \text{ horas}$$

### **Hidrograma de Diseño**

Para definir un hidrograma base para el diseño de las estructuras se requiere disponer de estaciones hidrográficas y, en caso de ausencia se puede recurrir a una cuenca cercana o de condiciones hidrológicas semejantes. Si es que no se dispone de los elementos antes citados se toma un hidrograma sintético, desarrollado o propuesto por varios autores. El hidrograma sintético más común es el triangular, que se lo recomienda para cuencas pequeñas con un cauce principal (**Sandoval Erazo W. , 2019**).

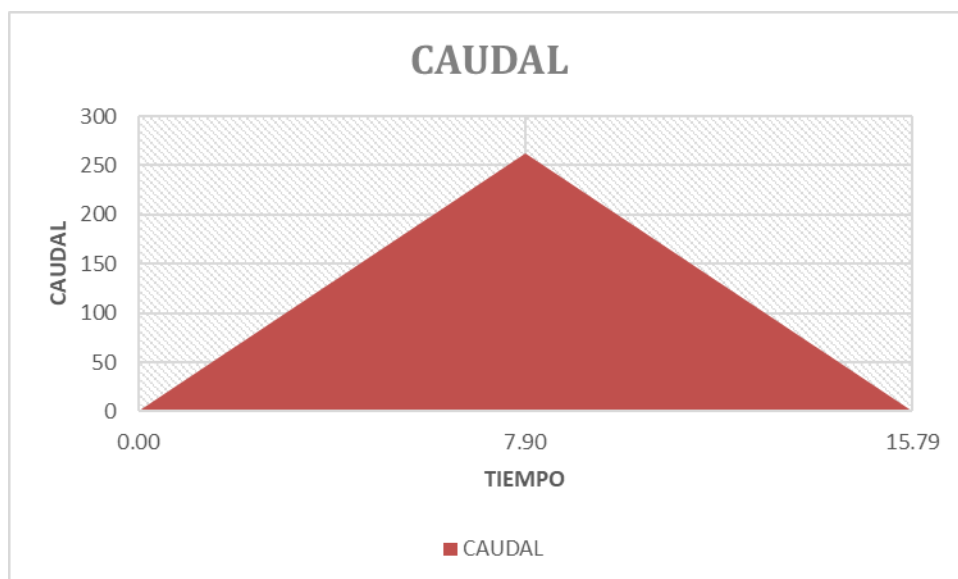
$$t_1 = \frac{de}{2} + tr$$

$$t_1 = \frac{7.179}{2} + (0.6 * 7.179)$$

$$t_1 = 7.89$$

En la figura 68 se muestra el gráfico del hidrograma sintético del Río San Pedro que va a ser ingresado en el software de simulación hidrológico HEC-RAS, determinado para efectuar cálculos de flujo, así como el transporte de sedimentos y erosión que va a causar en el lecho de río.

**Figura 68**



*Hidrograma de diseño*

*Nota.* Hidrograma de diseño del río San Pedro para el Centro de Instrucción Lanzapuentes tipo Pontones

### **Caudal de Diseño**

Debido a la capacidad de almacenamiento de un embalse, el caudal de crecida se ve reducida en una cierta cantidad cuyo valor se lo determina a partir de un balance de masas (**Sandoval Erazo W. , 2019**), en el documento se muestra el cálculo de caudales con poca información para el caudal de diseño de la Piscina Pontones.

El caudal de diseño para la piscina de Pontones es aquel que se encuentra con un período de retorno de 10 años que equivale a un  $Q_{max}$  de  $262.5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Se toma este valor en consideración de la geografía que posee el río San Pedro, cruza áreas que son de producción agrícola.

El cambio de uso del suelo con la tendencia de manejo del recurso hídrico del río San Pedro, existe un aumento de la población y los efectos socio ambientales que afectan el área de influencia, intervienen los cauces fluviales y geometría de las redes hidrográficas (**Escobar Peralta, 2015**).

## Simulación HEC-RAS

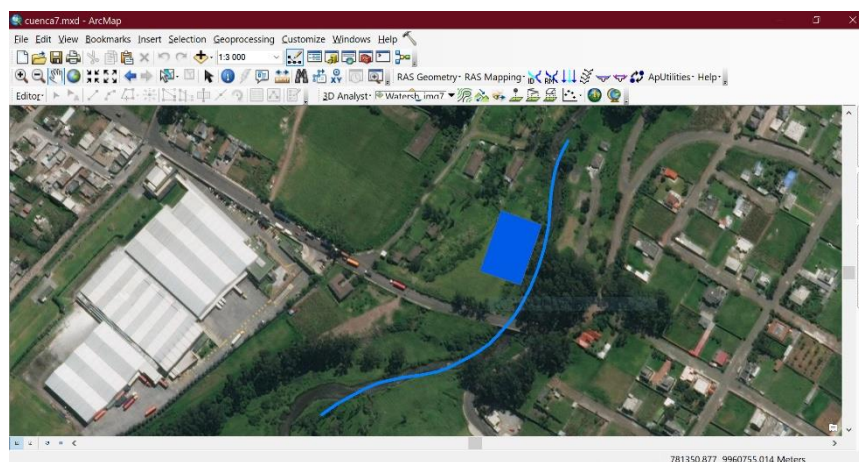
HEC-RAS es un paquete de análisis hidráulico, el cual fue creado por el Hydrologic Engineering Center (HEC) del US Army Corps of Engineers. Es un sistema que es capaz de realizar cálculos de los flujos de la superficie, cálculo de los flujos uniformes y flujo variado, el transporte de sedimentos en los flujos **(Figueroa Montoya, 2019)**.

### *Descripción del Modelo*

Para la modelación en el HEC-RAS es necesario trabajar en base a un Modelo digital del Terreno (MDT), en formato digital TIN (Triangulated Irregular Network). Lo más detallado posible. Este modelo puede generarse en ArcGIS con su extensión 3D Analyst. De este TIN se extraen los datos geométricos de las secciones transversales. **(Solano Zúñiga & Vintimilla Villavicencio, 2013)**. Como se muestra en la figura 69, se tiene el modelo digital del terreno en el software Arc-GIS del segmento del Río San Pedro y del lugar de la piscina de Pontones.

### Figura 69

#### *Sector de análisis en ArcGIS*



*Nota.* Modelo digital del terreno del tramo de Río San Pedro. Tomado de ArcGIS.

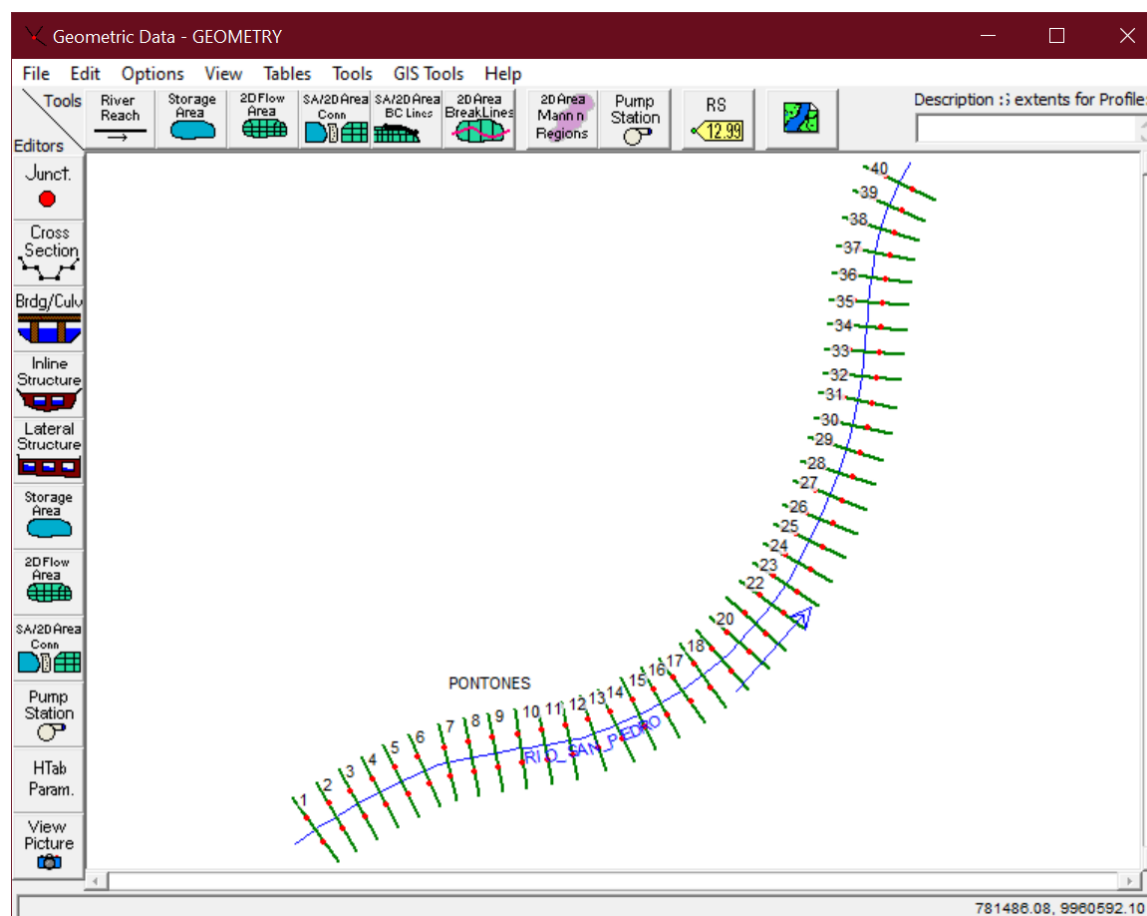
## Parámetros Hidráulicos de Diseño

### Secciones Transversales.

El modelo de la sección de río San Pedro posee 40 perfiles transversales que van de sur a norte del tramo de río San Pedro, el intervalo de cada sección es de 10 metros y 5 metros al inicio y final respectivamente, en su totalidad posee 410 metros, como se muestra en la figura 70.

**Figura 70**

*Secciones transversales*

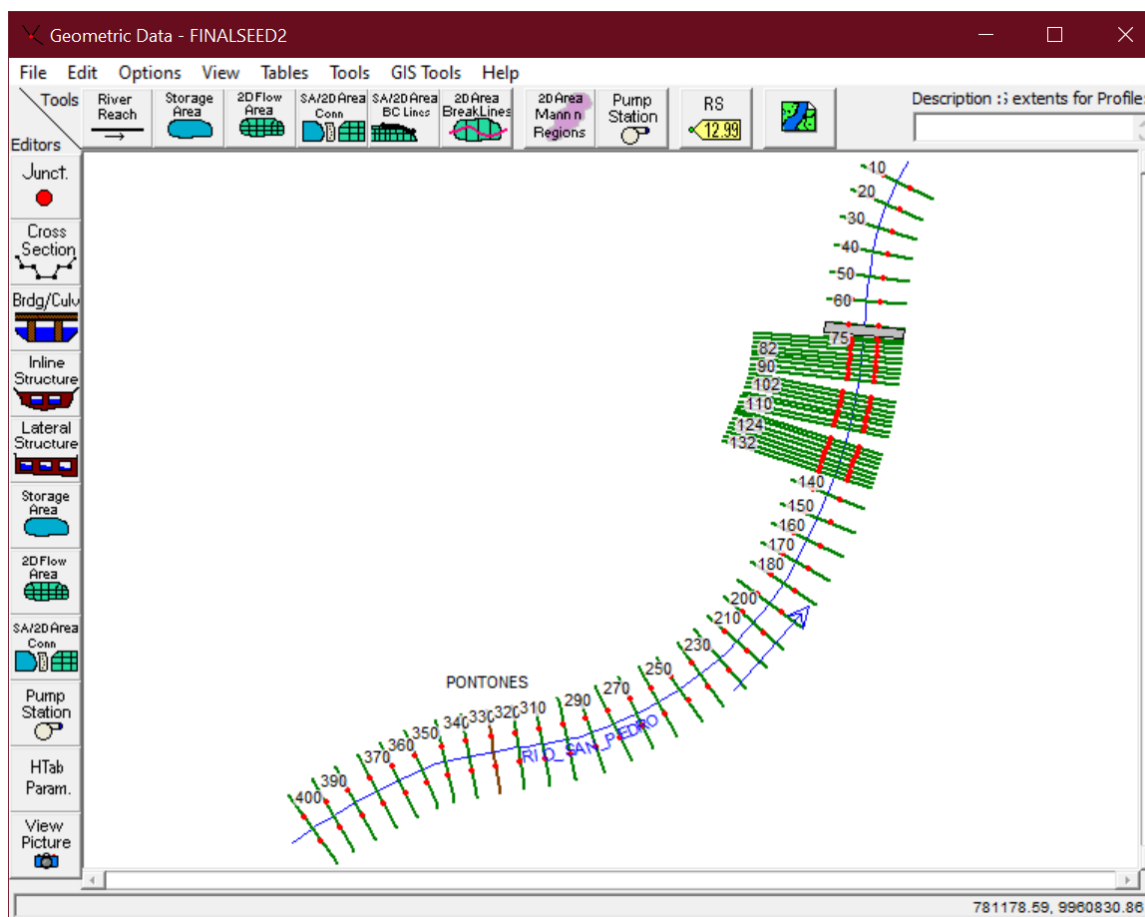


*Nota.* Existen 40 secciones transversales del Río San Pedro. Tomado de HEC-RAS.

Las secciones donde se encuentra la Piscina Lanzapuentes como se muestra en la figura 71, se halla desde la número 76 hasta la 132 donde el área total que corresponde a la piscina es de 50 metros de largo con un ancho de 30 metros, lo que va a permitir que se despliegan los tramos de puente para ser operados en el Centro de Instrucción Lanzapuentes.

**Figura 71**

*Secciones piscina pontones*



*Nota.* Existen 25 secciones transversales para simular la Piscina de Lanzapuentes tipo Pontones.

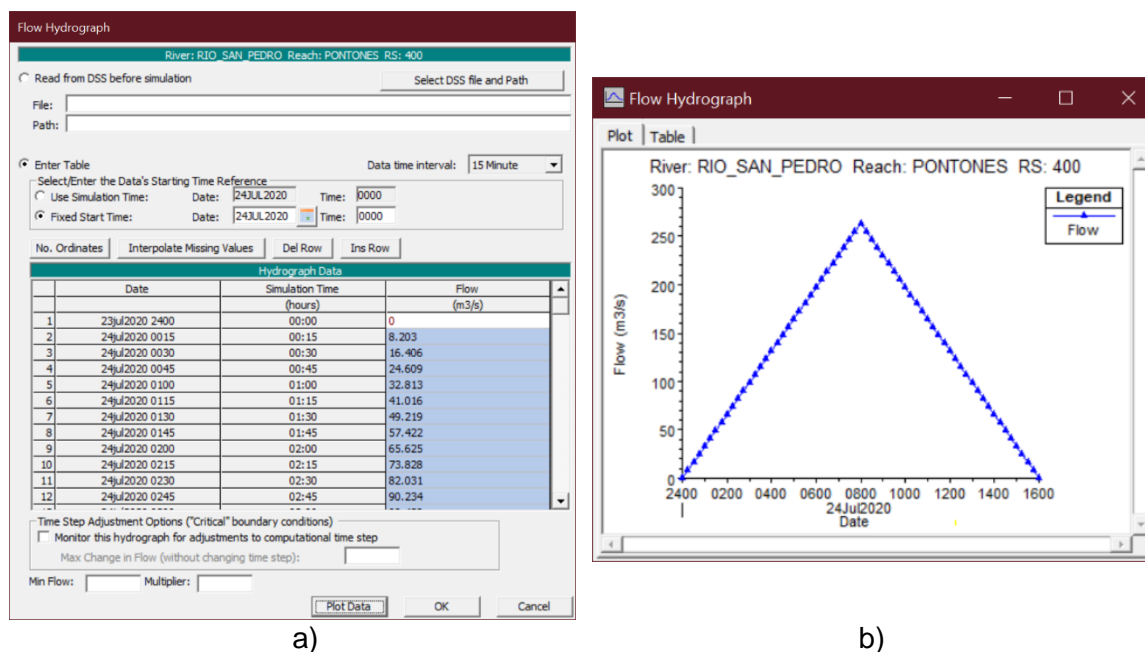


## Caudal.

Los caudales utilizados en el diseño se toman del hidrograma que se encuentra descrito en la sección 4.3.7 y su ingreso en el programa HEC-RAS se muestra en la figura 72 y su respectivo diagrama al ser dibujados los datos.

**Figura 72**

### Ingreso de caudal en HEC-RAS



*Nota.* En la figura 46 a) se ingresa el hidrograma en el programa HEC-RAS y en la parte b) se tiene el dibujo realizado por los datos obtenidos en el software.

## Coefficiente de Rugosidad.

El coeficiente de rugosidad representa la resistencia al flujo de agua en cauces y llanuras. La selección de un valor adecuado de "n" de Manning, tiene relación directa con la precisión de los cálculos de perfiles hidráulicos que interviene en la calibración del modelo de un canal abierto (Solano Zúñiga & Vintimilla Villavicencio, 2013).

Se calcula de la siguiente forma de acuerdo a los resultados en el área de estudio:

### Cálculo de la Velocidad

$v_m = \frac{d}{t}$	$v_m = \frac{30 \text{ m}}{16.37 \text{ s}}$	$v_m = 1.83 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
---------------------	--	--

### Cálculo del Radio Hidráulico

$R = \frac{A}{X}$	$R = \frac{7.495 \text{ m}^2}{12.46 \text{ m}}$	$R = 0.601 \text{ m}$
-------------------	---	-----------------------

### Cálculo de Rugosidad (n)

$n = \frac{R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{i}}{v_m}$	$n = \frac{(0.601)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{0.021}}{1.83}$	$n = 0.0563$
--	---	--------------

### Coefficientes de Contracción y Expansión.

El coeficiente de contracción se utiliza para determinar la cantidad de energía perdida debido a la contracción del flujo entre dos secciones transversales particulares.

Los datos del estudio se prestaron a la regresión de los valores del coeficiente de contracción y la investigación recomienda un rango aproximado de 0.1 (**Brunner, Warner, Wolfe, Piper, & Marston, 2016**).

El coeficiente de expansión se utiliza para determinar la cantidad de energía perdida debido a la expansión del flujo entre dos secciones transversales particulares. El documento de investigación sugiere la siguiente relación para el valor del coeficiente

de expansión que corresponde a 0.3. (**Brunner, Warner, Wolfe, Piper, & Marston, 2016**)

El programa asume que se produce una contracción siempre que la altura de velocidad aguas abajo sea mayor que la altura de velocidad aguas arriba. Asimismo, cuando la altura de velocidad aguas arriba es mayor que la altura de velocidad aguas abajo, el programa supone que se produce una expansión de flujo (**Brunner G. W., HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual, 2016**).

### ***Modelación de la Piscina Pontones***

La modelación del río San Pedro se busca conocer las posibles respuestas del cauce principal, velocidades en cada una de las secciones transversales frente a los caudales máximos obtenidos en la modelación con la piscina Lanzapuentes tipo Pontones y la presa con compuertas tipo Taintor.

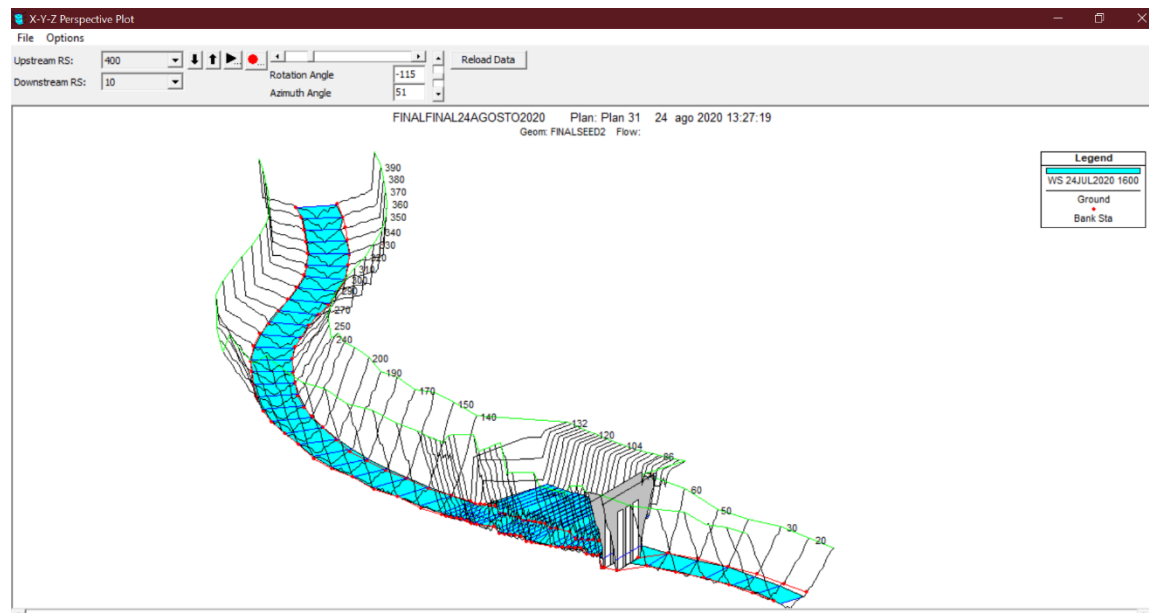
### **Modelo Tridimensional del Terreno.**

Las condiciones adoptadas para la modelación, se consideró la hipótesis de flujo uniforme aguas arriba y aguas abajo del segmento simulado, para lo cual se aplicó la pendiente regional dominante, la cual es de 2.1% en la sección de implantación de las compuertas que van a permitir el flujo de agua hacia la piscina Lanzapuentes tipo Pontones.

Una vez generado el modelo en el software HEC-RAS se realizaron varias simulaciones sin las compuertas con el fin de determinar las características del flujo en la sección de emplazamiento y estabilizar el modelo. Luego, observando que las características fueron las esperadas, se ingresaron los datos de las compuertas correspondientes en el sector donde se va a ejecutar el proyecto como se muestra en la figura 73 las condiciones iniciales del río San Pedro con la piscina.

## Figura 73

### Geometría tridimensional del río San Pedro



*Nota.* Condiciones iniciales en la simulación del río San Pedro con el software HEC-RAS y con las compuertas tipo Taintor. Tomado de HEC-RAS.

### **Análisis de Erosión**

Para determinar la erosión que se genera en el modelo, se lo realiza a través de la función de transporte de sedimentos del software HEC-RAS, para obtener la altura de la cimentación de la presa que es necesaria.

En la actualidad existen varios modelos que permiten estimar el transporte de sedimentos, ya sea de suspensión, de fondo o ambas. Estos modelos deben ser utilizados puesto que, el rango de validez de los modelos, relacionadas con variables hidráulicas, la variación temporal de las muestras de sedimentos, las intervenciones externas de terceros, y otros factores hacen que los resultados obtenidos no puedan ser

considerados concluyentes y por lo tanto pueden generar conclusiones dispares acerca del problema **(Rojas Montalvo, 2014)**.

La función de capacidad de transporte de sedimentos en HEC-RAS tiene la posibilidad de predecir el transporte de sedimentos no cohesivos en una o más secciones transversales según los parámetros hidráulicos existentes y las propiedades conocidas de los sedimentos del lecho. El transporte de sedimentos se compone tanto de la carga del lecho como de la carga suspendida, las cuales se pueden tener en cuenta en los diversos predictores de transporte de sedimentos disponibles en HEC-RAS. Los resultados se pueden utilizar para desarrollar curvas de clasificación de descarga de sedimentos, que ayudan a comprender y predecir los procesos fluviales que se encuentran en ríos y arroyos naturales **(Brunner G. W., HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual, 2016)**.

Las condiciones necesarias para el ingreso de información en el modelo de transporte de sedimentos son como se muestra en la figura 74, en primer lugar, se requiere la geometría, el hidrograma de flujo y los sedimentos del agua de acuerdo al tipo de suelo que posee el río San Pedro, luego el plan de sedimentos y por último se realiza la simulación del proyecto.

## Figura 74

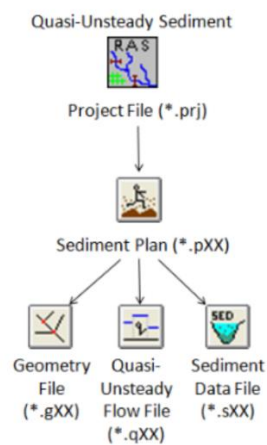
### *Estructura de archivos para simulación de erosión*

*Nota.* Archivos necesarios para la simulación de sedimentos en HEC-RAS. Tomado de **(Brunner G. W., 2016)**.

### **Resultados HEC-RAS**

#### **Flujo no Permanente.**

Los resultados de las velocidades que se obtuvieron en cada una de las secciones transversales se encuentran detalladas en el Anexo N°5, entre las más importantes son las que se encuentran cerca de la presa con compuerta tipo Taintor, aguas arriba y abajo del río San Pedro. Se muestran los resultados en la figura 75.

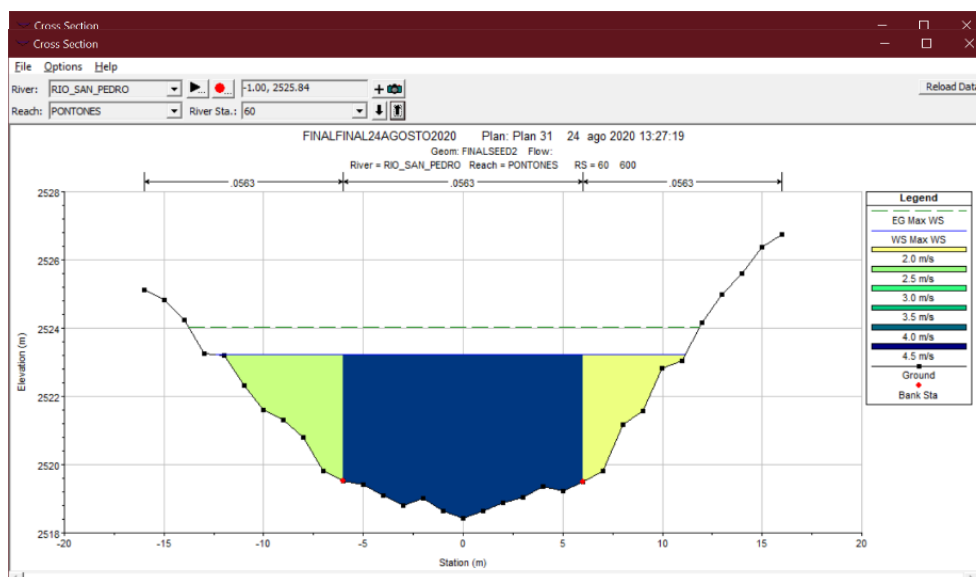


## Figura 75

Resultados HEC-RAS de flujo no permanente

a)

b)



Nota. En la figura a) se tiene la velocidad máxima alcanzada en la sección No 76 aguas arriba y en la figura b) se tiene la sección No 60 de aguas abajo.

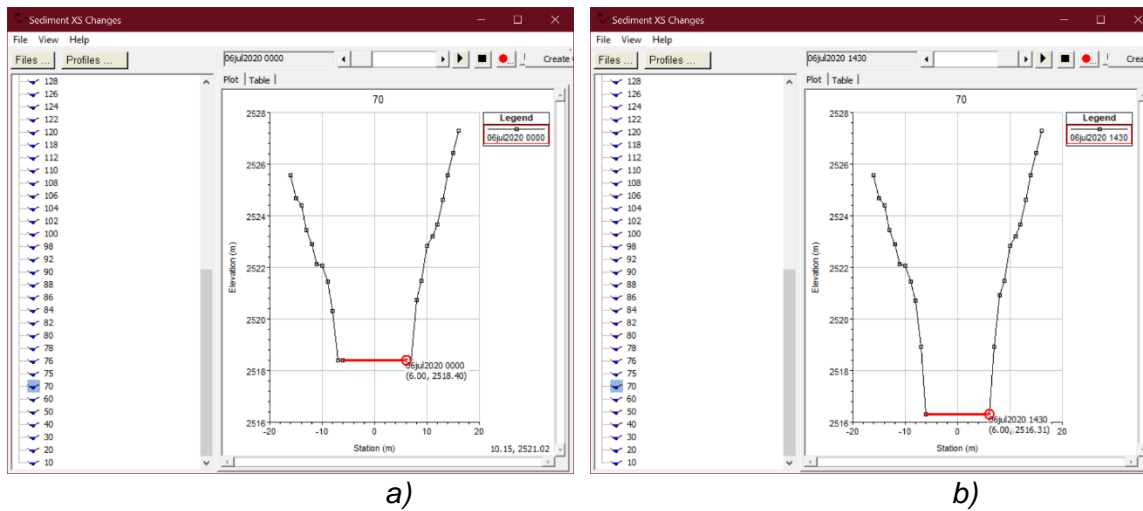
### Erosión.

El ingreso de las características del tipo de suelo al software HEC-RAS se encuentra a detalle en el Anexo N°3, es el estudio de suelos realizado en la Compañía Puentes donde se encuentra el proyecto de la Piscina de Pontones. La entrada de datos confiables garantiza resultados óptimos para el diseño de la presa y piscina.

La erosión del río San Pedro, mediante la simulación de transporte de sedimentos se tiene el nivel medio que puede socavar una estructura. En la figura 76, se tiene los resultados en el cambio de lecho de río en el sector donde se encuentra la presa.

**Figura 76**

*Resultados HEC-RAS de erosión*



*Nota.* En la figura a) se tiene la sección No 70 en sus condiciones iniciales y en la figura b) condiciones finales de erosión de la misma sección equivalente a 2 metros.

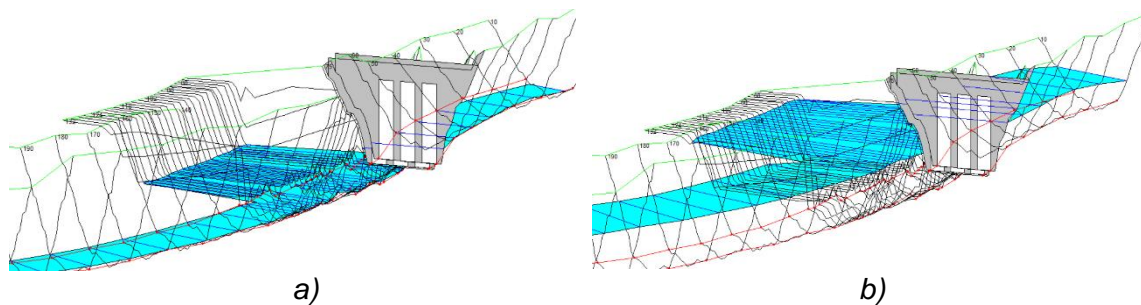


## Presa de Hormigón en Suelo

La presa en el río San Pedro sirve para llenar la piscina de agua, cuando se necesite efectuar prácticas con el Lanzapuentes Q70T, facilita el lanzamiento de los tramos de puente tipo pontones con su operación. La obra hidrotécnica posee compuertas tipo Taintor para la operación de la piscina; como se muestra en la figura 77 cuando permanecen abiertas, proporciona el normal flujo del río, y cuando se cierran permite que se inunde la piscina para obtener mejores condiciones de uso para la instrucción.

### Figura 77

#### *Operación piscina*



*Nota.* En la figura a) se encuentra la piscina con las compuertas abiertas, mientras que en la parte b) se encuentra funcionando la piscina con las compuertas cerradas.

Se requiere disponer de varios elementos hidráulico-estructurales ubicados antes y después de la obra de control, como: una protección del cauce antes del vertedero, otra protección rígida, después del vertedero, llamado zampeado o losa de aguas abajo. A continuación, una zona de protección flexible del cauce y finalmente un pozo de erosión controlada o de socavación permitida (**Sandoval Erazo W. , 2019**).

### Diseño del Perfil del Vertedero

#### Pilares.

Se van a instalar 3 compuertas tipo Taintor, cada una mide 3 metros de ancho y se requieren 4 pilares que sostengan la estructura. El ancho de los pilares se calcula mediante la siguiente fórmula, tomado de **(Sandoval Erazo W. , 2019)**.

$$e = (0.1 \text{ a } 0.3)L_v$$

Longitud del vano  $L_v=9$  metros

$$e = 0.9 \text{ metros}$$

Se redondea a 1 metro el ancho de cada una de las pilas de la presa y la presa tendrá la siguiente geometría como se aprecia en la figura .

#### Cálculo de Carga Sobre el Vertedero.

Se procede a determinar la altura  $H_o$ , que corresponde a la carga sobre el vertedero, sin embargo, primero se debe calcular la longitud efectiva mediante la siguiente ecuación, tomado de **(Sandoval Erazo W. , 2019)**.

$\sum b_e = \sum b - 0.1 n \zeta H_o$	$\sum b_e = 9\text{m} - 0.1 (6) (0.7) (1\text{m})$	$\sum b_e = 8.58 \text{ m}$
---------------------------------------	--	-----------------------------

Caudal que se vierte por las compuertas Taintor.

$H_o = \left( \frac{Q}{m \sum b_e \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$	$H_o = \left( \frac{15.25 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.40 * 8.58 \text{ m} \sqrt{2(9.81)}} \right)^{2/3}$	$H_o = 1.002 \text{ m}$
---	---	-------------------------

Área de Flujo

$A = b * h$	$A = 12 \text{ m} * 4.5 \text{ m}$	$A = 54 \text{ m}^2$
-------------	------------------------------------	----------------------

Velocidad

$v = \frac{Q}{A}$	$v = \frac{15.25 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{54 \text{ m}^2}$	$v = 0.282 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
-------------------	--	---------------------------------------

Energía de Velocidad

$E_v = \frac{v^2}{2 * g}$	$v = \frac{\left(0.282 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2}{2 * 9.8 \frac{\text{kg} * \text{m}}{\text{s}^2}}$	$v = 0.004$
---------------------------	--	-------------

$$H - H_0 = 1\text{m} - 1.002 \text{ m} = 0.002 \text{ m}$$

Coefficiente de Caudal de un vertedero de pared delgada

Bazin	R. Chugaev	H. Smith
$m = 0.405 + \frac{0.003}{H}$	$m = 0.4 + 0.005 * \frac{H}{p1}$	$m = 0.616 * \left(1 - 0.1 \frac{H}{b}\right)^{2/3}$
$m = 0.408$	$m = 0.401$	$m = 0.602$

Se toma el valor m de R. Chugaev y se realiza la comprobación:

$H_0 = \left(\frac{Q}{m \sum b_e \sqrt{2g}}\right)^{2/3}$	$H_0 = \left(\frac{15.25 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.401 * 8.58 \text{ m} \sqrt{2(9.81)}}\right)^{2/3}$	$H_0 = 1.00 \text{ m}$
---	--	------------------------

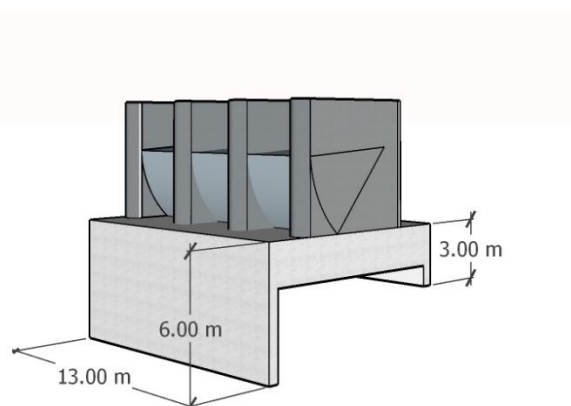
### ***Tablestaca y Muro de Corte***

Para disminuir la subpresión bajo la presa se acostumbra a diseñar muros verticales para cortar o alargar la trayectoria del flujo. Las tablestacas pueden ser fabricadas de cualquier material que permite que puedan ser hincadas en el suelo hasta una profundidad relativamente pequeña (**Sandoval Erazo W. , 2019**).

En la figura 78 se observa 2 tablestacas: la primera que se encuentra río arriba con una profundidad de 6 metros y un ancho de 0.50 metros, la segunda se encuentra en aguas abajo con una profundidad de 3 metros y un ancho de 0.50 metros. La longitud del ancho de la presa es de 13 metros.

### **Figura 78**

*Tablestacas en la presa*



*Nota.* Como se puede apreciar en la figura se tiene una tablestaca al inicio de 6 metros de profundidad y una final de 3 metros de profundidad.

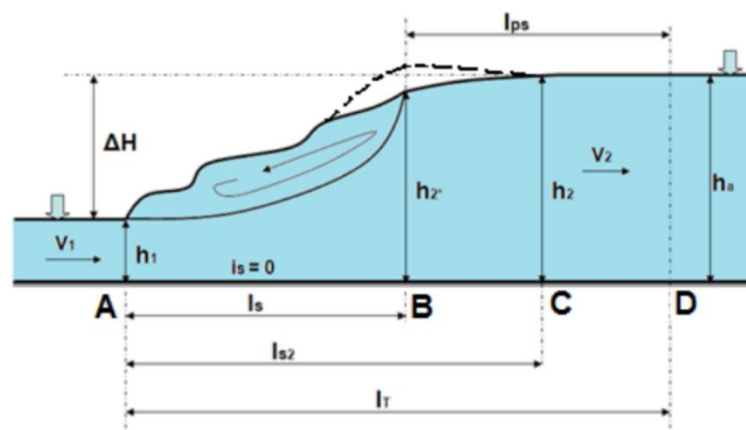
Los muros de corte se los construye directamente en el suelo con hormigón plástico, que es una mezcla de hormigón con bentonita, que se la diseña de acuerdo con las condiciones del suelo (**Sandoval Erazo W. , 2019**).

### Resalto Hidráulico

El primer parámetro importante del resalto es la altura, determinada por la diferencia entre la profundidad inicial  $h_1$  y la final  $h_2$ ; como se muestra la figura 79, donde se efectuará los cálculos previos necesarios para obtenerlos de la siguiente forma (Sandoval Erazo W. , 2019).

**Figura 79**

*Parámetros de resalto hidráulico*



*Nota.* Diferencia de alturas entre  $h_1$  y  $h_2$  que se encuentra en la presa. Tomado de (Sandoval Erazo W. , 2019).

### Cálculo de $h_c$

$H_c$ , es la altura de la profundidad contraída que se establece al pie de la presa y se la obtiene con la siguiente fórmula (Sandoval Erazo W. R., 2013).

$h_c = \frac{Q}{b * C_v * \sqrt{2 * g * (T_o - h_c)}}$	$h_c = \frac{15.25 \frac{m^3}{s}}{9 \text{ m} * 0.90 * \sqrt{2 * 9.81 * (4.5 - 0.2)}}$	$h_c = 0.205 \text{ m}$
--	--	-------------------------

### Cálculo de Froude

Froude.- Es la relación adimensional entre la velocidad media del flujo y la velocidad de difusión de las ondas en el agua se lo calcula de la siguiente manera:

$v_1 = \frac{Q}{b * h_c}$	$v_1 = \frac{15.25 \frac{m^3}{s}}{9 m * 0.205 m}$	$v_1 = 8.266 \frac{m}{s}$
$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{g * h_1}}$	$Fr = \frac{8.266 \frac{m}{s}}{\sqrt{9.8 * 0.205m}}$	$Fr = 5.832$

### Cálculo de h2

Es la altura final que alcanza luego del resalto hidráulico y el valor es el siguiente:

$h_2 = \frac{h_1}{2} * (\sqrt{1 + 8 * Fr^2} - 1)$	$h_2 = \frac{0.205}{2} * (\sqrt{1 + 8 * 5.832^2} - 1)$	$h_2 = 1.591m$
---	--	----------------

### Longitud Posterior al Resalto (Risberma)

Cómo risberma o zampeado se conoce a la zona protegida contra la erosión, posterior al estanque amortiguador o colchón de aguas, que se extiende hasta la zona de la corriente natural del flujo (Sandoval Erazo W. , 2019).

Nombre	Fórmula	Desarrollo	Resultado
Chertousov	$l_{ps} = 2.5 l_s$	$l_{ps} = 2.5 (7.563)$	$l_{ps} = 18.908 m$
Kumin	$l_{ps} = 8 h_{cr}$	$l_{ps} = 8 (0.664)$	$l_{ps} = 5.313 m$
Ohtsu	$l_{ps} = 3.2 h_2$	$l_{ps} = 3.2 (1.591)$	$l_{ps} = 6.206 m$
Romagnoli	$l_{ps} + l_s = 20 (h_2 - h_1)$	$l_{ps} + l_s = 20 (1.591 - 0.205)$	$l_{ps} = 27.725 m$

Vuizgo	$I_{ps} = 0.4 \frac{h_o}{n}$	$I_{ps} = 0.4 \frac{1.34}{0.0563}$	$I_{ps} = 9.52 \text{ m}$
--------	------------------------------	------------------------------------	---------------------------

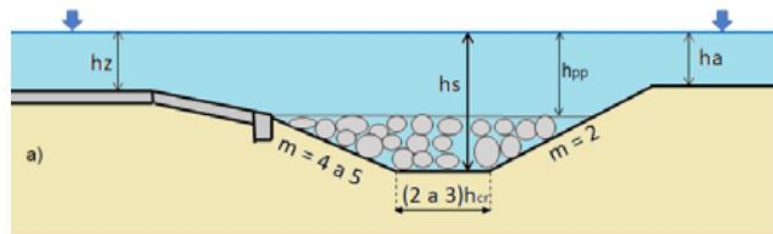
### ***Profundidad de Socavación***

Una vez que el flujo sale de la zona de protección, produce erosión local , que se la debe considerar en el diseño para no afectar a las obras de protección y la propia estabilidad de la presa (**Sandoval Erazo W. , 2019**).

Cuando se realizó la simulación del modelo en el software HEC-RAS, la socavación que se produjo es de 2 metros, por tanto, a continuación, se calcula el diámetro de las partículas gruesas que conforman el enrocado de protección:

VMAX (m/s)	hmin	hmax	dm
4.50	2518.42	2523.05	0.53

Aproximando al inmediato superior, el diámetro es de 0.60 metros de la roca que compone la protección para evitar la socavación como se muestra en la figura 80.



**Figura 80**

*Profundidad de socavación*

*Nota.* Diseño de la profundidad de socavación y enrocado. Tomado de (**Sandoval Erazo W. , 2019**).

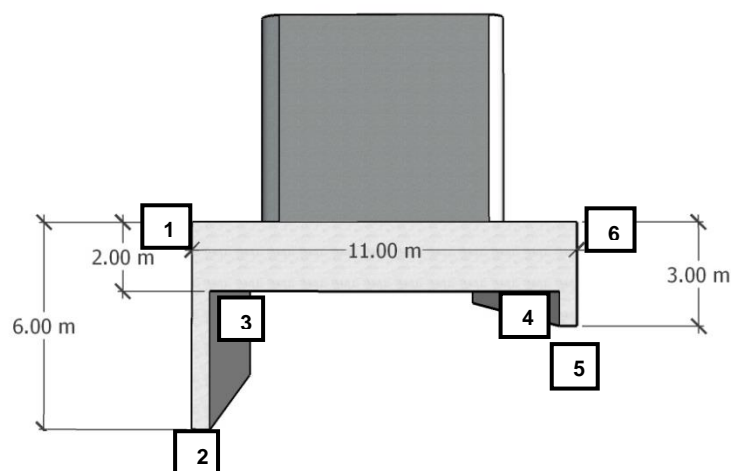
### ***Flujo Subterráneo***

**Método de Chugaev para la Subpresión.**

Para proceder al cálculo, se esquematiza el perfil real subterráneo de la presa en tres elementos básicos: entrada y salida del flujo, flujo horizontal y las pérdidas en los componentes verticales como dientes o tablestacas como se observa en la figura 81. Las pérdidas de presión se las denomina separadamente para cada elemento, a continuación, en la tabla 45, se presenta el cálculo (**Sandoval Erazo W. , 2019**).

**Figura 81**

*Cálculo subpresión*



*Nota.* Es el diagrama del cálculo por el método de Chugaev.

**Tabla 45**

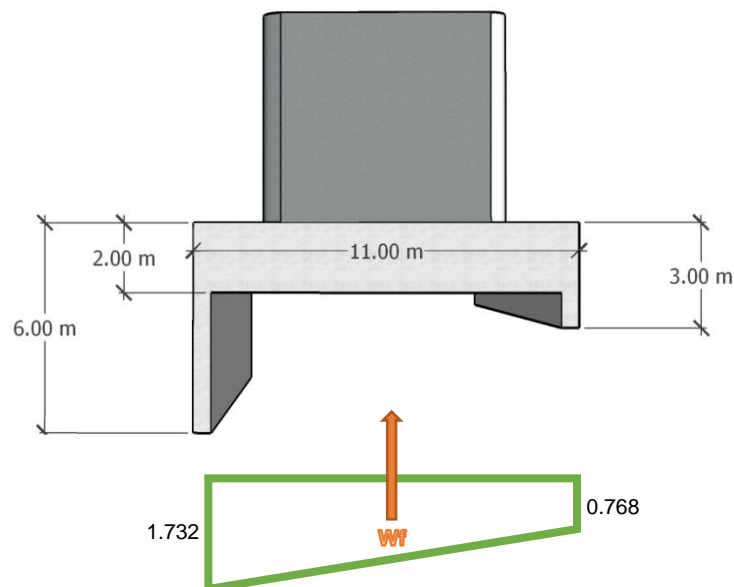
*Cálculo de subpresión*

<b><u>SUBPRESIÓN</u></b>									
<b>TRAMO</b>	<b>DATOS</b>					<b>CÁLCULOS</b>			
	<b>T1</b>	<b>T2</b>	<b>S1</b>	<b>S2</b>	<b>L</b>	<b>Coef.</b>	<b>hi</b>	<b>hj</b>	
<b>I</b>	9.10	6.85	4			1.643	2.083	1.618	1.732
<b>II</b>		6.85	4	1	11	1.241	1.241	0.964	0.768
<b>III</b>	9.10	6.85	1			0.548	0.988	0.768	0.000
	<b>SUMA</b>						<b>4.312</b>	<b>3.350</b>	

*Nota.* Se presentan los valores que posee la presa por efecto de la subpresión

En la figura 82 se muestra el diagrama de subpresión calculado.



**Figura 82***Diagrama de subpresión*

*Nota.* Los valores calculados se muestran en el diagrama de subpresión.

En la tabla 46, se encuentra el cálculo de coeficientes para la gradiente de salida, donde se compara con el gradiente crítico ( $J_{cr}$ ) y se determina si la estructura puede o no ser removido por el flujo.

**Tabla 46***Cálculo coeficientes para el gradiente de salida*

<b><u>GRADIENTE DE SALIDA</u></b>						
<b>TRAMO</b>	<b>DATOS</b>					<b><math>\zeta</math></b>
	<b>T1</b>	<b>T2</b>	<b>S1</b>	<b>S2</b>	<b>L</b>	
<b>I</b>	18.2	16.2	4			1.072
<b>II</b>		16.2	4	1	11	0.525
<b>III</b>	18.2	16.2	1			0.675
	<b>SUMA</b>					<b>2.271</b>

*Nota.* Valores del gradiente de salida.

### Zapeado Rígido

La losa de zapeado rígido es la que soporta la carga dinámica del resalto hidráulico y el lugar donde se produce la disipación de energía cinética del flujo, en vista de lo cual contribuye con hormigón de alta resistencia, especialmente a la abrasión y cavitación. El valor del espesor aproximado con las condiciones más extremas del modelo **(Sandoval Erazo W. , 2019)**.

$$t_z = 0.15 v_1 \sqrt{h_1}$$

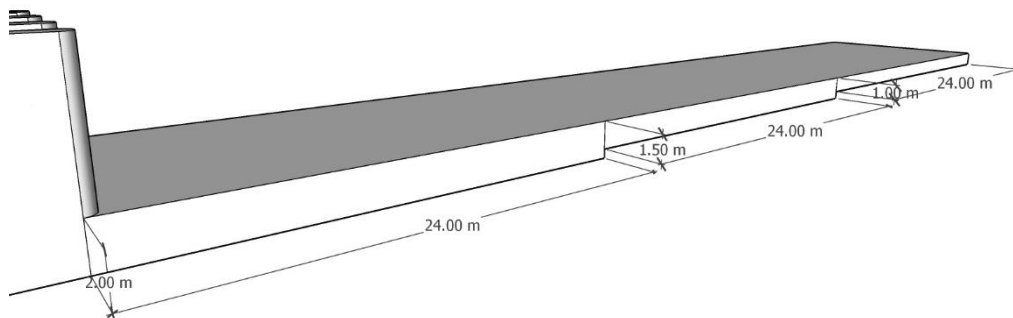
$$t_z = 0.15 \cdot 4.5 \frac{\text{m}}{\text{s}} \sqrt{4.8}$$

$$t_z = 1.47 \text{ m}$$

La losa de acuerdo a los cálculos obtenidos tiene un espesor de 1.50 metros. La cimentación de la presa es de 2 metros, el zapeado rígido es de espesor variable como se muestra en la figura 83 hasta el final con 1 metro.

### Figura 83

*Losa de zapeado rígido*



*Nota.* Espesor de la losa de zapeado rígido.

La longitud total del zapeado rígido es de 72 metros, varía su espesor cada 24 metros hasta que llega a la profundidad de socavación al final.

### **Diseño Estructural**

Una vez dimensionadas las partes de cada uno de los elementos de la presa, se requiere comprobar que cumplan las condiciones de estabilidad como todas las obras de ingeniería (**Sandoval Erazo W. , 2019**).

#### **Condición de Estabilidad al Deslizamiento.**

La posibilidad de deslizamiento de una presa de hormigón a lo largo de la superficie de contacto con el suelo, se lo determina mediante el coeficiente de seguridad al deslizamiento  $k_{sd}$ , que representa la relación entre las fuerzas que sostienen a la presa sobre las que tratan de desplazarla (**Sandoval Erazo W. , 2019**).

$$k_{sd} \geq \frac{fN\cos\alpha + T\sin\alpha + cF}{T\cos\alpha + N\sin\alpha}$$

Donde:

**f**=Coeficiente de fricción entre los materiales

**N**=Sumatoria de fuerzas normales

**T**=Sumatoria de cargas o acciones sobre la presa

**c**=Cohesión entre los materiales

**F**=Área de contacto entre las superficies de deslizamiento

**$\alpha$** =Ángulo de inclinación de la presa con respecto al suelo

$$k_{sd} \geq \frac{86.59}{9.46}$$

$$k_{sd} \geq 9.15 \text{ OK}$$

### Condición de Estabilidad a la Flotación.

El equilibrio de la estructura frente a la flotación queda verificado, si para las situaciones pertinentes se cumple la condición (**Sandoval Erazo W. , 2019**).

$$k_f = \frac{G - E}{W_f + W_d + W_p}$$

Donde:

$G - E$ =Peso de la losa disminuido en el valor del empuje

$W_f$ =Fuerza de Subpresión

$W_d$ =Déficit de presión

$W_p$ =Carga de Presión hidrodinámica

$$k_f = \frac{722.89}{178.726}$$

$$k_f = 4.045 \geq 1.3 \text{ OK}$$

### Condición de Estabilidad al Volcamiento.

El factor de seguridad es el cociente entre los momentos resistentes y los momentos que producen el vuelco. En la sumatoria de los momentos resistentes se incluyen el producido por el peso propio y en los momentos que producen el vuelco se tiene la subpresión y por el empuje hidrostático (**Molina López, 2000**).

$$k_v = \frac{M_R}{M_V}$$

$$k_v = \frac{3975.89}{1324.85}$$

$$k_v = 3 > 1 \text{ OK}$$

## **Diseño de Geomembrana**

El uso de las geomembranas en el diseño de piscinas es una alternativa válida y en muchos casos se utiliza como complemento a las alternativas tradicionales. El empleo de éste geosintético presenta las siguientes características **(PAVCO, 2012)**.

- Son materiales homogéneos, de propiedades completamente cuantificables.
- Bajo una adecuada instalación, sus propiedades no sufren modificaciones durante el proceso constructivo.
- Minimizan el impacto ambiental en las obras y permiten un mejor aprovechamiento de los volúmenes disponibles

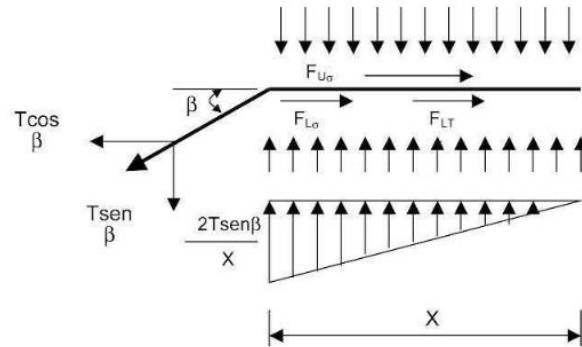
La metodología que se presenta a continuación permite seleccionar la geomembrana más adecuada para ser instalada como barrera impermeable, garantizando la protección del ecosistema en cada una de sus aplicaciones **(PAVCO, 2012)**.

### ***Diseño del Espesor***

El espesor necesario de una geomembrana dependerá del polímero con que esté fabricada la misma, debido a los comportamientos tan distintos a la fluencia de cada uno de los materiales **(PAVCO, 2012)**. En la figura 84 se aprecia las fuerzas que actúan sobre la geomembrana y que deben ser conocidas para establecer el cálculo del espesor de la geomembrana.

**Figura 84**

Modelo de diseño para el espesor de geomembrana



Nota. En la figura se aprecia las fuerzas de fricción que existen entre la parte superior e inferior de la geomembrana. Tomado de (PAVCO, 2012).

La fórmula para el cálculo del espesor de la geomembrana es la siguiente:

$$t = \frac{\sigma_n x (\tan \delta_u + \tan \delta_L)}{\sigma_{adm} (\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L)}$$

Donde:

$t$ =Espesor de la geomembrana

$\sigma_n$ =Esfuerzo aplicado por el material de relleno

$\delta_u$ =Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material superior (ASTM D 5321)

$\delta_L$ = Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material inferior (ASTM D 5321)

$\sigma_{adm}$ =Esfuerzo admisible en la geomembrana

El valor de  $\sigma_n$  se lo obtiene de la siguiente manera:

$\sigma_n = H * \sigma_e$	$\sigma_n = 4.5 \text{ m} * 12.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$\sigma_n = 56.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
---------------------------	--	---

Donde los valores son los siguientes:

$\sigma_n$	$\delta_u$	$\delta_L$	x
$56.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$30^\circ$	$32^\circ$	50 mm

$$t = \frac{56.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} 50 \text{ mm} (\tan 30^\circ + \tan 32^\circ)}{15000 \text{ kPa} (\cos 45^\circ - \sin 45^\circ \tan 32^\circ)}$$

$$t = 0.85 \text{ mm}$$

Comprobación:

$$t = \frac{t_{\text{instalado}}}{t_{\text{requerido}}}$$

$$t = \frac{1.5}{0.850}$$

$$t = 1.765 > 1 \text{ OK}$$

### ***Estabilidad de la Cobertura de Relleno***

Las geomembranas por lo general deben ser recubiertas, con lo cual se busca protección adicional contra la oxidación, protección contra la degradación ultravioleta, protección contra el punzonamiento y el rasgado por materiales angulares, protección ante posibles daños accidentales o intencionales. Se suelen cubrir con espesores pequeños de suelo (**PAVCO, 2012**).

$$FS = \frac{(W \cos \beta) \tan \delta_u(L) + T_{\text{adm}}}{W \sin \beta(L)}$$

Donde:

**W** = Peso del material de relleno

$\beta$ =Ángulo de inclinación del talud con la horizontal

$\delta_u$ =Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material superior

$T_{adm}$ =Fuerza de tensión en la geomembrana

$L$ =Longitud de la inclinación

Los valores son los siguientes:

$W$	$\beta$	$\delta_u$	$T_{adm}$
$5.1 \frac{kN}{m^2}$	45 °	30 °	22.5

$$FS = \frac{2.082 (L) + 22.5}{3.606 (L)}$$

En la tabla 47 se muestran los resultados de la incógnita L

**Tabla 47**

*Resultados de longitud de inclinación*

Longitud de inclinación (m)	FS
1	6.82
2	3.70
3	2.66
4	2.14
5	1.83
6	1.62
7	1.47
8	1.36
9	1.27
10	1.20
11	1.14
12	1.10
13	1.06
14	1.02

*Nota.* En el cuadro se tiene el factor de seguridad mayor a 1 y la longitud de inclinación.



### Diseño de la Longitud o Zanja de Anclaje

Para este chequeo, se tiene en cuenta un estado de esfuerzos dentro de la zanja de anclaje y su mecanismo de resistencia. En la profundidad de la zanja de anclaje se tienen fuerzas laterales actuando sobre la geomembrana, más específicamente una presión activa de tierras que tiende a desestabilizar el sistema y una presión pasiva de tierra que tiende a soportar y se muestra las fuerzas actuantes en la figura 85 (PAVCO, 2012).

**Figura 85**

*Sección transversal de la longitud de desarrollo*

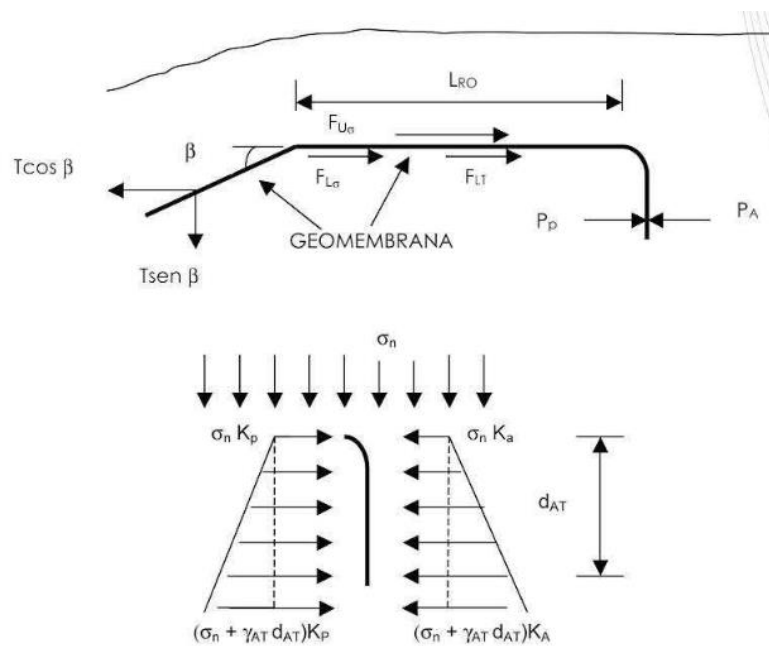


Figura 16.3 Sección transversal de la longitud de desarrollo de una geomembrana con zanja de anclaje y fuerzas actuantes.

*Nota.* Se observa las fuerzas actuantes de la longitud de desarrollo de una geomembrana con zanja de anclaje.

$$T_{adm} = \frac{\sigma_n L_{RO} (\tan \delta_U + \tan \delta_L) - P_A + P_P}{\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L}$$

Donde:

$T_{adm}$ =Fuerza de tensión en la geomembrana

$\sigma_n$ =Esfuerzo normal aplicado por el suelo de cobertura

$L_{RO}$ =Longitud de desarrollo

$\delta_U$ =Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material superior

$\delta_L$ =Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material inferior

$P_A$ =Presión activa de tierras

$P_P$ =Presión pasiva de tierras

$\beta$ =Ángulo que forma el movimiento de la geomembrana a tensión

Los valores son los siguientes:

$\sigma_n$	$\beta$	$\delta_u$	$\delta_L$	$T_{adm}$	$P_A$	$P_P$
$5.1 \frac{kN}{m^2}$	45 °	30 °	32 °	22.5	0.333	3.000

Reemplazando en la fórmula:

$$T_{adm} = \frac{\sigma_n L_{RO} (\tan \delta_U + \tan \delta_L) - P_A + P_P}{\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L}$$

$$22.5 = \frac{6.131 L_{RO} + 22.667 d_{AT}^2 + 13.60 d_{AT}}{0.2653}$$

Se resuelve la ecuación reemplazando  $L_{RO} = 0.30$

$d_{AT} = 0.22 \text{ m}$ ; Se recomienda que sea mayor a 0.30 por razones constructivas.

### ***Chequeo por Supervivencia***

Después de haber escogido la geomembrana aplicando la metodología de diseño, se debe considerar adicionalmente procesos de transporte, manejo e instalación, los cuales están fuera del alcance del diseñador. En la tabla 48 se relacionan algunas propiedades mecánicas de la geomembrana y nos muestra valores a cuatro grados diferentes de supervivencia (**PAVCO, 2012**).

**Tabla 48**

*Valores mínimos recomendados para supervivencia*

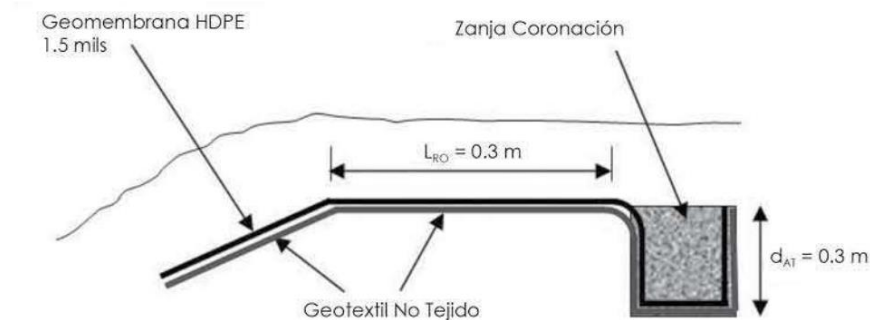
Propiedad física y método de laboratorio	Grado requerido de supervivencia			
	<b>Bajo</b>	<b>Medio</b>	<b>Alto</b>	<b>Muy Alto</b>
Espesor (D5199), mils (mm)	20 (0.50)	30(0.75)	40(1.0)	60(1.5)
Tensión (D6693), Lb/pulg (KN/m)	46(8.0)	69(12)	91(16)	137(24)
Rasgado (D1004), Lb(N)	15(67)	22.7(101)	30.3(135)	45.6(203)
Punzonamiento (D4833), Lb (N)	36(160)	60(268)	80(357)	120(536)
Impacto (D3998 mod), J	10	12	15	20

*Nota.* La geomembrana asociada al proceso de instalación se toman los valores expuestos. Tomado de (**PAVCO, 2012**).

Se revisa en la tabla 47, se cuenta la condición más crítica, la cual exige como condición más crítica, la cual exige como mínimo una geomembrana de 1.5 mm, que cumple todos los parámetros. En la figura 86, se encuentra el diseño final de la geomembrana para la piscina de pontones.

## Figura 86

### Diseño final de geomembrana



*Nota.* Diseño de la geomembrana del centro de instrucción para la piscina pontones.

Tomado de **(PAVCO, 2012)**.

### Gaviones Hidromalla Geoestera

La Hidromalla GEOESTERA® es una malla para la conformación de estructuras de protección de orillas y otras que deban funcionar expuestas a la acción de las corrientes de agua e intemperie, debido a su alta estabilidad estructural, alta resistencia a la tensión y a su durabilidad. La Hidromalla GEOESTERA® está elaborada con el exclusivo Multifilamento G5 de poliéster de alta tenacidad (PET), protegida con un copolímero que la hace altamente resistente ante la carga abrasiva que impone la acción permanente de las corrientes de agua. **(GEOMATRIX, Hidromalla GEOESTERA, 2020)**

### **Descripción y Especificaciones Técnicas**

Se ofrece en tres presentaciones con las siguientes características en la tabla 49 **(GEOMATRIX, 2020)**.

**Tabla 49***Características geoestera*

<b>Referencia</b>	<b>Resistencia kN/m</b>	<b>Tamaño de la abertura (mm)</b>
GEOESTERA 50	55.0 x 55,0	31.1 x 28.6
GEOESTERA 80	80,0 x 80,0	59.6 x 60.5
GEOESTERA 300	300 x 300	44.9 x 59.4

*Nota.* Se tiene las especificaciones técnicas de la geoestera.

**Estabilidad Interna**

En el análisis de estabilidad interna se verifica el comportamiento mecánico de la estructura ante los esfuerzos de tensión generados por el peso del enrocado

**(GEOMATRIX, 2017).**

**Revisión por Tensión en la Hidromalla GEOESTERA.**

Consiste en evaluar la resistencia disponible a tensión de la Hidromalla GEOESTERA, la cual es igual a: **(GEOMATRIX, 2017)**

$$T_{dis} = \frac{T_{ult}}{RF_{ID} * RF_D * RF_{CR}}$$

Donde:

$T_{dis}$  = Tensión disponible para el diseño

$T_{ult}$  = Tensión máxima determinada por el ensayo ASTM D 6637

$RF_{ID}$  = Factor de reducción por daños durante la instalación

$RF_D$  = Factor de reducción por deformación plástica

### **Estabilidad Externa**

Para evaluar la estabilidad externa de la Geoestera se deben tener en cuenta dos aspectos: **(GEOMATRIX, 2017)**

- Estabilidad general del talud
- Resistencia al deslizamiento de la protección

#### **Estabilidad General del Talud**

La estabilidad general del talud se desarrolla mediante un análisis de equilibrio límite, el mecanismo de falla depende de las condiciones particulares del talud. Se recomienda que los factores de seguridad ante la falla general obtenidos a partir de este análisis cumplan las especificaciones particulares de cada región **(GEOMATRIX, 2017)**.

#### **Resistencia al Deslizamiento de la Protección**

Se utiliza para garantizar el adecuado comportamiento mecánico de la Geoestera. Las diferentes fuerzas que actúan sobre el colchón de enrocado se obtienen a partir de los datos dimensionales ingresados **(GEOMATRIX, 2017)**.

$$F_d = \frac{K_s * K_b * \tau_0 * H}{\sin\beta}$$

Donde

$F_d$  = Fuerza de arrastre en la cara de la Geoestera.

$K_s$  = Factor de corrección para la cara del talud.

$K_b$  = Factor que tiene en cuenta el efecto de las curvas.

$\tau_0$  = Esfuerzo cortante en la base del canal o río

$H$  = Altura del talud

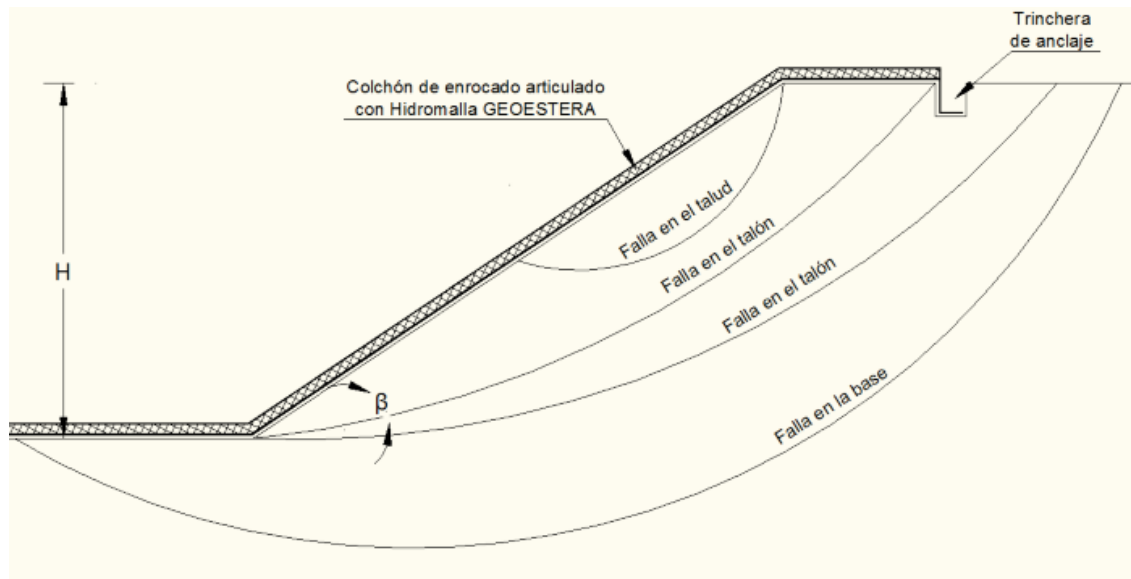
$\beta$  = Ángulo del talud con la horizontal

### **Cálculo de Estabilidad del Talud**

Para considerar la estabilidad general del talud de la masa de suelo que protege la Geoestera, se asume la ocurrencia de una falla en forma de arco. Al continuar con esta suposición, pueden ocurrir varios tipos de fallas, como se muestra en la figura 87. Estas pueden ser de tipo base, falla por el talón (antes o después de la trinchera de anclaje) y falla en el talud (**GEOMATRIX, 2017**).

### **Figura 87**

*Tipos de falla*



*Nota.* Se aprecia las diferentes fallas que puede tener un talud

$$FS = \frac{c}{N_s * \gamma * H}$$

Donde:

**FS** = Condición de estabilidad

**c** = Resistencia al corte no drenado del suelo

**N<sub>s</sub>** = Coeficiente de estabilidad

**γ** = Peso específico del suelo

**H** = Altura del talud

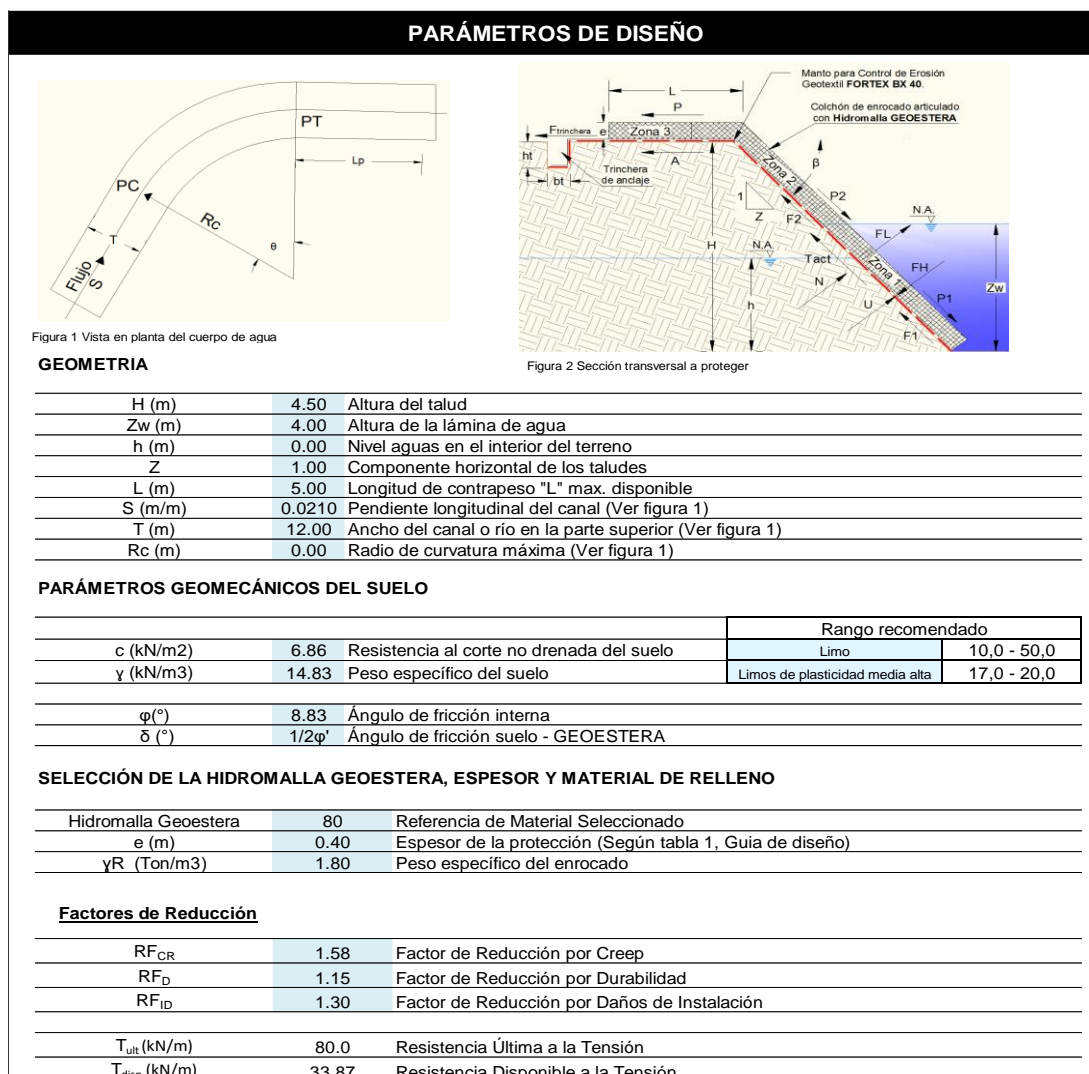
### ***Diseño Final***

El resultado final comprende la especificación de la Hidromalla a utilizar, el espesor del colchón de enrocado, las dimensiones de la trinchera de anclaje **(GEOMATRIX, 2017)**. Se ingresa los datos iniciales en la tabla 50, de acuerdo a la plantilla en Excel de la empresa para el caso particular de la piscina de Pontones



Tabla 50

## Diseño de geoestera



*Nota.* Se ingresaron los parámetros específicos de suelo y condiciones particulares de la piscina de pontones. Tomado de (GEOMATRIX, 2017).

En la tabla 51, se tiene los resultados del diseño final y el informe de recomendación para el uso de geoestera en el proyecto.

Tabla 51

## Resultados finales

<b>RESULTADOS</b>			
<b>Análisis de Estabilidad Interna (Revisión por Tensión de la Hidromalla)</b>			
Zona 1		Componentes de fricción	
Zona 2		Zona 2	
<b>Fuerza Normal (kN)</b>	1.47	<b>Fuerza Normal (kN)</b>	3.24
<b>F1 (kN)</b>	0.40	<b>F2 (kN)</b>	0.87
<b>P1 (kN)</b>	1.47	<b>P2 (kN)</b>	3.24
<b>Revisión por Tensión en la hidromalla</b>			
Zona 1 (Geoestera sumergida)	2.08	kN	
Zona 2 (Geoestera sin sumergir sobre el talud)	4.58	kN	
Zona 3 (Geoestera sin sumergir sobre la corona)	0.77	kN	
Tensión actuante Tact	3.45	kN/m	
Tensión actuante Total Tact	4.22	kN/m	
Tensión disponible Tdis	33.87	kN/m	
<b>FS tensión</b>	<b>16.04</b>	Se considera la resistencia a tensión de la capa de la base y la capa del techo de la Geoestera (2Tdis)	
<b>OK</b>			
<b>Análisis de Estabilidad Externa (Revisión por Estabilidad al Deslizamiento)</b>			
Peso GEOESTERA W	6.67	kN/m	
Presión hidrostática FH	140.47	kN/m	
Presión de poros U	108.78	kN/m	
Fuerza proporcionada por el anclaje P	33.87	kN/m	Es la fuerza de tensión proporcionada por la Hidromalla (Tdis)
$\beta$	45.00	°	
Fuerza de arrastre en la cara FL (kN)	Para simplificar el diseño se asume la fuerza de arrastre en la superficie de la Geoestera (FL) igual a la fuerza de arrastre en dirección paralela a la dirección del flujo (Fd)		
FL = Fd (Fuerza de arrastre en dirección paralela a la dirección del flujo)	9.09	kN/m	Ks 0.770 Kb 2.000
$t_0$	0.93	kN/m <sup>2</sup>	
Ángulo de fricción suelo - GEOESTERA $\delta$	15.00	°	
<b>Chequeo sin anclaje mecánico (Cálculo de la longitud de contrapeso "L" requerida)</b>			
Longitud "L" requerida	4.05	m	
<b>Requiere anclaje mecánico superior (Trinchera de anclaje)</b>			
<b>Con anclaje mecánico superior (considerando la longitud de contrapeso máxima disponible "L")</b>			
Fuerza proporcionada por contrapeso A	11.58	kN/m	
<b>FS deslizamiento</b>	<b>4.70</b>		
<b>OK</b>			
<b>Cálculo de las dimensiones de la trinchera de anclaje</b>			
Fuerza actuante F <sub>actuante</sub>	4.22	kN/m	
Fuerza resistente F <sub>resistente</sub>	9.51	kN/m	
Fuerza anclaje trinchera F <sub>trinchera</sub>	-5.90	kN/m	
Peso específico del relleno $\gamma_{relleno}$	1.80	(Ton/m <sup>3</sup> )	
Área trinchera	0.25	m <sup>2</sup>	
Base b <sub>i</sub>	0.50	m	
Altura h <sub>t</sub>	0.50	m	Proponer una altura
<b>Cálculo de estabilidad interna del suelo (Revisión de la estabilidad del talud)</b>			
Coefficiente de estabilidad (N <sub>s</sub> )	0.17		
Peso específico del suelo	14.83	kN/m <sup>3</sup>	
<b>FS estabilidad suelo</b>	<b>1.51</b>		
<b>OK</b>			

Nota. Se tiene las especificaciones técnicas del material que es empleado en el proyecto. Tomado de (GEOMATRIX, 2017).

Como último paso se tiene el informe de la empresa en la tabla 52, en el cual se realiza el esquema de instalación en el Centro de Instrucción.

Tabla 52

Informe final

### ESPECIFICACIONES DE LA HIDROMALLA GEOESTERA Y RESULTADOS

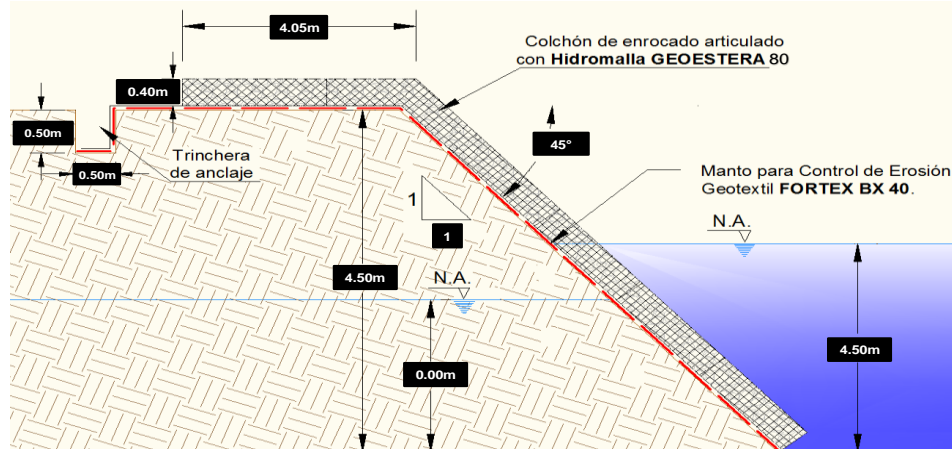
Referencia de la Hidromalla:	Geoestera 80
A continuación, la Tabla 1 presenta las propiedades (en valores VMPR) mínimas que deberá cumplir la Hidromalla Geoestera del Proyecto Diseño estructural del Centro de Instrucción y Capacitación para los Lanzapuentes Mecanizados HZ-1 y Puentes Flotantes tipo Pontones Q70T y el manto para control de erosión con Geotextil Fortex BX-40.	

**Tabla 1. Propiedades (en valores VMPR (1) ) de la Hidromalla Geoestera 80**

Propiedad	Norma	Unidad	Valor
Materia prima de fabricación	-	-	Poliéster
Resistencia mínima a UV (% de retención a 500 horas)	ASTM D 4355	%	98
Resistencia a la Abrasión (resistencia retenida)	ASTM D 3884	%	>90
Peso Molecular Fibra Multifilamento G5	GRI GG8	g/m	98
Nivel de Grupo Carboxilo Multifilamento G5	GRI GG7	m mol/kg	15.2
Resistencia Última MD / TD	ASTM D 6637	N	80,0 / 80,0
Elongación Última MD / TD	ASTM D 6637	%	10,4 / 10,5
Tamaño de Abertura MD x TD	MEDIDO	mm	60 / 60
Resistencia a altas Temperaturas (punto de ablandamiento)	ASTM D 276	°C	240
Ancho	MEDIDO	m	5.3
Largo	MEDIDO	m	25
Área	MEDIDO	m <sup>2</sup>	132.5

**Tabla 2. Propiedades (en valores VMPR (1) ) del manto para control de erosión en Geotextil Fortex BX-40**

Propiedad	Norma	Unidad	Valor
<b>PROPIEDADES FÍSICAS</b>			
Materia prima de fabricación	Fibra multifilamento de Poliéster		
<b>PROPIEDADES MECANICAS</b>			
Resistencia última Método Grab Sentido Longitudinal (MD / TD)	ASTM D-4632	N	1698 / 1658
Método de Tira ancha sentido Longitudinal (MD) resistencia / elongación	ASTM D-4595	kN/m	44,0 (11,6%)
Método de Tira ancha Sentido Transversal (TD) resistencia / elongación			41,0 (11,0%)
Resistencia al 2 % de la deformación (MD / TD)			8,5 / 9,0
Resistencia al 5 % de la deformación (MD / TD)			17,3 / 17,8
Resistencia al punzonamiento estático CBR	ASTM D-6241	N	5182
Resistencia al rasgado trapezoidal Sentido Longitudinal (MD / TD)	ASTM D-4533	N	775 / 749
Estabilidad Ultravioleta	ASTM D-4355	%	>70
<b>PROPIEDADES HIDRAULICAS</b>			
Permeabilidad	ASTM D-4491	cm/s	0.08
Permitividad		s-1	0.95
Tasa de flujo		l/min/m <sup>2</sup>	2897
Tamaño de abertura aparente	ASTM D-4751	mm	<b>0.425</b>



Nota. Especificaciones de Hidromalla Geoestera y Resultados.

## Capítulo V

### Conclusiones y Recomendaciones

#### Conclusiones

En este trabajo se diseñó el Centro de Instrucción y Capacitación de los Lanzapuentes Mecanizados HZ-1 y Puentes Flotantes tipo Pontones Q70T, en el sector del Batallón de Ingenieros No 68 "COTOPAXI", lo más relevante en el diseño estructural en acero y hormigón armado es la simulación en SAP2000 software especializado de ingeniería civil, el Sistema de Información Geográfica ArcGIS ayudó al diseño de obras hidrotécnicas y el software de análisis de ríos HEC-RAS para la piscina de pontones.

En el diseño estructural se trazó diferentes tipos de armados para las celosías de pórticos, vigas y columnas, se optó la celosía tipo Wareaen por su característica de distribuir las cargas en forma uniforme a los miembros estructurales, lo que permite, que los perfiles tipo C y ángulos que conforman la estructura solo trabajen a tracción y compresión, combina gran rigidez y permite economizar los materiales utilizados en sus espesores y dimensiones.

Con los resultados obtenidos del cálculo estructural se puede concluir que los perfiles, ángulos, correas y tensores cumplen las condiciones límites acorde a la norma AISC utilizada en el diseño mediante el software SAP2000, se optimiza la estructura desde el punto de vista económico sin perder la seguridad estructural.

El Centro de Instrucción con sus áreas de entrenamiento pueden operar al mismo tiempo 5 Vehículos Lanzapuentes tipo Pontones Q70T en el río San Pedro y 3 Vehículos Lanzapuentes Mecanizados que representa el 47.06% de la totalidad de los automotores tácticos militares, el resto de los vehículos quedan en la reserva para ser empleados para el siguiente entrenamiento.

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército realizó el levantamiento topográfico del Fuerte Militar “Marco Aurelio Subía Martínez” para la actualización de las coordenadas geográficas WGS84 de los Batallones de Ingeniería No 68 “COTOPAXI” y No 69 “CHIMBORAZO”, lo que contribuyó a la creación del Centro de Instrucción y Capacitación de los Lanzapuentes en la Compañía Puentes.

El laboratorio de suelos del Cuerpo de Ingenieros del Ejército con su personal y equipo, mediante relaciones institucionales con la Universidad de Fuerzas Armadas “ESPE” colaboró en la toma de muestras de los lugares previstos para la creación del Centro de Instrucción y clasificó los suelos mediante ensayos para el diseño estructural del hangar, piscina de hormigón armado, piscina con geomembrana lo que contribuyó para materializar el diseño estructural.

En la investigación se desarrolló el diseño estructural e hidráulico de las piscinas de entrenamiento del Lanzapuentes Mecanizado HZ-1 y del Lanzapuentes tipo Pontones Q70T, lo más relevante de alcanzar los diseños fue el estudio de recipientes que contienen agua en obras de hormigón armado y el diseño hidrológico del río San Pedro para la piscina de pontones para que el personal de ingeniería se capacite en el manejo de estos equipos de forma permanente y segura.

El Centro de Instrucción con sus áreas de entrenamiento pueden operar al mismo tiempo 5 Vehículos Lanzapuentes tipo Pontones Q70T en el río San Pedro y 3 Vehículos Lanzapuentes Mecanizados que representa el 47.06% de la totalidad de los automotores tácticos militares, el resto de los vehículos quedan en la reserva para ser empleados para el siguiente entrenamiento.

## Recomendaciones

Además de los ensayos SPT (Standar Penetración Test) y refracción sísmica, es necesario realizar los ensayos requeridos para obtener la mayor cantidad de datos posibles del tipo de suelo en el que se pretende construir una edificación con las dimensiones iguales o superiores al presente proyecto para determinar la correcta estratigrafía del suelo.

En la construcción se debe tomar en consideración un estricto seguimiento a cada uno de los trabajos que se realicen, en especial de las técnicas de montaje a ser empleadas en cada una de las estructuras, porque puede ser causal de fisuras que puedan afectar al período de vida útil de la obra.

Es importante mencionar que el presente estudio puede ser analizado mediante los costos de construcción y los materiales que se van a utilizar, verificar la factibilidad de reducción de costos en la estructura metálica del hangar, piscina de hormigón armado y de pontones; con los diferentes proveedores de materiales de construcción existentes en el mercado nacional.

Capacitar al personal que se encuentra en el Batallón de Ingenieros No 68 "COTOPAXI", en la operación de las compuertas tipo Taintor de la presa que se encuentra en el río San Pedro, donde se va a emplear el Lanzapuentes tipo Pontones Q70T.

## Referencias

- ACI 318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. United States: American Concrete Institute.
- AISC. (2006). *Base Plate and Anchor Rod Design*. American Institute of Steel Construction.
- AISC. (2016). *Specification for structural Steel buildings*. Chicago, Estados Unidos: American Institute of Steel Construction.
- ASCE. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Virginia, Estados Unidos: American Society of Civil Engineers.
- ASCE. (2016). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. Virginia, Estados Unidos.
- B.E 68 "COTOPAXI". (2016). *Manual de empleo de los Lanzapuentes tipo Pontones Q70T*. Sangolquí, Ecuador.
- B.E 68 "COTOPAXI". (2016). *Manual de Empleo del Lanzapuentes Mecanizado HZ-1*. Sangolquí, Ecuador.
- Barchrach, D. (2014). *Guerra en la Décimo-Century Alemania*. Woodbridge: Boydell Press.
- Bernabé, M. A., Baile Simon, D., Carreón, D., Cerca, M., Culqui, J., González, M. E., . . . Rodriguez, F. (2015). *Gestión de riesgo en el Ecuador*. (T. T. GEO1-ESPE, Ed.) Sangolquí, Ecuador: Editorial ESPE.
- Brooks, H. (2010). *Basics of Retaining Wall Design* (8th Edition ed.). Corona del Mar: HBA Publications, Inc.
- Brunner, G. W. (February de 2016). *HEC-RAS River Analysis System User's Manual*. USA: US Army Corps of Engineers Institute for Water Resources Hydrologic Engineering Center (HEC).
- Brunner, G. W. (February de 2016). *HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual*. US ARMY CORPS OF HYDROLOGIC ENGINEERS CENTER.
- Brunner, G., Warner, J., Wolfe, B., Piper, S., & Marston, L. (February de 2016). *HEC-RAS, River Analysis System Applications Guide*. USA: US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center.
- Çengel, Y. A., & Cimbala, J. M. (2018). *Mecánica de Fluidos Fundamentos y Aplicaciones*. Ciudad de México, México: Mc Graw Hill.
- Constante, S. (2019). Comparación técnico-económica del comportamiento a la contracción y temperatura del hormigón tipo Deck, utilizando fibras de acero vs malla de acero electrosoldada. (*Tesis de Grado*). Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito, Ecuador.

- Córdova Alvéstegui, C. (2015). *Diseño de Estructuras de Hormigón Armado* (Tercera Edición ed.). Santiago de Chile, Chile: Editorial USACH.
- Cuerpo de Ingenieros del Ejército . (2017). *Cuerpo de Ingenieros del Ejército*. Obtenido de Ingeniería militar cuenta con modernos vehículos lanza puentes: <http://cuerpodeingenierosdelejercito.mil.ec>
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones* (Séptima edición ed.). México, D.F, México: Cengage Learning Editores, S.A.
- Engineers., A. S. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. Virginia, Estados Unidos .
- Escobar Peralta, J. M. (2015). Efectos socio-ambientales del cambio del uso del suelo sobre el río San Pedro en el tramo comprendido entre las parroquias Machachi y Uyumbichu; y gestión de la contaminación. (*Tesis de Pregrado*). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.
- Escobar Peralta, J. M. (2015). Efectos Socio-Ambientales del Cambio del Uso del Suelo sobre el Río San Pedro en el tramo comprendido entre las Parroquias Machacho y Uyumbicho; y Gestión de la Contaminación. (*Tesis de Grado*). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Pichincha.
- Figuerola Montoya, J. M. (2019). Aplicación del Hec-RAS para la modelación hidráulica y determinación de zonas de inundación en las riberas del río Jipijapa (UNESUM-BYPASS). (*Tesis de Grado*). Universidad Estatal del Sur de Manabí, Jipijapa, Manabí, Ecuador.
- Fuerzas Armadas del Ecuador. (2012). *Plan Estratégico Institucional de Fuerzas Armadas 2010 - 2021*. Comando Conjunto , Comando conjunto de Fuerzas Armadas. Estado Mayor Institucional . Quito: Fuerzas Armadas Ecuador. Obtenido de [https://www.cffaa.mil.ec/wp-content/uploads/sites/8/2019/04/k-anexo-1-PLAN-ESTRATEGICO-FF.AA\\_-2010-2021.pdf](https://www.cffaa.mil.ec/wp-content/uploads/sites/8/2019/04/k-anexo-1-PLAN-ESTRATEGICO-FF.AA_-2010-2021.pdf)
- Gallegos Campos, C. G. (2006). Guía Multimedia para el Diseño de Muros a Gravedad, Muros en Cantiliver y Muros con Contrafuertes. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador.
- García Meseguer, Á., Morán Cabré, F., & Arroyo Portero, J. C. (2009). *Hormigón Armado Jiménez Montoya* (15 ed.). Barcelona, España: Parangona Realització.
- GEOMATRIX. (2017). *Guía para el Diseño de Colchones de Enrocado Armado con Hidromalla Geoestera*.
- GEOMATRIX. (2020). Aplicaciones GEOESTERA. Bogotá, Colombia: Lafayette.
- GEOMATRIX. (31 de Mayo de 2020). *Hidromalla GEOESTERA*. Obtenido de GEOMATRIX: <https://www.geomatrix.co/productos/hidromalla/>
- Gobierno de la República del Ecuador. (2018). *Plan Nacional de respuesta ante desastres*. Plan Nacional de Gestión de Riesgos, Subsecretaría de Preparación y Respuesta ante Eventos



- Adversos, Secretaría de Gestión de Riesgos, Quito. Obtenido de [www.gestionderiesgos.gob.ec](http://www.gestionderiesgos.gob.ec)
- Google Earth. (Enero de 2020). *Río San Pedro*. Obtenido de [https://earth.google.com/web/@-0.8144411,-78.55857438,38018.76096994a,0d,35y,0h,44.9705t,0r?utm\\_source=earth7&utm\\_campaign=vine&hl=es-419](https://earth.google.com/web/@-0.8144411,-78.55857438,38018.76096994a,0d,35y,0h,44.9705t,0r?utm_source=earth7&utm_campaign=vine&hl=es-419)
- Google Maps. (Abril de 2020). *Fuerte Militar "Marco Aurelio Subía Ríos"*. Obtenido de <https://www.google.es/maps/@-0.3514701,-78.4755905,1177m/data=!3m1!1e3>
- Gutiérrez Díez, L. A. (2017). *Evolución de la tecnología militar y su "Impacto en España"*. Madrid: Ministerio de Defensa. Gobierno de España .
- Hardzone Industry Corp. Ltd. (Febrero de 2020). *China Harzone Industry Corp., Ltd*. Obtenido de [https://es.made-in-china.com/co\\_huazhouindustry/](https://es.made-in-china.com/co_huazhouindustry/)
- Ideal Alambrec Bekaert. (Marzo de 2020). *Mallas Electrosoldadas*. Obtenido de <https://idealalambrec.bekaert.com/es-MX/>
- INAMHI. (2014). *Anuario Meteorológico*. Quito, Ecuador.
- KUBIEC. (Enero de 2020). *KUTÉRMICO*. Obtenido de <https://kubiec.com/kutermico/>
- Lisa, A. (30 de octubre de 2019). *19 impresionantes vehículos terrestres modernos de E.E.U.U.* Obtenido de Cheapism: <https://blog.cheapism.com/es/vehiculos-militares/>
- Lucero Pardo, F. H., Pachacama Caiza, E. A., & Rodríguez Montero, W. A. (2012). *Análisis y Diseño de Muros De Contención. (Tesis de Pregrado)*. Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado* (Octava Edición ed.). Mexico D.F., México: Alfaomega Grupo Editor S.A. de C.V.
- Ministerio de Defensa Nacional . (Enero de 2020). *Ministerio de Defensa Nacional* . Obtenido de Valores, Misión y Visión: <https://www.defensa.gob.ec/valoresmisionvision/>
- Molina López, P. (2000). *Análisis de la Estabilidad de Presas de Gravedad en Condiciones de Incertidumbre. (Tesis de Pregrado)*. Universidad Politécnica de Cartagena, Cartagena, España.
- NEC - 15. (2015). *Estructuras de Acero, NEC-SE-AC*. Ecuador: Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- NEC - 15. (2015). *NEC-SE-CG*. Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- NEC - 15. (2015). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Norma Ecuatoriana de la Cosntrucción.

- Orihuela Canchari, J. (2017). Análisis y Diseño para Estructuras de Concreto Armado en Tanques Rectangulares y sus Aplicaciones en las Obras Civiles. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Continental, Huancayo, Perú.
- Pastillo Andrango, J. R. (2014). Cálculo y Diseño de Tanques Rectangulares de Hormigón Armado con Sistema de Recirculación y Bombeo. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- PAVCO, D. d. (Junio de 2012). Manual de Diseño con Geosintéticos. *Novena Edición*. Bogotá, Colombia: Norte Gráfico.
- Pavón Rodríguez, V. M. (2001). *Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para Contener Líquidos*. México, D.F., México: Fundación ICA.
- Porten Performance & Tecnology. (Mayo de 2020). *Ficha técnica de Motobomba de Agua de Alta Presión*. Obtenido de [https://www.portentools.com/detalle\\_producto.php](https://www.portentools.com/detalle_producto.php)
- Ramírez, D. (2017). *Mecanización del ejército Alemán (1914-1943). ¿Un huérfano de guerra?* San Andrés: Universidad Católica de la Santísima Concepción. Obtenido de <http://repositoriodigital.ucsc.cl/bitstream/handle/25022009/1378/Ramirez%20Gonzalez%20Diego.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- RCSC. (2014). *Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts*. Chicago, United : Boltcouncil.
- Rojas Montalvo, F. J. (2014). Bases de Diseño Hidráulico para los Encauzamientos o Canalizaciones de Ríos. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- Salazar Aguilar, V. E. (2014). Modelo de la Variación Multianual del Caudal del Río San Pedro en Machachi de los años 1985-2009 utilizando herramientas de SIG. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Tecnológica Equinoccial, Quito, Ecuador.
- Sandoval Erazo, W. (2019). *Diseño de Obras Hidrotécnicas*. Quito, Pichincha, Ecuador: EDIESPE.
- Sandoval Erazo, W. R. (2013). *Principios de la Hidráulica 2*. Sangolquí, Ecuador: EDIESPE.
- Sandoval Erazo, W., & Aguilera Ortiz, E. (2014). Determinación de Caudales en cuencas con poca información Hidrológica. *Revista Ciencia UNEMI*.
- Sempere, C. M. (2018). *Tecnología de la Defensa. Análisis de la situación Española*. Madrid: Instituto Universitario "General Gutiérrez Mellado" de la Investigación sobre la Paz, la Seguridad y la Defensa. Obtenido de <https://iugm.es/wp-content/uploads/2018/05/TECNOLOGÍA-Y-DEFENSA-MILITAR-definitivo-ok.pdf>
- Serrano Aragón, Á. E. (2014). Análisis de la Unión Columna Metálica - Plinto de Hormigón Armado y su Influencia en el Cálculo y Diseño Estructural del Complejo Deportivo Municipal del Cantón Guaranda Provincia de Bolívar. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador.

- SNGRE. (2019). *Plan Nacional de Seguridad Integral*. Sistema Nacional de Gestión de Riesgos y Emergencias. Quito: Instituto Geográfico Militar. Obtenido de <https://www.defensa.gob.ec>
- Solano Zúñiga, T. D., & Vintimilla Villavicencio, N. C. (2013). Estudio Fluviomorfológico del Río Vinces y Determinación de las Áreas de Inundación de la Zona de Influencia del Proyecto Pacalori Aplicando HEC-GEORAS. (*Tesis de Grado*). Universidad de Cuenca, Cuenca, Azuay, Ecuador.
- Streeter, V. L., Wylie, E. B., & Bedford, K. W. (2000). *Mecánica de Fluidos* (Novena Edición ed.). Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.
- White, F. M. (2003). *Mecánica de Fluidos* (Quinta Edición ed.). Madrid, España: McGraw-Hill.
- Zavala Córdova, L. E. (2017). Desarrollo de una Aplicación Basada en Matlab para el Cálculo de Muros a Gravedad, Muros en Volado o Cantiléver, Muros con Contrafuertes. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador.
- Zúñiga Gallegos, J. (2000). VIGCIM. *Vigas de Cimentación*. Sangolquí, Pichincha, Ecuador.

**Anexos**