



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

GUÍA DE DISEÑO DE PUENTES DE HORMIGÓN PARA EL TRANSPORTE DE RELAVES

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

CAMILA ANDREA ZAMORANO VALENZUELA

PROFESOR GUÍA:
LUIS FERNANDO MOYANO OJEDA

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
CÉSAR BELTRÁN CORREA
ELIZABETH PARRA HENRÍQUEZ

SANTIAGO DE CHILE
2020

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE:** Ingeniera Civil
POR: Camila Andrea Zamorano Valenzuela
FECHA: 14/06/2020
PROFESOR: Luis Moyano Ojeda

GUÍA DE DISEÑO DE PUENTES EN HORMIGÓN ARMADO PARA EL TRANSPORTE DE RELAVES

El presente trabajo pretende orientar el diseño de puentes como parte del sistema de transporte de relaves. El material de relave es transportado desde las plantas de procesos hasta ser depositado en un tranque, atravesando topografías diversas, generalmente con trazados de longitud de cientos de kilómetros.

Las obras componentes del sistema de transporte de relaves son, caídas o rápidos, cajones de disipación de energía, cajones de traspaso, tranques auxiliares intermedios de almacenamiento y puentes. El diseño del Puente es definido por variables multidisciplinarias, como la cantidad de relave a transportar, el trazado en elevación de la plataforma que sustenta la canoa, las dimensiones de la canoa y los sistemas de control del flujo del caudal.

La guía proporciona principios básicos del diseño estructural de puentes de hormigón (canao de hormigón autoportante) para transporte de relaves y bases del diseño hidráulico del flujo de relave. Además, se incluyen recomendaciones asociadas a la mantenibilidad del puente en su operación. Se incorporan los criterios generales de las disciplinas que participan en la definición del proyecto y se describen aquellas que inciden directamente en la definición del Puente.

Se incorpora también, la clasificación de los niveles de ingeniería (según la Asociación americana de ingeniería de costos) y los alcances de cada uno, en este tipo de proyectos. Se presenta un cuadro resumen de los niveles de Ingeniería destacando los principales aspectos que se definen en cada disciplina como aporte multidisciplinario a la guía.

El trabajo resume la experiencia de diseño de puentes seleccionando un caso estándar, cuya quebrada es de 40 metros de altura y longitud de 300 metros, condición común en los sistemas de transportes de relave nacional ubicados en la precordillera. Dadas las condiciones, se elaboran dos alternativas. Se elige Ingeniería básica o nivel 3 para definir los parámetros de diseño de estas alternativas.

Finalmente, se evalúan las dos propuestas de estructuración de puente. La primera es una canoa autoportada, con pasillos laterales para el tránsito peatonal y la segunda consta de dos canoas (una considerada como operación *bypass*) y un pasillo de inspección vehicular. El concepto importante del segundo caso es: la redundancia de canoas que permite la continuidad operacional al tener disponibilidad de una u otra para el escurrimiento continuo del relave. Se plantea tener una redundancia que en los puentes actuales no existe y evaluar con una estructuración similar el aumento en el costo de incorporar una segunda canoa *bypass*.

Agradecimientos

Agradezco a mi familia por la confianza y amor. A mi mamá por nunca dejar de creer en mí. A mi papá por hacerme parte de su mundo y compartirme sus intereses. A mis hermanos porque sin ellos la vida no sería lo buena que es. Agradezco especialmente a mis abuelos, los mejores del mundo, nunca podre retribuir tanto cariño y preocupación, los amo.

A mis compas de la u, no imagine que en esta etapa de la vida encontraría amistades tan profundas y sinceras. Son muchos los momentos que atesoro, y no me cabe duda que vendrán más. Mención aparte a mis amigas del Cervellón, es gratificante saber que siempre están ahí, y comprobar en cada junta que el tiempo no cambia las cosas.

Por último, a mi compañero Octavio Silva, por compartir esta experiencia y ayudarme en lo que fuese necesario. A la comisión, profesora Elizabeth Parra y Cesar Beltrán, gracias por su buena disposición a ayudar y resolver inquietudes. A Roberto Olivares, Alonso Peraita, Felipe Dibarrart, Ricardo Villegas, Ricardo Ávila, Marco Santibañez por colaborar a la guía en sus respectivas áreas. Agradezco a la empresa Wood PLC por haberme confiado la responsabilidad de esta memoria, que junto con ser un requisito para la titulación es un paso más en mi crecimiento profesional. A mi profesor guía, Fernando Moyano por el tiempo y la experiencia dedicados a este trabajo.

Tabla de contenido

CAPÍTULO 1	Introducción	1
1.1	Aspectos generales.....	2
1.2	Objetivos.....	2
CAPÍTULO 2	Niveles de Ingeniería.....	4
2.1	Tipos de Estudios de Factibilidad económica.....	4
2.1.1	Definiciones y descripciones de estudios de factibilidad.....	5
2.2	Nivel de Ingeniería seleccionada para el estudio.....	10
CAPÍTULO 3	Bases de diseño	12
3.1	Disciplinas	12
3.1.1	Procesos.....	12
3.1.2	Hidráulica	16
3.1.3	Geotecnia.....	28
3.1.4	Civil.....	30
3.1.5	Electricidad e Instrumentación.....	32
3.1.6	Estructuras	33
3.1.7	Ambiental	65
3.1.8	Mantenibilidad y mantenimiento.....	66
3.1.9	Costos	70
3.2	Esquema resumen	70
CAPÍTULO 4	Análisis caso seleccionado.....	72
4.1	Condiciones de sitio.....	72
4.2	Consideraciones de diseño a nivel multidisciplinario.....	73
4.2.1	Hidráulica	73
4.2.2	Estructuras	73
4.2.3	Instrumentación	74
4.3	Estructuración propuesta.....	76
4.3.1	Caso 1: Puente con pasillo peatonal	77
4.3.2	Caso 2: Puente canoa <i>bypass</i> y tránsito vehicular	79

4.4	Cálculo estructural	80
4.4.1	Superestructura	80
4.4.2	Subestructura y Fundaciones	89
4.4.3	Juntas, placas de apoyo y barras de anclaje antisísmicas	96
CAPÍTULO 5 Análisis de costo casos seleccionados.....		105
5.1	Costo Caso 1	105
5.2	Costo Caso 2	107
CAPÍTULO 6 Conclusiones		111
6.1	Tipo de Estimado	111
6.2	Bases de Diseño	111
6.3	Comentarios de diseño	111
6.4	Sobre la operación	112
6.5	Parámetros de precios y cantidades	113
6.6	Análisis de alternativas	114
6.7	Comentarios Finales	114
Glosario		116
Bibliografía.....		118
Apéndices y Anexos		120
Apéndice A Memoria de Cálculo		121
Apéndice A.1: Memoria de Cálculo Hidráulica.....		121
Apéndice A.2: Memoria de Cálculo Estructural		123
Apéndice B Planos.....		172
Anexo 1 Zonificación sísmica		181
Anexo 2 Movimiento líquidos en estanque		189
Anexo 3 Carga de viento		192

Índice de Ecuaciones

Ecuación 3.1: Altura total de la canoa _____	16
Ecuación 3.2: Concentración de la pulpa _____	17
Ecuación 3.3: Peso específico de la pulpa _____	17
Ecuación 3.4: Ecuación de Manning _____	17
Ecuación 3.5: Radio Hidráulico _____	17
Ecuación 3.6: Área sección transversal del fluido _____	17
Ecuación 3.7: Caudal _____	17
Ecuación 3.8: Expresión de Douma para revancha y parámetros asociados _____	18
Ecuación 3.9: Expresión de Ippen para revancha y parámetros asociados _____	18
Ecuación 3.10: Criterio del departamento del interior de Estados Unidos para revancha _____	19
Ecuación 3.11: Condición de escurrimiento _____	20
Ecuación 3.12: Energía crítica _____	20
Ecuación 3.13: Altura crítica de escurrimiento _____	20
Ecuación 3.14: Velocidad crítica de escurrimiento _____	20
Ecuación 3.15: Condición velocidad de depositación _____	20
Ecuación 3.16: Velocidad límite de Durand [m/s] _____	21
Ecuación 3.17: Velocidad límite de Vocaddlo y Sagoo _____	21
Ecuación 3.18: Velocidad límite VST Ingenieros _____	21
Ecuación 3.19: Tasa de desgaste canoa García _____	21
Ecuación 3.20: Estimación espesor hormigón de sacrificio _____	22
Ecuación 3.21: Índice de erosionabilidad de Kristen _____	23
Ecuación 3.22: Socavación de Breusers y otros. _____	23
Ecuación 3.23: Socavación EDE. _____	24
Ecuación 3.24: Socavación Richardson _____	24
Ecuación 3.25: Factores de corrección socavación pilas _____	24
Ecuación 3.26: Factores de corrección socavación pilas _____	24
Ecuación 3.27: Socavación Melville _____	25
Ecuación 3.28: Velocidad crítica de arrastre sedimentos finos _____	25
Ecuación 3.29: Velocidad crítica de arrastre sedimentos gruesos _____	25
Ecuación 3.30: Socavación método franjas _____	26
Ecuación 3.31: Altura crítica sedimentos finos _____	26
Ecuación 3.32: Altura crítica sedimentos gruesos _____	26
Ecuación 3.33: Altura escurrimiento sedimentos no cohesivos _____	27
Ecuación 3.34: Altura escurrimiento sedimentos no cohesivos _____	27
Ecuación 3.35: Altura escurrimiento sedimentos no cohesivos _____	28
Ecuación 3.36: Velocidad de onda de corte promedio en los primeros 30 metros _____	29
Ecuación 3.37: Amenaza sísmica (UNDRO, 1979) _____	33
Ecuación 3.38: Riesgo sísmico (UNDRO, 1979) _____	33
Ecuación 3.39: Relación frecuencia-magnitud sismos _____	35

Ecuación 3.40: Módulo elástico Hormigón _____	40
Ecuación 3.41: Módulo de Poisson _____	40
Ecuación 3.42: Aumento de la resistencia a la compresión por el confinamiento _____	40
Ecuación 3.43: Resistencia a la tracción, ACI 318-05 _____	40
Ecuación 3.44: Resistencia barras de refuerzo _____	41
Ecuación 3.45: Rigidez barras de refuerzo _____	41
Ecuación 3.46: Ductilidad barras de refuerzo _____	41
Ecuación 3.47: Carga uniforme para sobrecarga de operación _____	49
Ecuación 3.48: Corte máximo en viga simplemente apoyada _____	49
Ecuación 3.49: Momento máximo en viga simplemente apoyada _____	49
Ecuación 3.50: Criterio 1 determinación altura del sedimento _____	50
Ecuación 3.51: Carga uniforme para sobrecarga accidental _____	50
Ecuación 3.52: Tensión vertical de suelo _____	51
Ecuación 3.53: Coeficiente de tensión de suelo en reposo _____	51
Ecuación 3.54: Coeficiente de tensión de suelo de grano grueso _____	51
Ecuación 3.55: Coeficiente de tensión de suelo grano fino _____	52
Ecuación 3.56: Coeficiente de tensión para arcillas preconsolidadas _____	52
Ecuación 3.57: Empuje en suelo seco _____	52
Ecuación 3.58: Empuje en suelo con agua _____	52
Ecuación 3.59: Corte basal horizontal _____	56
Ecuación 3.60: Coeficiente sísmico _____	56
Ecuación 3.61: Coeficiente sísmico mínimo _____	58
Ecuación 3.62: Coeficiente sísmico vertical _____	59
Ecuación 3.63: Fuerza sísmica vertical _____	59
Ecuación 3.64: Conversión °F a °C _____	60
Ecuación 3.65: Dilatación o contracción por cambio de temperatura _____	60
Ecuación 4.1: Tamaño fisura Gergely y Lutz _____	82
Ecuación 4.2: Tamaño fisura Frosh _____	82
Ecuación 4.3: Dilatación axial térmica _____	83
Ecuación 4.4: Ejemplo dilatación termica _____	84
Ecuación 4.5: Cambio de longitud del elemento _____	96
Ecuación 4.6: Ancho mínimo junta _____	97
Ecuación 4.7: Tensión admisible a compresión, placa de apoyo _____	99
Ecuación 4.8: Factor de forma de una capa de placa de apoyo _____	99
Ecuación 4.9: Deformación admisible a compresión, placa de apoyo _____	100
Ecuación 4.10: Rotación admisible, placa de apoyo _____	100
Ecuación 4.11: Deformación admisible por corte, placa de apoyo _____	101
Ecuación 4.12: Estabilidad, placa de apoyo con lamina de acero _____	101
Ecuación 4.13: Estabilidad, placa de apoyo sin lamina de acero _____	101
Ecuación 4.14: Tensión admisible barras de anclaje _____	104
Ecuación A.1: Factor masa impulsiva _____	190
Ecuación A.2: Factor masa convectiva _____	190

Ecuación A.3: Elevación máxima de onda en estanque rectangular	190
Ecuación A.4: Coeficiente de respuesta sísmica	191
Ecuación A.5: Coeficiente de respuesta sísmica	191
Ecuación A.6: Fuerza de viento de diseño para otras estructuras [N]	192
Ecuación A.7: Factor topográfico	199
Ecuación A.8: Factor de ráfaga para estructuras rígidas	201
Ecuación A.9: Intensidad de turbulencia a una altura Z	201
Ecuación A.10: Factor de respuesta de fondo	201
Ecuación A.11: Escala de longitud integral de turbulencia	201
Ecuación A.12: Distribución de velocidades [N/m ²]	202

Índice de Figuras

Figura 1.1: Esquema resumen Guía de diseño	3
Figura 2.1: Variabilidad en los rangos de precisión para un estimado en una industria de procesos	5
Figura 2.2: Esquema fases de ingeniería	11
Figura 3.1: Diagrama sistema transporte de relaves	15
Figura 3.2: Esquema embanque caudal	16
Figura 3.3: Rangos de operación dada la concentración [%] y la producción [tpdx1000]	19
Figura 3.4: Socavación de pilas	23
Figura 3.5: Método franjas altura crítica	26
Figura 3.6: Método franjas horizontales para socavación	27
Figura 3.7: Secciones transversales de corte y relleno para trazado	30
Figura 3.8: Fases del método determinista	35
Figura 3.9: Fases del método probabilista Fuente: Ingeniería Geológica Luis Gonzáles de Vallejo	36
Figura 3.10: Tipos de sismos en Chile. Fuente: Centro Sismológico Nacional (CSN)	37
Figura 3.11: Ensayo a compresión probeta cilíndrica de hormigón.	39
Figura 3.12: Efectos de la edad en la resistencia a compresión f'_c	39
Figura 3.13: Efecto relación agua/cemento en la resistencia a la compresión	40
Figura 3.14: Nomenclatura Acero NCh 203-06	44
Figura 3.15: Modelamiento sobrecarga de operación	49
Figura 3.16: Criterio altura sedimento y relave para embanque	50
Figura 3.17: Tensión de suelo en reposo	51
Figura 3.18: Camioneta tipo para diseño de puente	53
Figura 3.19: Camión estándar AASHTO	54
Figura 3.20: Modelo elementos finitos para estimar periodo fundamental columna	57
Figura 3.21: Direcciones de análisis para el sismo	58
Figura 3.22: (Izquierda) Mapa radiación horizontal difusa Estados Unidos. Fuente:Globalsolaratlas.info. (Derecha) Zonas de radiación solar en Estados Unidos. Fuente: AASHTO LRFD 2017	61
Figura 3.23: Mapa radiación horizontal difusa en Chile. Fuente: Globalsolaratlas.info	61
Figura 3.24: Gradiente de temperatura vertical positivo en superestructuras de hormigón y acero. Fuente: Figure 3.12.3-2, AASHTO	62
Figura 3.25: Efecto de la relación agua/cemento sobre los coeficientes de permeabilidad. (Sika S.A. Chile, 2013)	63
Figura 3.26: Esquema resumen bases de diseño	71
Figura 4.1: Dimensiones quebrada tipo	72
Figura 4.2: Diagrama instrumentación propuesta por Termodinámica.	74
Figura 4.3: Modelo Sketch-up Puente de transporte de relaves	76
Figura 4.4: Modelo Sketch-up Puente de transporte de relaves	76

Figura 4.5: Modelo Sketch up caso 1	77
Figura 4.6: Plano de elevación Puente	78
Figura 4.7: Modelo Sketch up caso 2	79
Figura 4.8: Detalle modelo Sketch up caso 2	79
Figura 4.9: Corte forma superestructura Caso 1	85
Figura 4.10: Corte forma superestructura Caso 2	87
Figura 4.11: Efecto del factor de forma ancho/profundidad según espesor. Fuente: Sika Chile	98
Figura 4.12: Esquema placa de apoyo	99
Figura 5.1: Modelo Sketch-up Caso 1	105
Figura 5.2: Modelo Sketch up Caso 2	107
Figura 5.3: Esquema resumen Diseño 1 y 2	110
Figura A.1: Memoria de cálculo Canoa S2 a) Caso 1	124
Figura A.2: Memoria de cálculo Canoa S2 a) Caso 1	125
Figura A.3: Memoria de cálculo Canoa S2 a) Caso 1	126
Figura A.4: Memoria de cálculo Canoa S2 a) Caso 1	127
Figura A.5: Memoria de cálculo Canoa S2 a) Caso 1	128
Figura A.6: Memoria de cálculo Canoa S2 a) Caso 1	129
Figura A.7: Memoria de cálculo canoa sismo horizontal Caso 1	130
Figura A.8: Memoria de cálculo canoa sismo horizontal Caso 1	131
Figura A.9: Memoria de cálculo canoa sismo horizontal Caso 1	132
Figura A.10: Memoria de cálculo canoa sismo horizontal Caso 1	133
Figura A.11: Memoria de cálculo losa peatonal Caso 1.	134
Figura A.12: Memoria de cálculo losa peatonal Caso 1.	135
Figura A.13: Memoria de cálculo losa peatonal Caso 1.	136
Figura A.14: Memoria de cálculo losa peatonal Caso 1.	137
Figura A.15: Memoria de cálculo losa peatonal Caso 1.	138
Figura A.16: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.	139
Figura A.17: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.	140
Figura A.18: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.	141
Figura A.19: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.	142
Figura A.20: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.	143
Figura A.21: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.	144
Figura A.22: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.	145
Figura A.23: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.	146
Figura A.24: Memoria de cálculo cepa Caso 1	147
Figura A.25: Memoria de cálculo cepa Caso 1	148
Figura A.26: Memoria de cálculo cepa Caso 1	149
Figura A.27: Memoria de cálculo cepa Caso 1	150
Figura A.28: Memoria de cálculo cepa Caso 1	151
Figura A.29: Memoria de cálculo cepa Caso 1	152
Figura A.30: Memoria de cálculo cepa Caso 1	153
Figura A.31: Memoria de cálculo cepa Caso 1	154

Figura A.32: Memoria de cálculo cepa Caso 1	155
Figura A.33: Memoria de cálculo cepa Caso 1	156
Figura A.34: Memoria de cálculo cepa Caso 1	157
Figura A.35: Memoria de cálculo cepa Caso 1	158
Figura A.36: Memoria de cálculo cepa Caso 1	159
Figura A.37: Memoria de cálculo cepa Caso 1	160
Figura A.38: Memoria de cálculo cepa Caso 1	161
Figura A.39: Memoria de cálculo cepa Caso 1	162
Figura A.40: Memoria de cálculo cepa Caso 1	163
Figura A.41: Memoria de cálculo cepa Caso 1	164
Figura A.42: Memoria de cálculo cepa Caso 1	165
Figura A.43: Memoria de cálculo cepa Caso 1	166
Figura A.44: Memoria de cálculo junta de dilatación Caso 1 y 2.	167
Figura A.45: Memoria de cálculo Placas de apoyo	168
Figura A.46: Memoria de cálculo Placas de apoyo	169
Figura A.47: Memoria de cálculo Placas de apoyo	170
Figura A.48: Memoria de cálculo barras de anclaje antisísmico	171
Figura A.49: Plano de elevación Puente	173
Figura A.50: Plano Forma Canoa Caso 1 y 2	174
Figura A.51: Plano Armadura Canoa Caso 1	175
Figura A.52: Armadura Losa pasillo peatonal Caso 1.	176
Figura A.53: Plano armadura canoa Caso 2	177
Figura A.54: Plano de forma Viga Acartelada Caso 2	178
Figura A.55: Plano detalle acceso Puente 2.	179
Figura A.56: Plano corte cepa Caso 1 y 2.	180
Figura A.57: Zonificación sísmica de las Regiones I, II y III	186
Figura A.58: Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X y RM	187
Figura A.59: Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII	188
Figura A.60: Estanque rectangular y dimensiones	189
Figura A.61: Gráfico Factor de masa impulsiva y convectiva en función de dimensiones del estanque	190
Figura A.62: Zonificación por velocidades de viento zona centro-norte	194
Figura A.63: Zonificación por velocidades de viento zona centro-sur	195
Figura A.64: Efectos topográficos en escarpes, cimas o colinas. Figura 5, Nch432of2010.	199
Figura A.65: Casos de cargas de viento de diseño sistema SPRFV-Todas las alturas. Figura 21 Nch432of2010	203

Índice de Tablas

Tabla 2.1: Clases de estimación de costos _____	4
Tabla 2.2: Entregables básicos según clase de estimación de costos y disciplina. _____	8
Tabla 2.3: Entregables básicos según clase de estimación de costos y disciplina. Continuación. _	9
Tabla 2.4: Entregables básicos según clase de estimación de costos y disciplina. Continuación. _____	10
Tabla 2.5: Niveles de ingeniería con variaciones aproximadas de costos _____	10
Tabla 3.1: Parámetros característicos de disciplina Procesos (valores referenciales de un cierto Proyecto) _____	14
Tabla 3.2: Concentraciones típicas para verificación _____	16
Tabla 3.3: Correlación probeta cilíndrica y cúbica. (Massone Sánchez, 2017) _____	39
Tabla 3.4: Cualidades y cifras mecánicas de las calidades A440 y A630 _____	41
Tabla 3.5: Capacidad de doblado de barras según calidades A440 y A630 _____	42
Tabla 3.6: Diámetros disponibles y masa lineal _____	42
Tabla 3.7: Propiedades del Acero _____	43
Tabla 3.8: Tipos de acero de acuerdo a su composición. _____	43
Tabla 3.9: Propiedades comunes de aceros _____	43
Tabla 3.10: Aceros estructurales según NCh 203 Of.2006. _____	44
Tabla 3.11: Aceros estructurales según ASTM. _____	45
Tabla 3.12: Dimensiones máximas cargas _____	46
Tabla 3.13: Demanda anticorrosiva general según sector operacional y geográfico. (Codelco Chile, 2011) _____	46
Tabla 3.14: Combinaciones de carga por ASD _____	47
Tabla 3.15: Combinaciones de carga por LRFD _____	48
Tabla 3.16: Pesos unitarios de los materiales _____	48
Tabla 3.17: Pesos de elementos típicos de sobrecarga _____	48
Tabla 3.18: Sobrecargas típicas puente. _____	53
Tabla 3.19: Dimensiones camioneta de diseño _____	53
Tabla 3.20: Factores de modificación de respuesta Fuente: AASHTO LRFD 2010, Tabla 3.10.7.1-1 _____	55
Tabla 3.21: Valores de parámetros que dependen del tipo de suelo Fuente: Nch2369 of 2003 _	57
Tabla 3.22: Valores máximos del coeficiente sísmico Fuente: Tabla 5.7, Nch2369of2003 ____	57
Tabla 3.23: Cargas sismo longitudinal _____	58
Tabla 3.24: Cargas sismo transversal _____	59
Tabla 3.25: Rangos de temperatura del Procedimiento A _____	60
Tabla 3.26: Caracterización de radiación en las zonas _____	61
Tabla 3.27: Base para los gradientes de temperatura _____	62
Tabla 3.28: Grado de exposición por sulfatos _____	64
Tabla 3.29: Requisitos del cemento para el hormigón en contacto con sulfatos _____	64
Tabla 3.30: Requisitos del hormigón en contacto con sulfatos _____	64
Tabla 3.31: Tabla resumen factores mantenibilidad _____	69

Tabla 4.1: Parámetros de suelo	72
Tabla 4.2: Parámetros diseño hidráulico del relave	73
Tabla 4.3: Cargas operacionales y coeficientes sísmicos	73
Tabla 4.4: Recubrimientos	73
Tabla 4.5: Equipos propuesta instrumentación Termodinámica.	75
Tabla 4.6: Cepas y tramos estructuración	77
Tabla 4.7: Combinaciones de carga superestructura	81
Tabla 4.8: Deflexión máxima admisible calculada Tabla 24.2.2 ACI 318-14	81
Tabla 4.9: Guía para anchos de fisura razonables. Tabla 4.1 ACI224R-01	83
Tabla 4.10: Rangos típicos para agregados del cemento Portland. ACI207.2R-07 Tabla 3.2	83
Tabla 4.11: Calidad materiales Caso 1	85
Tabla 4.12: Cargas superestructura Caso 1	85
Tabla 4.13: Combinaciones de servicio canoa Caso 1 (Diseño ASD)	86
Tabla 4.14: Cargas losa pasillo peatonal Caso 1	86
Tabla 4.15: Combinaciones de servicio pasillo peatonal Caso 1 (Diseño LRFD)	86
Tabla 4.16: Calidad materiales Caso 2	87
Tabla 4.17: Cargas superestructura Caso 2	87
Tabla 4.18: Combinaciones de servicio canoa Caso 2 (Diseño ASD)	88
Tabla 4.19: Resumen elementos paso vehicular	88
Tabla 4.20: Combinaciones de carga diseño subestructura y fundaciones	90
Tabla 4.21: Calidad materiales cepas Caso 1	91
Tabla 4.22: Cargas columnas Caso 1	91
Tabla 4.23: Cargas fundaciones Caso 1	91
Tabla 4.24: Solicitaciones Columnas Caso 1	92
Tabla 4.25: Solicitaciones Fundaciones Caso 1	92
Tabla 4.26: Factores utilización Canoa Caso 1	92
Tabla 4.27: Dimensiones columnas Caso 1	92
Tabla 4.28: Dimensiones fundaciones Caso 1	93
Tabla 4.29: Calidad materiales cepas Caso 2	93
Tabla 4.30: Cargas columnas Caso 2	93
Tabla 4.31: Cargas fundaciones Caso 2	94
Tabla 4.32: Solicitaciones Columnas Caso 2	94
Tabla 4.33: Solicitaciones Fundaciones Caso 2	94
Tabla 4.34: Factores utilización Canoa Caso 2	94
Tabla 4.35: Dimensiones columnas Caso 2	95
Tabla 4.36: Dimensiones fundaciones Caso 2	95
Tabla 4.37: Capacidad extensión compresión sellantes	97
Tabla 4.38: Características placa de apoyo dada la dureza	100
Tabla 4.39: Tolerancias espesores de láminas intermedias	102
Tabla 4.40: Grado placa apoyo según condiciones ambientales	103
Tabla 4.41: Ensayos y resultados exigidos Placas de apoyo. AFNOR	103
Tabla 4.42: Diseño placas de apoyo Caso 1 y 2.	104

Tabla 5.1: Partida de precios Caso 1 _____	106
Tabla 5.2: Rango de variación dado el nivel de ingeniería y costo estimado en Dólares, Caso 1. _____	106
Tabla 5.3: Partida de precios Caso 2 _____	108
Tabla 5.4: Rango de variación dado el nivel de ingeniería y costo estimado en Dolares, Caso 2. _____	109
Tabla 6.1: Parámetros Caso 1 _____	113
Tabla 6.2: Parámetros Caso 2 _____	113
Tabla A.1: Hidráulica relave Caso 1 _____	121
Tabla A.2: Desgaste canoa Caso 1 transcurridos 10 años _____	121
Tabla A.3: Hidráulica relave Caso 2 _____	122
Tabla A.4: Desgaste canoa Caso 1 transcurridos 3 años _____	122
Tabla A.5: Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta y Quinta _____	182
Tabla A.6: Zonificación sísmica por comunas para Región Metropolitana _____	183
Tabla A.7: Zonificación sísmica por comunas para Región Sexta y Séptima _____	184
Tabla A.8: Zonificación sísmica por comunas para Región Octava _____	185
Tabla A.9: Factor de importancia I para estanques _____	191
Tabla A.10: Velocidad básica de viento. Tabla 5, NCh432of2010. (NCh432 of. 2010) _____	193
Tabla A.11: Velocidad básica de viento para distintas zonas del país. Tabla 6, NCh432of2010. _____	194
Tabla A.12: Factor de direccionalidad del viento. Tabla 7 (NCh432 of. 2010) _____	196
Tabla A.13: Factor de importancia de la estructura. Tabla 8, NCh432of2010 _____	196
Tabla A.14: Coeficiente de exposición de la distribución de velocidades K_h y K_z . Tabla 9, NCh432of2010 _____	198
Tabla A.15: Factores topográficos para exposición C, K_{zt} . Tabla 10, NCh432of2010. _____	200
Tabla A.16: Parámetros para el aumento de velocidad sobre colinas y escarpes. Tabla 11, NCh432of2010. _____	201
Tabla A.17: Constantes de terreno de exposición. Tabla 12, NCh432of2010 _____	202

CAPÍTULO 1

Introducción

Las disposiciones de las siguientes especificaciones están destinadas al diseño y evaluación de costos de los puentes de hormigón armado (canao auto soportante) para el sistema de transporte de relave (STR). El sistema de transporte está conformado por elementos particulares:

- Canoa en superficie
- Caídas rápidos
- Tuberías transporte
- Cajón dissipador de energía
- Cajón de traspaso
- Canoas en superficie *bypass*
- Canoas en túneles
- Puentes que sustentan canoas
- Tranques intermedios
- Plantas de procesos recuperación mineral
- Canoas entrega a tranque
- Tranque final de almacenamiento relave

El sistema transporta una mezcla fluida de líquido y sólido. Funciona ininterrumpidamente los 365 días del año. La pendiente de la canoa, en hormigón, toma valores cercanos a 0,008. Estos deben cumplir con dos condiciones principales, contrapuestas. La pendiente pretende que el flujo lleve una velocidad tal que no se produzca erosión excesiva en el fondo, y que a su vez el flujo no se detenga.

Los puentes integran el sistema, soportando la canoa a través de quebradas o ríos. Conforme se ha desarrollado el diseño, se han incrementado las exigencias referidas al cuidado del entorno.

Todos los elementos del STR requieren mantención. Para ello, se implementan tramos con doble canoa o canoa *bypass* para realizar las labores sin interrumpir la operación. Resulta conveniente tener un tranque alternativo para realizar la mantención de la canoa sobre el puente.

La materialidad del puente se define por la topografía. Para estandarizar el diseño de puentes, se propone una quebrada tradicional. Ella posee 40 metros de altura y 300 metros de longitud. Sin embargo, se dejan presentadas las variables principales para el aspecto multidisciplinario de la operación, mantención mantenibilidad del puente como elemento crítico del sistema de transporte de relave.

En caso de fallar el puente, como parte del sistema, y no poseer redundancia demora más en ser reparado, lo que lo convierte en un punto vulnerable del sistema global. Estos riesgos no son controlables, sin embargo, en los diseños proyectados para los siguientes años, entendiéndose que las

capacidades del caudal superaran la infraestructura existente o se deberán diseñar para valores de transporte de relaves mayores a los tradicionalmente usados es necesario establecer algunos conceptos que estén incorporados en las bases de diseño de la Ingeniería multidisciplinaria futura.

El objetivo central de esta memoria es generar una guía general del diseño de puentes para canoas de relaves, incluyendo las distintas disciplinas que participan. Y además posicionándolos en las etapas de ingeniería en que se desarrollan los proyectos mineros. Para acotar la guía, se diseñan dos casos suponiendo estar en un nivel de Ingeniería de Factibilidad, ahondando más en el aspecto estructural del Puente. No obstante, se definen que aspectos demanda este tipo de estructuras para un nivel de Ingeniería Conceptual, Básica y de Detalles.

Los casos para analizar, como se mencionó anteriormente, están en el nivel de Factibilidad. Esto es desarrollado luego de sentar las bases en los capítulos de Bases de diseño y Niveles de ingeniería.

1.1 Aspectos generales

El diseño de puentes para sistemas de conducción de relaves no tiene referencias de guías existentes. En el año 2000 comienzan una serie de diseños de Ingeniería para Proyectos mineros que involucra este tipo de Puentes. La experiencia previa constaba solo de un puente. Lo que resultaba insuficiente.

Las Normas no hacen directa alusión a este tipo de estructuras dejando abierto al buen juicio experto la definición de parámetros sísmo resistente, cargas, operaciones, capex entre otras variables. La guía de diseño tiene como alcance sugerir parámetros fundamentales para el diseño sísmo resistente de estos puentes y esbozar guías generales para el diseño multidisciplinario de la operación de este (Hidráulica, Instrumentación, Eléctrico, Piping, Mantenibilidad y Mantenimiento).

1.2 Objetivos

El objetivo es resumir y definir la experiencia de diseños de puentes en canoa autosustentable de Hormigón Armado para la conducción de relaves en canoas concreto de contorno abierto.

Objetivo General:

- Elaborar una guía basada en la experiencia sobre el diseño y operación de los puentes canoas de hormigón armado.

Objetivos Específicos:

- Analizar criterios de diseño
- Definir tipología de estructuración para el sistema estructural puente
- Definir aspectos operacionales de canoas de relave
- Recopilación del estado del arte de los diseños
- Estructurar y cálculo de un puente

Finalmente, y a modo de resumen explicativo, la Figura 1.1 muestra un esquema que explicita los puntos principales a tratar y como se relacionan.

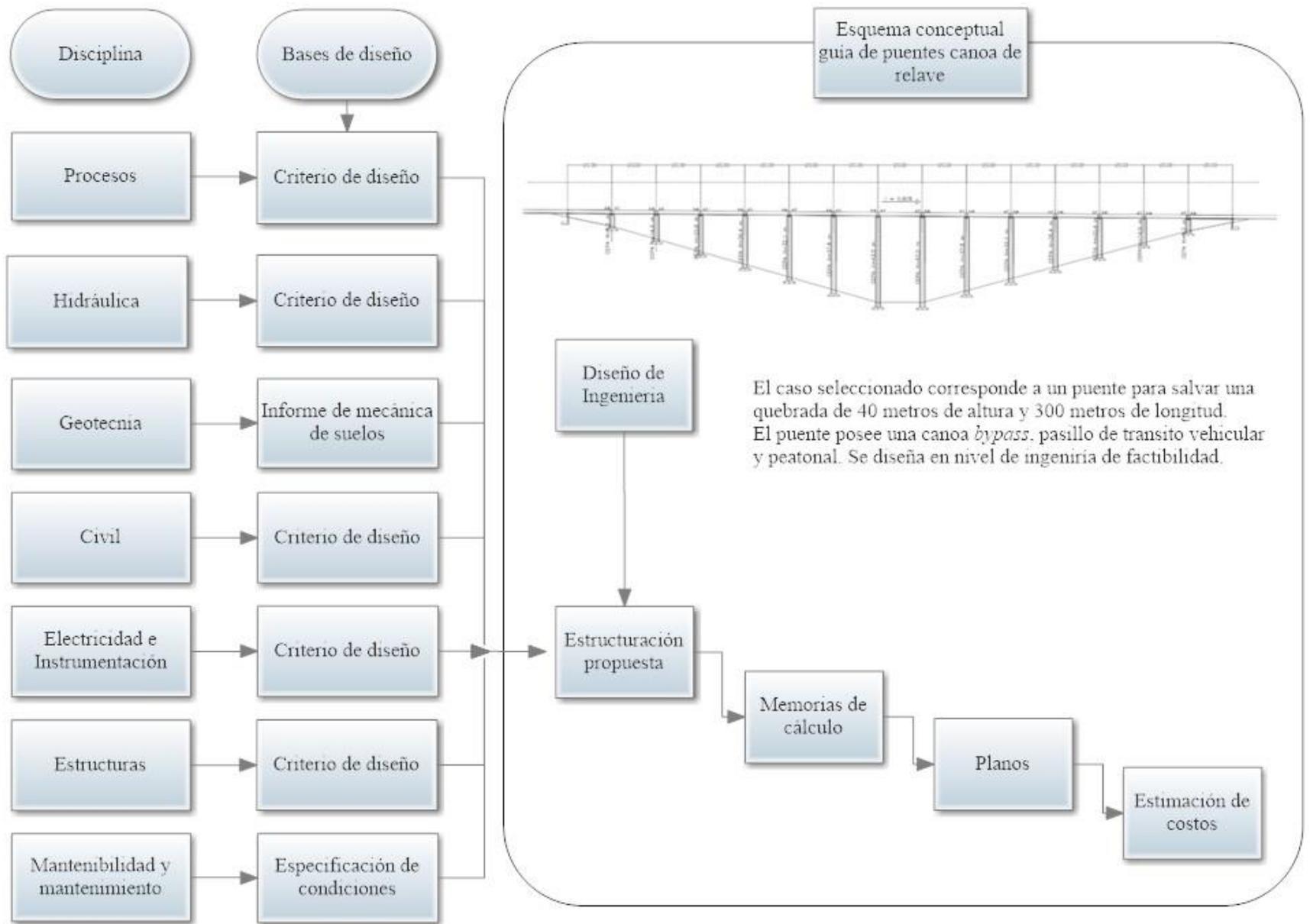


Figura 1.1: Esquema resumen Guía de diseño

CAPÍTULO 2

Niveles de Ingeniería

El siguiente capítulo pretende acotar los alcances de cada nivel de ingeniería en los proyectos, basados en la guía de la Asociación americana de costos¹.

Dicha guía explica los puntos básicos para la correcta estimación de costos, en especial, para proyectos de ingeniería, adquisiciones y construcción (EPC) en la industria de procesos. Se presenta, además, una tabla que entrega un resumen de las cinco clases (niveles) de estimación de costos según el nivel de avance del proyecto.

2.1 Tipos de Estudios de Factibilidad económica

La Tabla 2.1 muestra un resumen de lo contenido en cada clase de las estimaciones. Por su parte, la Figura 2.1 grafica los rangos descritos en dicha Tabla.

Tabla 2.1: Clases de estimación de costos

Clase	Nivel de madures de la definición de los entregables del proyecto expresado como porcentaje del total	Uso final	Metodología de estimación	Rango esperado de precisión (inferior y superior)
Clase 5	0% a 2%	Evaluación conceptual	Factores por capacidad, modelos paramétricos, juicio o analogía	I: -20% a -50% S: +30% a +100%
Clase 4	1% a 15%	Estudio o factibilidad	Factores de equipos o modelos paramétricos	I: -15% a -30% S: +20% a +50%
Clase 3	10% a 40%	Autorización de presupuesto o control	Costo unitario semi detallados con items de línea de nivel de ensamblaje	I: -10% a -20% S: +10% a +30%
Clase 2	30% a 75%	Control u oferta	Costo unitario detallado con metrado forzado detallado	I: -5% a -15% S: +5% a +20%
Clase 1	65% a 100%	Estimado para chequeo u oferta	Costo unitario detallado con metrados detallado	I: -3% a -10% S: +3% a +15%

¹ AACE International Recommended Practice. (2016). *Sistema de clasificación de los estimados de los costos - tal como se aplica en la ingeniería, adquisiciones y construcción para las industrias de procesos.*

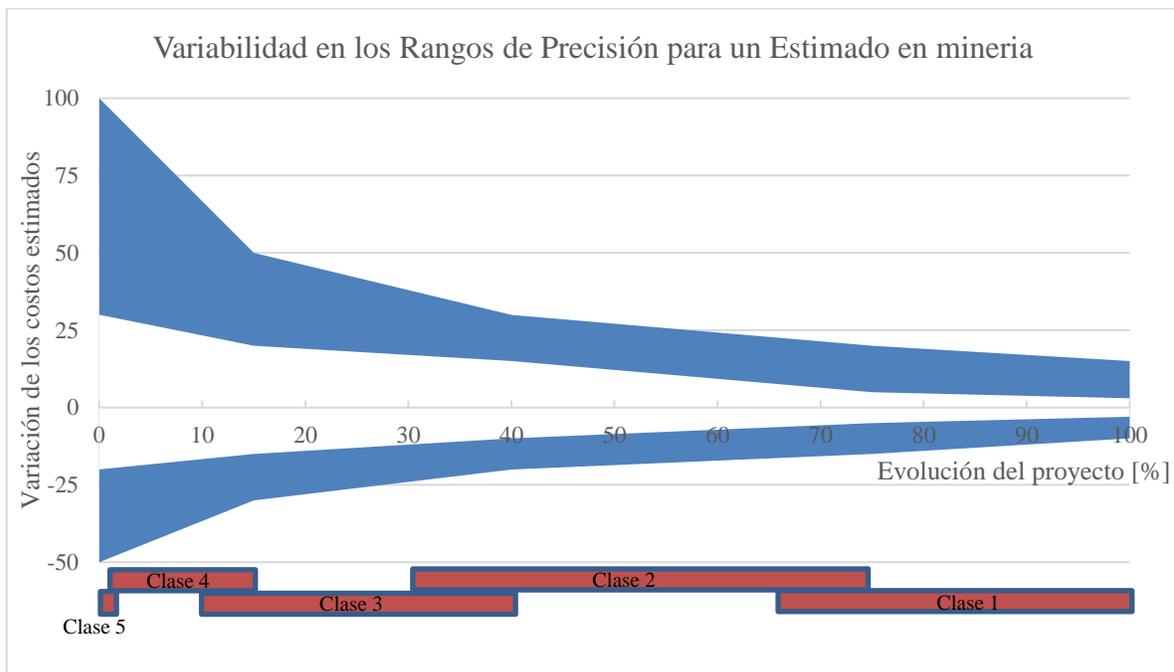


Figura 2.1: Variabilidad en los rangos de precisión para un estimado en una industria de procesos

2.1.1 Definiciones y descripciones de estudios de factibilidad

2.1.1.1 Estimado Clase 5

- **Descripción:** los estimados de clase 5 generalmente se preparan basándose en información muy limitada, por ende, tienen rangos de precisión muy amplios. Dado a los requerimientos de uso final, este estimado puede ser preparado en poco tiempo y utilizando una cantidad muy baja de recursos.
- **Nivel de madurez de los entregables:** existencia de diagramas de flujo tipo bloque y lista de supuestos claves para las bases de diseño. Se traduce en una madurez entre el 0% y 2%.
- **Uso final:** se usan como referencia para la planificación estratégica del negocio como por ejemplo: estudios de factibilidad inicial, evaluación de alternativas, filtrado de proyectos, estudios de ubicación del proyecto, evaluación de recursos y requerimientos, entre otros.
- **Metodología de estimación:** generalmente se usan métodos estocásticos de estimación como curvas y factores costo/capacidad, factores de escala de operaciones, factores Lang, factores Hang, factores Chilton, factores Peters-Timmerhaus, factores Guthrie y otras técnicas paramétricas y de modelación.
- **Nombres, términos y expresiones alternativas al estimado:** Ratio, *ballpark*, cielo azul, *seat of pants*, ROM (*Rough Order of Magnitude*), idea de estudio, estimado prospecto, estimado para licencia de concesión.

2.1.1.2 Estimado Clase 4

- **Descripción:** al igual que la clase 5, se preparan basándose en una información muy limitada, pero implica un mayor avance del proyecto (del orden de 1% a 5%), por ende, se usa para filtrar proyectos, determinar factibilidad, evaluar conceptos y aprobación de presupuestos.
- **Nivel de madurez de los entregables:** existencia de diagramas de flujo de procesos emitidos para diseño, *layout* de la planta, lista preliminar de equipos, entre otros. Se alcanza un avance del 1% al 5%.
- **Uso final:** planteamiento estratégico detallado, desarrollo de negocio, análisis de esquemas alternativos, filtrado de proyecto más avanzados, confirmación de factibilidad técnica, entre otros.
- **Metodología de estimación:** se utilizan métodos de estimación tales como: factores de equipos, factores Lang, factores Hang, factores Chilton, factores Peters-Timmerhaus, factores Gurthe, método de Miller, ratios de costo unitario grueso y otras técnicas paramétricas y de modelación.
- **Nombres, términos y expresiones alternativas al estimado:** *Screening, Top-Down*, factibilidad (pre-factibilidad para procesos de metales), autorización, pre-diseño, pre-estudios.

2.1.1.3 Estimado Clase 3

- **Descripción:** se preparan para la autorización del presupuesto. Es la base para la estimación de costos de control, en la cual, los costos reales y recursos son monitoreados constantemente. Se debe incluir como mínimo diagramas de flujo de procesos, diagramas de tuberías e instrumentación preliminares, diagramas de ubicación, diagramas de planta (*plot plan*) y un listado de equipos terminado.
- **Nivel de madurez de los entregables:** las metas de este estimado son diagramas de tubería e instrumentación (P&Ids) emitidos para diseño. El nivel de madurez es del 10% al 40%.
- **Uso final:** es preparado para apoyar los requerimientos totales de fondo del proyecto y se convierten en los primeros estimados para control en el cual los costos reales y recursos son monitoreados frente a variaciones. El estimado de costos de clase 3 podría ser muy bien la única base para el control de costos y cronograma
- **Metodología de estimación:** se utilizan más métodos determinísticos por sobre métodos conceptuales, estos involucran el uso de ítems de línea de costos unitarios.
- **Nombres, términos y expresiones alternativas al estimado:** presupuesto, alcance, aprobación, semidetallado, autorización, control preliminar, estimado para la fase de ingeniería básica.

2.1.1.4 Estimado Clase 2

- **Descripción:** se preparan para generar una línea de base detallada para el contratista (a su vez, actualiza la línea de base del dueño) contra la que serán monitoreados los costos y avances del proyecto. El estimado es también usado por el contratista para establecer el valor del contrato en la propuesta. Típicamente debería contener: instrumentos, balances de materiales, plano del terreno final, planos finales de diseño, proceso de ingeniería completa y servicios públicos, listas de equipo, diagramas de una sola línea para el equipo eléctrico, aparatos eléctricos utilizados, cualidades del proveedor, los planes detallados de ejecución de proyectos, recursos y planes de trabajo pesado, etc.
- **Nivel de madurez de los entregables:** todas las especificaciones y hojas de datos están completos. 30% a 75% de definición del proyecto.
- **Uso final:** la línea de base del proyecto se monitorea para detectar variaciones en el presupuesto, y forman parte del programa de gestión de cambios. Algunas organizaciones deciden solicitar fondos, basados en las estimaciones de clase 2.
- **Metodología de estimación:** se utilizan métodos de estimación determinísticos. Los estimados se preparan en gran detalle e involucra, en algunos casos, decenas de miles de líneas de costo unitarios.
- **Nombres, términos y expresiones alternativas al estimado:** Control detallado, detalle forzado, la fase de ejecución, de control maestro, la ingeniería, la oferta, la estimación de cambiar el orden.

2.1.1.5 Estimado Clase 1

- **Descripción:** el nivel de detalle de los estimados de clase 1 serán usados por los subcontratistas para sus propuestas o para chequear estimados de los dueños. Estimado actual de control (estimado actualizado) se convierte en línea de base para el control del costo/cronograma del proyecto. Los estimados de clase 1 pueden usarse para preparar un estimado de precios justo o estimado de chequeo de oferta para comprar con el estimado de precios del contratista o para evaluar/disputar reclamos. Aquí se incluye toda la ingeniería y documentación de diseños del proyecto, planos de ejecución y comisionado completos del proyecto.
- **Nivel de madurez de los entregables:** todos los entregables de la matriz de madurez están completos, 65% a 100% de la definición total del proyecto.
- **Uso final:** se usan para dar soporte a sus procesos de gestión de cambios. Evaluar chequeo de ofertas, apoyar negociaciones con proveedores/contratista. Evaluaciones de reclamos y resolución de disputas.
- **Metodología de estimación:** involucran el mayor grado dentro de los métodos de estimación determinísticos y requieren gran cantidad de esfuerzo. Se aplican a las áreas críticas del proyecto. Los ítems de la línea de costos unitarios están basados en cantidades de diseño real.

- **Nombres, términos y expresiones alternativas al estimado:** control detallado, detalle forzado, la fase de ejecución, de control maestro, la ingeniería, la oferta, la estimación de cambiar el orden.

De la Tabla 2.2 a Tabla 2.4 se muestran los entregables básicos de cada disciplina, de acuerdo al nivel de ingeniería.

Tabla 2.2: Entregables básicos según clase de estimación de costos y disciplina.

Disciplina	Entregable de Ingeniería	Tipo Documento	Nivel 5	Nivel 4	Nive3	Nivel 2	Nivel 1
			Conceptual	Conceptual	Básico referencial ¹	Básico proyecto	Detalle proyecto
Procesos	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DP	DP
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DP	DP
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DP	DP
	Diagrama Flujo	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	C	C	BR	DP	DP
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DP	DP
	Hojas de datos	DOC	NA	NA	BR	DP	DP
	Requisiciones	DOC	NA	NA	BR	DP	DP
Hidráulica	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DP	DP
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DP	DP
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DP	DP
	Planta	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Elevaciones	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Detalles	PLA	NA	NA	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	NA	NA	BR	DP	DP
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DP	DP
Geotecnia	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DP	DP
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DP	DP
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DP	DP
	Planta	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Elevaciones	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Detalles	PLA	NA	NA	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	NA	NA	BR	DP	DP
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DP	DP
Civil	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DP	DP
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DP	DP
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DP	DP
	Planta	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Elevaciones	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Detalles	PLA	NA	NA	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	NA	NA	BR	DP	DP
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DP	DP

De donde P=Preliminar, C=Conceptual, NA=No aplica, BR=Básico referencial, DR=Definido referencial, DP=Def. proyecto, BP=Básico proyecto

¹Básica referencial se refiere a ingeniería a nivel básico desarrollado por la empresa.

Tabla 2.3: Entregables básicos según clase de estimación de costos y disciplina. Continuación.

Disciplina	Entregable de Ingeniería	Tipo Documento	Nivel 5	Nivel 4	Nive3	Nivel 2	Nivel 1
			Conceptual	Conceptual	Básico referencial	Básico proyecto	Detalle proyecto
Electricidad	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DP	DP
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DP	DP
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DP	DP
	Planta	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Elevaciones	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Detalles	PLA	NA	NA	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	NA	NA	BR	DP	DP
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DP	DP
Instrumentación	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DP	DP
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DP	DP
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DP	DP
	Planta	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Elevaciones	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Detalles	PLA	NA	NA	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	NA	NA	BR	DP	DP
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DP	DP
Mecánica	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DP	DP
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DP	DP
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DP	DP
	Planta	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Elevaciones	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Detalles	PLA	NA	NA	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	NA	NA	BR	DP	DP
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DP	DP
	Hojas de datos	DOC	P	P	DR	DP	DP
Requisiciones	DOC	P	P	DR	DP	DP	

De donde P=Preliminar, C=Conceptual, NA=No aplica, BR=Básico referencial, DR=Definido referencial, DP=Def. proyecto, BP=Básico proyecto

Tabla 2.4: Entregables básicos según clase de estimación de costos y disciplina. Continuación.

Disciplina	Entregable de Ingeniería	Tipo Documento	Nivel 5	Nivel 4	Nive3	Nivel 2	Nivel 1
			Conceptual	Conceptual	Básico referencial	Básico proyecto	Detalle proyecto
Estructuras	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DP	DP
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DP	DP
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DP	DP
	Planta	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Elevaciones	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Detalles	PLA	NA	NA	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	C	C	BR	DP	DP
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DP	DP
	Informe Topografía	DOC	P	P	DR	DP	DP
	Informe Riesgo Sísmico	DOC	P	P	DR	DP	DP
Ambiental	Informes Especialistas	INF	P	P	DR	DP	DP
	Planta	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Elevaciones	PLA	NA	NA	BR	DP	DP
	Detalles	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	C	C	BR	DP	DP

De donde P=Preliminar, C=Conceptual, NA=No aplica, BR=Básico referencial, DR=Definido referencial, DP=Def. proyecto, BP=Básico proyecto

2.2 Nivel de Ingeniería seleccionada para el estudio

La Figura 2.2 es un esquema resumen de entregables principales () para los niveles de ingeniería mencionados. Se destaca la ingeniería tipo 3 o de factibilidad, dado que es el nivel seleccionado para el desarrollo de los puentes.

Por otro lado, la Tabla 2.5 muestra los niveles de ingeniería con las variaciones aproximadas de costos.

Tabla 2.5: Niveles de ingeniería con variaciones aproximadas de costos

Nivel de Ingeniería	Descripción	Factor de reducción	Costo Estimado	Factor de incremento
Nivel 5	Conceptual	0,5	Valor estimado	2
Nivel 4	Conceptual	0,7	Valor estimado	1,5
Nivel 3	Básico referencial	0,8	Valor estimado	1,3
Nivel 2	Básico proyecto	0,85	Valor estimado	1,2
Nivel 1	Detalle proyecto	0,9	Valor estimado	1,15

Esta Tabla, sirve al tener la estimación dado el nivel de ingeniería, y con los factores correspondientes se obtiene el rango en que debería estar el costo final de él.

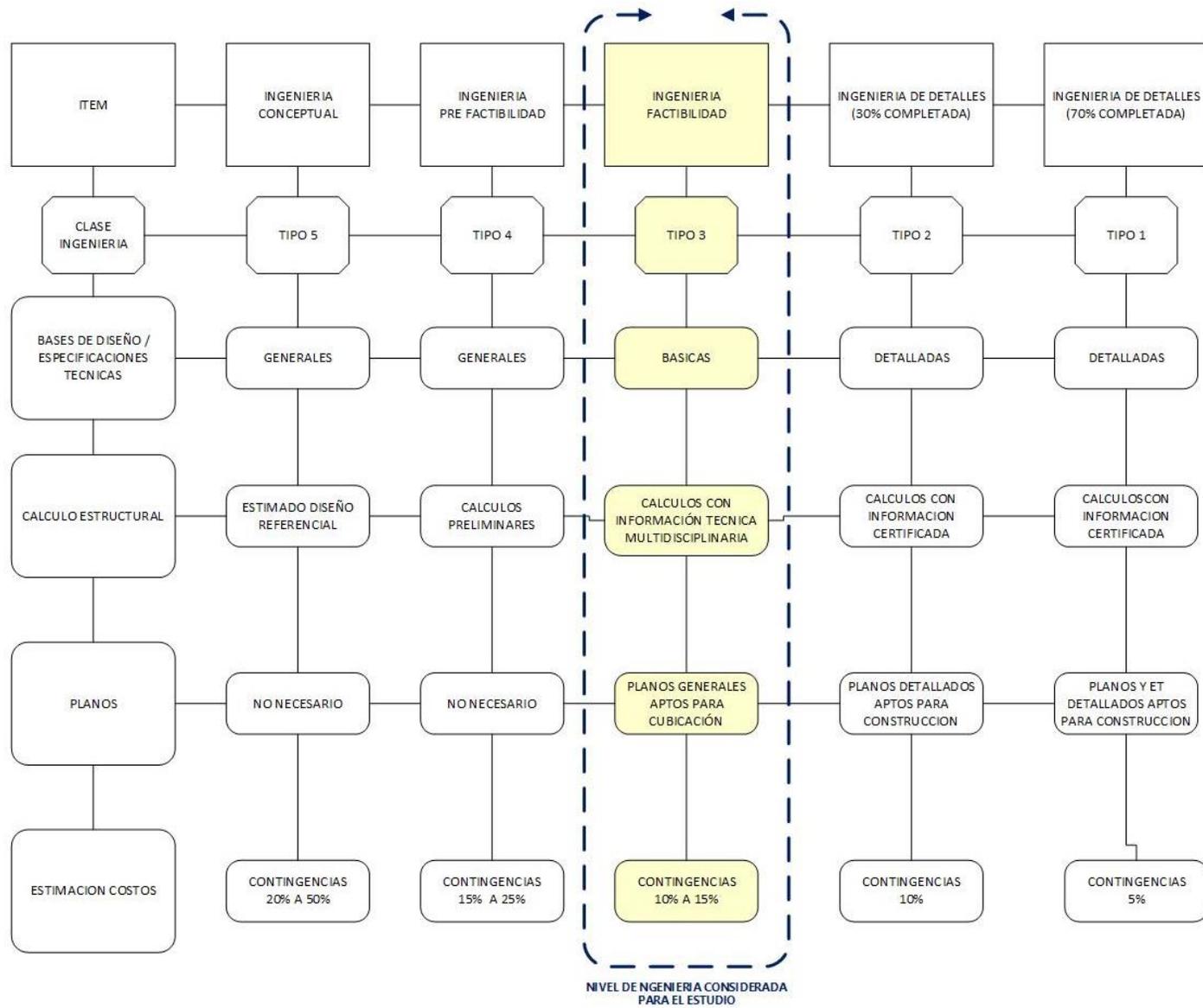


Figura 2.2: Esquema fases de ingeniería

CAPÍTULO 3

Bases de diseño

Las bases de diseño incluyen los aspectos fundamentales que debe considerar cada disciplina en la guía de diseño para puentes que sustentan canoas de relaves.

Las ingenierías se desarrollan desde estudios conceptuales hasta ingenierías de detalles aptas para construcción, el presente estudio fija la información en una ingeniería nivel 3 o de factibilidad para efectos de evaluar un caso base que represente los conceptos incluidos en la guía de diseño propuesta.

En el área minera los proyectos de infraestructuras son diversos, existen las plantas de procesos, minería subterránea, tranques de almacenamientos de relaves, transporte de relaves, mineroductos. Es así como la guía aborda particularmente el diseño de puentes para sustentar las canoas que transporta el relave y que son parte (recientemente incluso transporte de mineral) los puentes que son fundamental y crítica del sistema que va desde la Planta de Proceso hasta el almacenamiento final en los tranques de relave.

A continuación, se muestra un diagrama de flujo para la secuencia de información que se define para obtener los parámetros fundamentales en las bases de diseño.



Al final de este capítulo se presenta un esquema resumen con los principales parámetros que cada disciplina contempla en las bases de diseño.

3.1 Disciplinas

3.1.1 Procesos

La disciplina de Procesos define una serie de parámetros asociados a las características del relave, el que tiene una composición dada el mineral que se extrae en el proceso minero. Para este estudio la composición como tal, es irrelevante.

La disciplina de Proceso se coordina directamente con Hidráulica y Piping. Como base de diseño se presenta en la Tabla 3.1 la caracterización de los principales parámetros que las demás disciplinas utilizan como input en sus diseños.

Sin embargo, hay un parámetro que concentra el mayor interés, es la cantidad de relave a transportar o nivel de producción, denominado Qrel cuyas unidades son kilo toneladas por día (ktpd).

En general, la disciplina desarrolla estudios de distintas alternativas de producción (*trade off*). Los valores nominales de producción varían desde unos pocos ktpd (minería mediana) hasta cientos de

ktpd (Gran Minería). Para la gran minería chilena, los valores varían por sobre los 100 ktpd y las estimaciones de crecimiento al 2020 llegan del orden de los 200 Ktpd.

Los estudios de alternativas además de definir el nivel de producción, definen la capacidad y forma de recuperar el agua usada en el transporte, las capacidades de los tranques (auxiliares intermedios y el final), la forma de manejo del relave en los tranques y nuevos procesos de recuperación de mineral a partir de relaves almacenados.

La Figura 3.1 muestra un diagrama con los principales componentes de un sistema de transporte de relaves.

En particular, para el aspecto sísmo resistente, las variables que se extraen del proceso de relaves son: el caudal de operación del transporte de relave y el caudal de embanque. El caudal de operación es una mezcla fluido sólido del relave con cierta concentración. El caudal de embanque es una condición eventual que corresponde a un flujo que pierde energía (generalmente por alguna barrera física externa que cae o se genera en la canoa de transporte) y produciendo decantación progresiva del sólido dentro de la canoa hasta que el caudal no puede escurrir, quedando un sólido saturado denominado embanque. La Tabla 3.1 muestra un esquema de cómo evoluciona el embancamiento.

Tabla 3.1: Parámetros característicos de disciplina Procesos (valores referenciales de un cierto Proyecto)

Producción general	
Alimentación promedio planta procesos	11600 ktpa
Tonelaje promedio producción de relaves	11333 ktpa
Tonelaje promedio producción de relaves (nominal)	1294 tph
Tonelaje promedio producción de relaves (diseño)	1498 tph
Disponibilidad planta relaves	95 %
Masa de relaves máxima capacidad	230 Mtonf
Requerimientos Agua Planta Concentradora	3512 m ³ /h
Gravedad específica relaves	2,89 tonf/m ³
Gravedad específica agua	1 tonf/m ³
Densidad seca lamas depositadas (consolidadas)	1,6 tonf/m ⁴
Densidad seca arena cicloneada (compactada)	1,73 tonf/m ⁵
Distribución granulométrica relaves, D50	60 μm

Concentración en peso (Cp)	
Relaves completos	58 – 62%
Relaves a la salida de la planta	29,9 %
<i>Underflow</i> ciclón (arenas)	68 – 72 %
<i>Overflow</i> ciclón (lamas)	16 – 20 %
<i>Underflow</i> espesador (lamas espesadas)	53 – 57 %

Recuperación de agua	
Recuperación de agua desde espesador	92%
Recuperación de agua de todo el sistema	77,5%

Pérdidas de agua en relave (referido a agua aportada por relaves flotación)	
Agua retenida en relaves	15,66 %
Rehumedecimiento de la playa inactiva	0,7 %
Retención en el muro de arena	0,94 %
Evaporación desde la playa	1,97 %
Evaporación desde la laguna	0,33 %
Infiltración	2,94 %

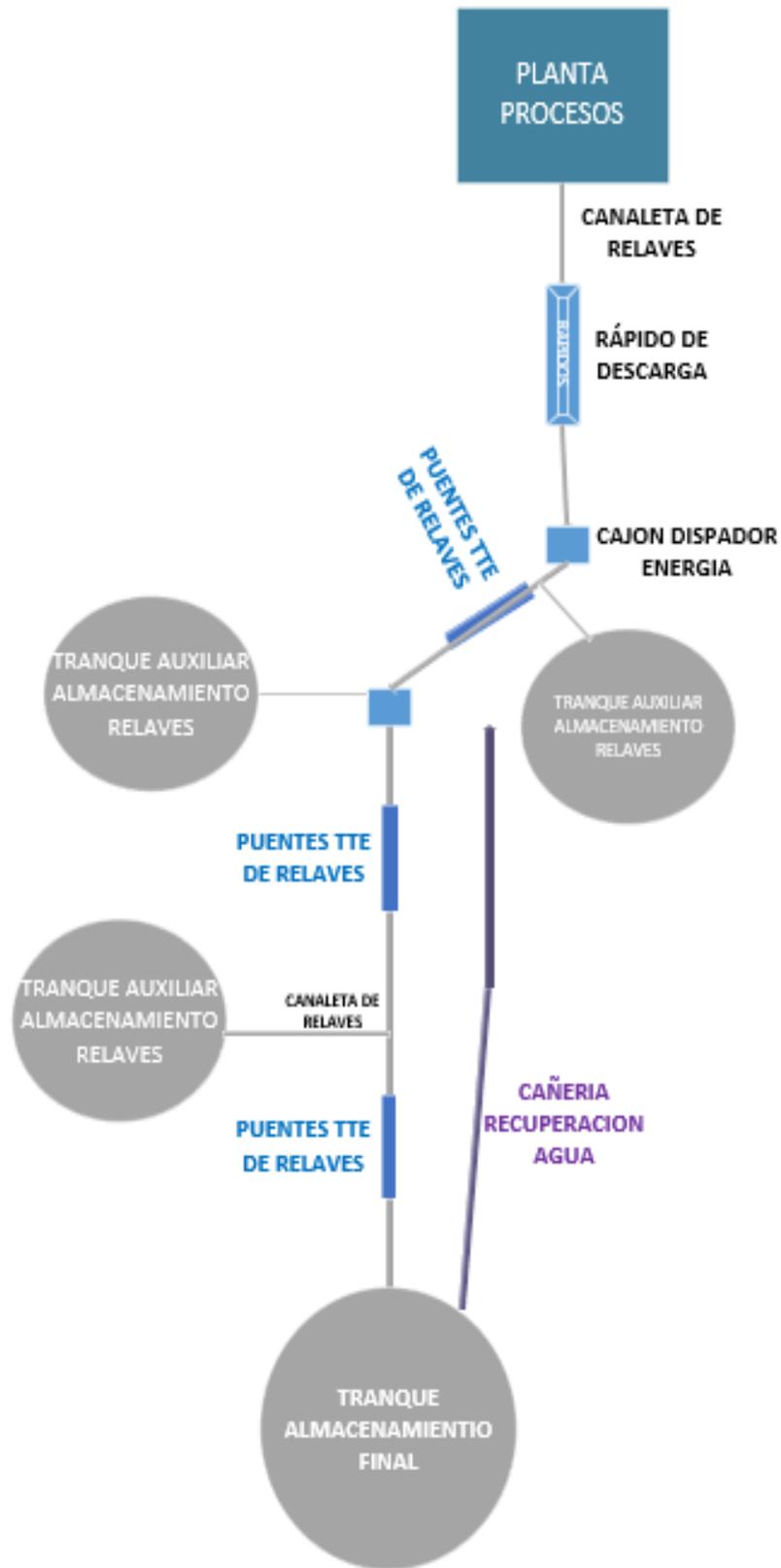


Figura 3.1: Diagrama sistema transporte de relaves

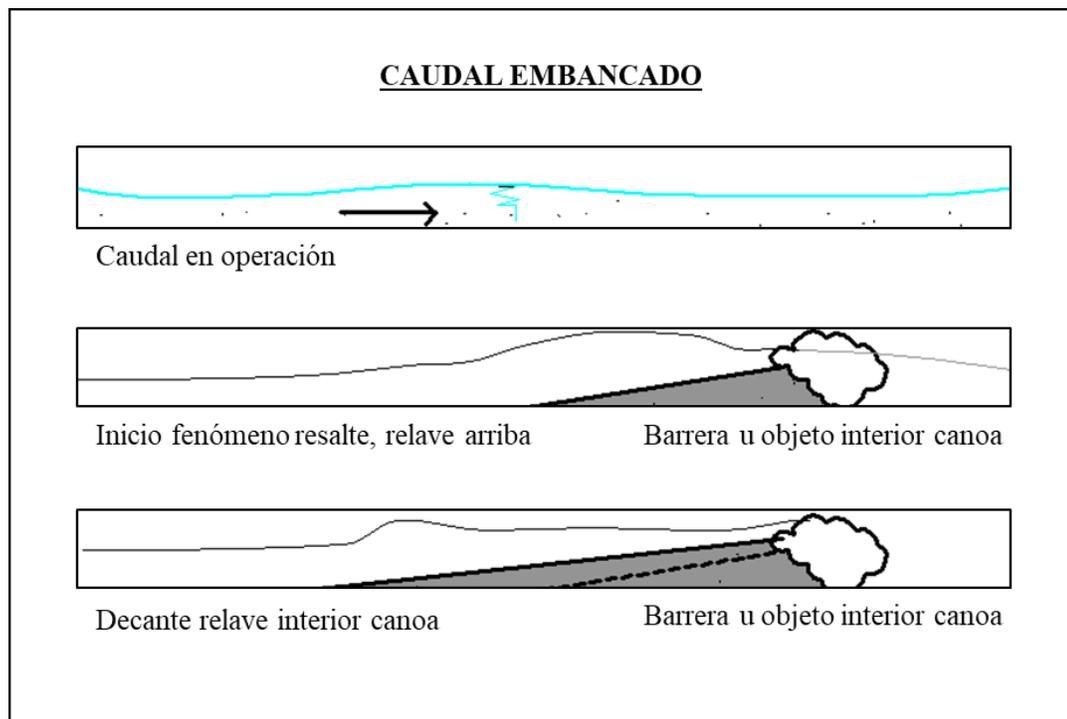


Figura 3.2: Esquema embanque caudal

3.1.2 Hidráulica

Los volúmenes de producción de la mina indican cuál es la cantidad de relave a transportar, por consiguiente, la capacidad que tiene la canoa. La sección transversal es uniforme en todo el camino del relave.

Además, se debe definir las concentraciones con las que se transporta el relave. Una de ellas es la concentración normal, que es la usual, que suele ser 55%. Por otro lado, se define una concentración de diseño, que es la concentración más baja con la que se transporte el relave (30%). Para corroborar condiciones de traslado, se toman concentraciones mayores a la normal (60%). En la Tabla 3.2 se muestran concentraciones típicas para el estudio de las condiciones de escurrimiento del relave. Cabe mencionar que estos valores son entregados por el área de procesos.

Tabla 3.2: Concentraciones típicas para verificación

Concentraciones de verificación	
Concentración de Diseño	30%
Concentración intermedia	40%
Concentración Flujo medio	55%
Concentración mayor	60%

3.1.2.1 Altura total de la canoa

El alto de la canoa se determina con la siguiente ecuación

$$H = h_n + \max\{R_1, R_2, R_3\}$$

Ecuación 3.1: Altura total de la canoa

Donde:

h_n : altura normal del escurrimiento
 R_i : revancha (borde libre de la canoa) obtenida de distintas formas

Los parámetros recién mencionados, se explican en las secciones venideras.

3.1.2.1.1 Altura normal del escurrimiento

En primer lugar, se debe conocer la producción diaria de la mina, que corresponde a un peso seco. Por otro lado, la concentración con la que se transporta el relave se define a continuación.

$$Cw = \frac{W_s}{W_{pulpa}} = \frac{W_s}{W_s + W_w} [\%] \quad \text{Ecuación 3.2: Concentración de la pulpa}$$

Donde:

W_s : peso seco [tonf]
 W_w : peso agua añadida para trasladar relave [tonf]

Sabiendo la concentración y el nivel de producción de la mina, se sabe el peso de pulpa por día.

$$\gamma_{pulpa} = \frac{\gamma_{agua}}{1 + Cw \left(\frac{\gamma_{agua}}{\gamma_{seco}} - 1 \right)} \quad \text{Ecuación 3.3: Peso específico de la pulpa}$$

Donde:

γ_{agua} : peso específico del agua [tonf/m³]
 γ_{seco} : peso específico de los sólidos contenidos en el relave [tonf/m³]

En general la gravedad específica de los sólidos contenidos en el relave toma valores entre **2,5** y **2,75**; esto es definido por los especialistas del área de procesos.

Se tiene el volumen de pulpa por día de operación, dada una concentración. Finalmente se calcula la altura normal, con la ecuación de Manning

$$q = \frac{A \cdot Rh^{2/3} \cdot i^{1/2}}{n} \quad \text{Ecuación 3.4: Ecuación de Manning}$$

$$Rh = \frac{A}{2h_n + b} \quad \text{Ecuación 3.5: Radio Hidráulico}$$

$$A = b \cdot h_n \quad \text{Ecuación 3.6: Área sección transversal del fluido}$$

$$q = v_m \cdot A \quad \text{Ecuación 3.7: Caudal}$$

Donde:

- i : pendiente de la canoa [-]
- n : coeficiente de rugosidad [-]
- h_n : altura normal de escurrimiento [m]
- b : ancho de la canoa [m]
- v_m : velocidad media de la pulpa [m/s]

Se despeja de las Ecuaciones anteriores la altura normal de escurrimiento.

3.1.2.1.2 Revancha (Borde libre)

La verificación de la revancha se realizará utilizando tres criterios relacionados con peraltes en curva, incorporación de aire al flujo y borde libre para torrentes. Estos criterios se presentan a continuación:

- Incorporación de aire al flujo. Expresión de Douma

$$R_1 = \max\{uh_n + R_a, uh_n + R_b\}$$

Ecuación 3.8: Expresión de Douma para revancha y parámetros asociados

$$u = 10 \sqrt{1 - 0.2 \frac{v_m^2}{g \cdot Rh}}$$

$$R_a = 0.8729 \cdot h_n^{0.5}$$

$$R_b = 0.8729 \cdot h_n^{0.5}$$

Donde:

- v_m : velocidad media de flujo
- g : aceleración de gravedad
- h_n : altura normal de flujo

- Peralte en curva. Expresión de Ippen

$$\frac{R_2}{h_n} = F_r^2 \cdot \text{sen}^2 \left(\beta_0 + \frac{\theta}{2} \right) - 1$$

Ecuación 3.9: Expresión de Ippen para revancha y parámetros asociados

$$\beta_0 = \text{arcsen} \frac{1}{F_0}$$

$$\theta = \arctan \frac{2b}{(2r_c + b) \cdot \tan \beta_0}$$

Donde:

- h_n : altura normal antes del inicio de la curva
- F_r : número de Froude, antes del inicio de la curva
- r_c : radio de curvatura del eje central

- Criterio del *US Department of the Interior, Bureau of Reclamation* para escurrimiento torrencial

$$R_3 = 0,61 + 0,0373 \cdot V_m^{\frac{1}{3}} \cdot h_n$$

Ecuación 3.10: Criterio del departamento del interior de Estados Unidos para revancha

Donde:

- V_m : velocidad media [m/s]
- h_n : altura normal [m]

Las revanchas estimadas anteriormente se deben a una irregularidad en el tramo de canoa, que pueda producir cambios en el eje hidráulico.

En un puente, por simplicidad no debería haber irregularidades. Por lo que se toma la revancha como el máximo de los siguientes valores:

- 0,70 [m]
- 2/3 de la altura normal
- 20% de la energía, $B = h + \frac{v^2}{2 \cdot g}$

Por otro lado, suele entregarse un Diagrama de rangos de operación, como el que se muestra en la Figura 3.3. Es importante dado que una mala combinación producción-concentración podría provocar el colapso de alguna estructura.

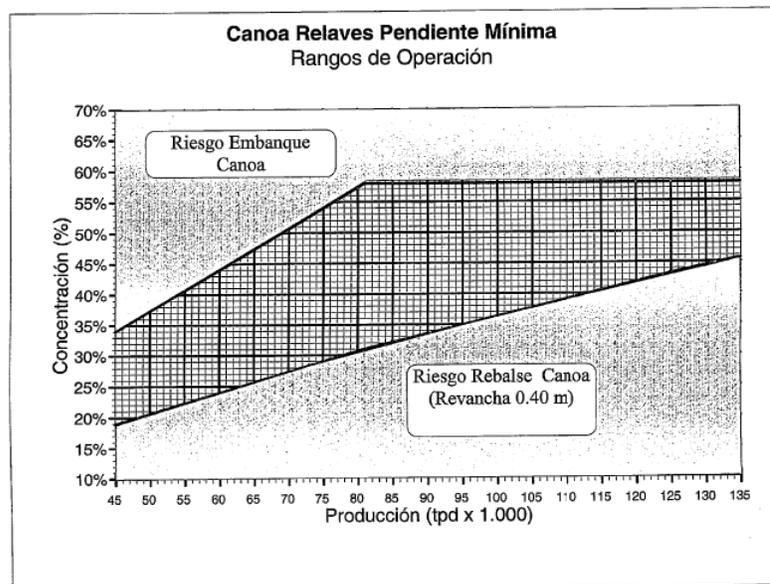


Figura 3.3: Rangos de operación dada la concentración [%] y la producción [tpdx1000]

Algunas consideraciones importantes para el flujo de relaves son, evitar que se esté en régimen crítico y que la velocidad sea superior a la velocidad de depositación del relave en el fondo de la canoa. Se detallan estos puntos a continuación.

También hay una condición específica para el puente. Esta condición busca evitar una cascada previa a un puente (cercanía máxima tal que se hayan disipado los pulsos o trenes de onda).

3.1.2.2 Comportamiento del escurrimiento

El régimen crítico es la manera en que el caudal avanza con la menor energía. Sin embargo, este régimen es bastante inestable, por lo que, puede pasar a río o torrente repentinamente. Lo anterior implicaría diferencias de altura abruptas, por lo anterior se toma como criterio para el diseño la siguiente condición.

$$B_n \geq 1.1B_c \quad \text{Ecuación 3.11: Condición de escurrimiento}$$

Donde:

B_n : energía régimen normal
 B_c : energía crítica

La energía crítica se calcula con los parámetros críticos, estos se describen a continuación.

$$B_c = \frac{v_c^2}{2g} + h_c \quad \text{Ecuación 3.12: Energía crítica}$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 \cdot g}} \quad \text{Ecuación 3.13: Altura crítica de escurrimiento}$$

$$v_c = \frac{Q}{h_c(b + h_c)} \quad \text{Ecuación 3.14: Velocidad crítica de escurrimiento}$$

3.1.2.3 Velocidad límite de escurrimiento

La velocidad crítica representa una condición en la que el relave deja de fluir y se deposita en la canoa. Esto es de sumo cuidado, dado que la depositación del relave, va produciendo una cuña de relave, que acaba con un embanque.

Dada la peligrosidad de que el relave se deposite, se toma como condición para la velocidad límite la siguiente condición.

$$v_m \geq 1.10 VL \quad \text{Ecuación 3.15: Condición velocidad de depositación}$$

Donde:

VL : velocidad límite de depositación

La literatura entrega gran cantidad de fórmulas para estimar esta magnitud, a continuación, se muestran tres escogidas

- Fórmula de Durand modificada por J. Rayo y P. González

$$VL = 1.25 \cdot FL \cdot \left[2 \cdot g \cdot h_n \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_l} - 1 \right) \right]^{\frac{1}{4}} \quad \text{Ecuación 3.16: Velocidad límite de Durand [m/s]}$$

Donde:

FL : coeficiente de Durand

- Formula de Voccaddlo y Sagoo (1972)

$$VL = 8.40 \cdot C_v \cdot \sqrt[3]{g \cdot h_n \cdot w \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_l} - 1 \right)} \quad \text{Ecuación 3.17: Velocidad límite de Vocaddlo y Sagoo}$$

Donde:

w : velocidad de sedimentación de los sólidos

- Fórmula del Estudio Conceptual (VST Ingenieros)

$$VL = 1.83316 \cdot \sqrt{8g \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_m} - 1 \right) \cdot \left(\frac{d_{85}}{R_h} \right)^{0.15813}} \quad \text{Ecuación 3.18: Velocidad límite VST Ingenieros}$$

Donde:

g : aceleración de la gravedad [m/s²]

Cuando se tenga dificultades en el diseño, dado que modificaciones hacen cumplir con una y no con la otra condición y viceversa, **el criterio que puede ser omitido es el de energía.**

3.1.2.4 Desgaste canaleta

La superficie en contacto con el relave sufre desgaste principalmente por tres razones: ataques químicos, cavitación y abrasión. Según el trabajo realizado por Erwin García (2018, pág. 113) el desgaste se puede estimar en función de la velocidad del relave. La estimación se calibró con datos de la canoa de Andina Codelco, donde se tenían datos de desgaste y tiempo. La fórmula propuesta por García se muestra a continuación:

$$Td_{García} = 4,14 \cdot 10^{-13} \cdot v^{24} + 0,001 \frac{cm^2}{día} \quad \text{Ecuación 3.19: Tasa de desgaste canoa García}$$

Donde:

$Td_{García}$: tasa de desgaste propuesta por García [$\text{cm}^2/\text{día}$]
 v : velocidad normal de flujo [m/s]

Esta tasa, estima el desgaste del área transversal de la canoa que resulta dañado. Para estimar el hormigón de sacrificio se propone una mantención luego de diez años de funcionamiento y que el área de desgaste es rectangular siendo el ancho igual al ancho de la canoa resultado lo siguiente.

$$e_t = Td_{García} \cdot \frac{t}{b}$$

Ecuación 3.20: Estimación espesor hormigón de sacrificio

Donde:

e_t : espesor hormigón de sacrificio dado t
 t : tiempo desde puesta en marcha de la canaleta a mantención
 b : ancho canaleta

3.1.2.5 Socavación

El Manual de carreteras (Tópico 3.707.4) expone fórmulas para estimar la Socavación local al pie de las pilas y estribos de puentes, así como la Socavación general del cauce.

Los resultados son basados en experiencias acotadas a condiciones particulares, los resultados deben ser usados con criterio y con respaldo de especialista con experiencia.

La socavación es un fenómeno producido por un desequilibrio localizado entre el sedimento arrastrado y el sedimento que llega a esa zona. Se produce cuando hay algún elemento que se interponga al flujo, como es el caso de las pilas. Se estudia la condición en que se llega a una estabilización. La socavación pone en riesgo la estabilidad de la estructura, es necesario predecirla, para evitar problemas.

La socavación en agua limpias o claras se produce sin alimentación desde aguas arriba. Y la socavación máxima es una condición de arrastre crítico además socavación en aguas limpias.

La socavación depende de la geometría de la fosa, forma de los sedimentos y de la simetría de la pila respecto al flujo.

La socavación aplica para cuencas erosionables, es decir, que son fluviales o aluviales, de suelo cohesivo o granular. Las rocas son un caso particular, por lo que se debe estudiar su disposición a erosionarse. Se recomienda en estos casos, el estudio de índice de erosionabilidad.

El índice erosionabilidad o de Kristen, correlaciona la potencia unitaria del flujo con la erosionabilidad hidráulica de la roca en un gráfico doble logaritmo, que clasifica zonas de erosión excesiva, moderada a pequeña y sin erosión.

El índice fue propuesto por (Kristen, 1982) y actualizado por (Annandale, 2002) y se expresa como sigue:

$$K = M_s \cdot K_b \cdot K_d \cdot J_s \quad \text{Ecuación 3.21: Índice de erosionabilidad de Kristen}$$

Donde:

- M_s : parámetro de resistencia del terreno
- K_b : parámetro del tamaño bloque/partícula
- K_d : parámetro de la resistencia cortante de los enlaces inter-partículas o de las discontinuidades
- J_s : parámetro de la estructura relativa al suelo

Los parámetros anteriores se encuentran en el documento de Kristen². Para suelos granulares se tienen las siguientes expresiones:

3.1.2.5.1 Fórmulas de socavación local en pilas

1) Pila cilíndrica, lecho arenoso, aguas claras. La Figura 3.4 muestra las dimensiones usadas para estimar la socavación en este caso.

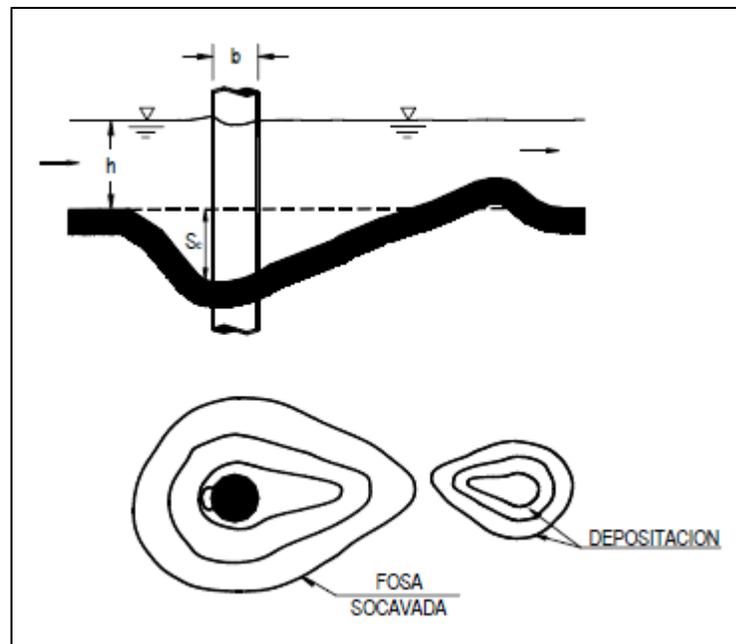


Figura 3.4: Socavación de pilas

- Breusers, Nicollet y Shen (BNSh):

$$\frac{S_c}{b} = 2 \tanh\left(\frac{h}{b}\right) \quad \text{Ecuación 3.22: Socavación de Breusers y otros}$$

² Kirsten, H. (1982). *A classification system for excavation in natural materials.*

- Envoltente de datos experimentales (EDE):

$$\frac{S_c}{b} = \begin{cases} 2 \left(\frac{h}{b}\right)^{0,35} & \text{para } \frac{h}{b} \leq 2 \\ 2,5 & \text{para } \frac{h}{b} > 2 \end{cases}$$

Ecuación 3.23: Socavación EDE.

- Relación de Richardson (R) para números de Froude mayores a 0,5:

$$\frac{S_c}{b} = 2 \left(\frac{h}{b}\right)^{0,35} F^{0,43}$$

Ecuación 3.24: Socavación Richardson

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Donde:

- S_c : socavación al pie de la pila
- b : diámetro de la pila
- h : altura de escurrimiento
- F : número de Froude no perturbado
- V : velocidad media

Factores de corrección para socavación de pilas

Si se tienen distintas condiciones a las expuestas en la descripción para utilizar las fórmulas anteriores, entonces se aplica lo siguiente:

$$S = K \cdot S_c$$

Ecuación 3.25: Factores de corrección socavación pilas

$$K = K_s K_\omega K_g K_{gr} K_R K_d$$

Ecuación 3.26: Factores de corrección socavación pilas

Donde:

- K_s : factor de forma de la pila
- K_ω : factor por alineamiento de la pila de sección no circular con la corriente
- K_g : factor debido a la dispersión granulométrica de arenas no-uniformes
- K_{gr} : factor que toma en la presencia de grupos de pilas
- K_R : factor por afloramiento de la base de fundación
- K_d : factor de influencia por tamaño del sedimento

3.1.2.5.2 Fórmulas de socavación local en el extremo de estribos y espigones

La fórmula recomendada para el cálculo de la socavación al pie de los estribos fundados en lechos de arena Melville:

$$\frac{S_e}{h} = K_\phi K_F K_h K_\sigma K_I \quad \text{Ecuación 3.27: Socavación Melville}$$

Donde:

- S_e : socavación al pie del estribo
- h : altura local del escurrimiento
- K_ϕ : factor del ángulo de esviaje de la estructura
- K_F : factor de forma del estribo o espigón
- K_h : factor que considera la profundidad del flujo
- K_σ : factor de dispersión granulométrica de la arena (es o no uniforme)
- K_I : factor de intensidad del flujo

3.1.2.5.3 Socavación general de un cauce fluvial

La socavación general se da por angostamientos en el lecho el rio, pueden ser angostamientos por causas naturales o por obras. El angostamiento produce una aceleración del flujo y por lo tanto un desequilibrio entre el sedimento que llega y el que sale.

- Método de Neill

Para sedimentos finos (arenosos)

$$\frac{V_c}{\sqrt{gh_c}} = 0,787 \left(\frac{h_c}{D}\right) \ln\left(\frac{12h_c}{k_s}\right) \quad \text{Ecuación 3.28: Velocidad crítica de arrastre sedimentos finos}$$

Para sedimentos gruesos

$$\frac{V_c}{\sqrt{gh_c}} = 1,81 \left(\frac{h_c}{D}\right)^{-0,33} \quad \text{Ecuación 3.29: Velocidad crítica de arrastre sedimentos gruesos}$$

Donde:

- V_c : velocidad crítica de arrastre [m/s]
- h_c : altura de escurrimiento para la condición de arrastre crítico [m]
- D : diámetro representativo del sedimento del lecho [m]
- k_s : aspereza o rugosidad determinante de la pérdida de carga [-]
- g : aceleración de la gravedad [m/s]

Para el cálculo de la socavación con este método, se debe dividir la sección en franjas y determinar de cada una de ellas la máxima altura de agua que iguala a la altura crítica de arrastre, como se muestra en la Figura 3.5.

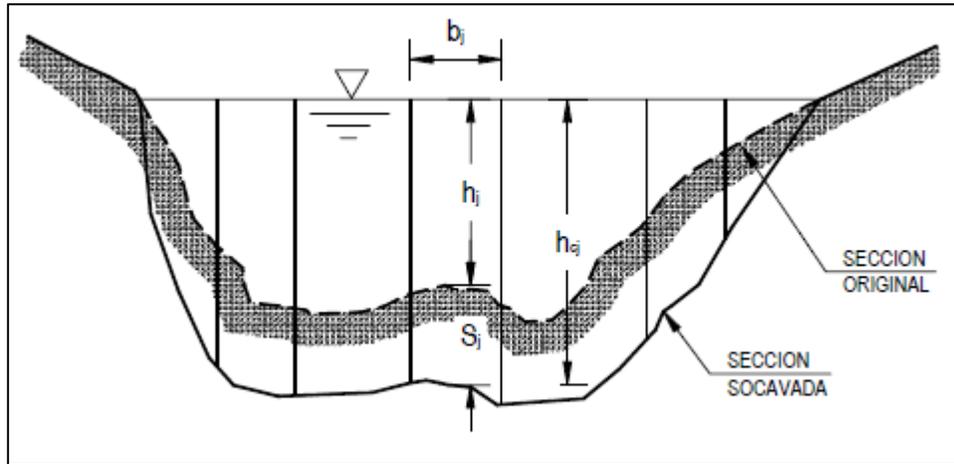


Figura 3.5: Método franjas altura crítica

La socavación de cada franja queda determina por:

$$S_j = h_{cj} - h_j$$

Ecuación 3.30: Socavación método franjas

Igualando los caudales de las expresiones anteriores, se despeja h_{cj} resultando las siguientes expresiones:

Sedimentos finos:

$$h_{cj} \cdot Ln \left(\frac{12h_{cj}}{k_s} \right) = \frac{q_j}{0.787\sqrt{gD}}$$

Ecuación 3.31: Altura crítica sedimentos finos

Sedimentos gruesos:

$$h_{cj} = \left(\frac{q_j}{1,81\sqrt{g} D^{0,33}} \right)^{0,855}$$

Ecuación 3.32: Altura crítica sedimentos gruesos

$$q_j = \frac{Q_j}{B_j} = \frac{1}{B_j} \left(\frac{\Omega_j}{\Omega} \right) \left(\frac{R_j}{R} \right) \left(\frac{n}{n_j} \right) Q$$

$$R_j = \frac{\Omega_j}{B_j}$$

Donde:

- q_j : caudal por unidad de ancho de cada franja j
- Q_j : caudal total de la franja j [m³/s]
- B_j : ancho de la franja j [m]
- Ω_j : área de la franja j [m²]
- R_j : radio hidráulico de la franja j [m]
- n_j : rugosidad de Manning de la franja [-]

Ω, R, n, Q : Mismas variables anteriores para la sección completa

- Método de Lischtan-Levediev

Este método distingue entre cauces principales definidos y no definidos. Este método se basa en la división de franjas de la sección transversal del cauce. Si la sección es pequeña, se puede considerar toda la sección como una sola franja. La Figura 3.6 muestra un ejemplo de cómo dividir dos tipos de cauces.

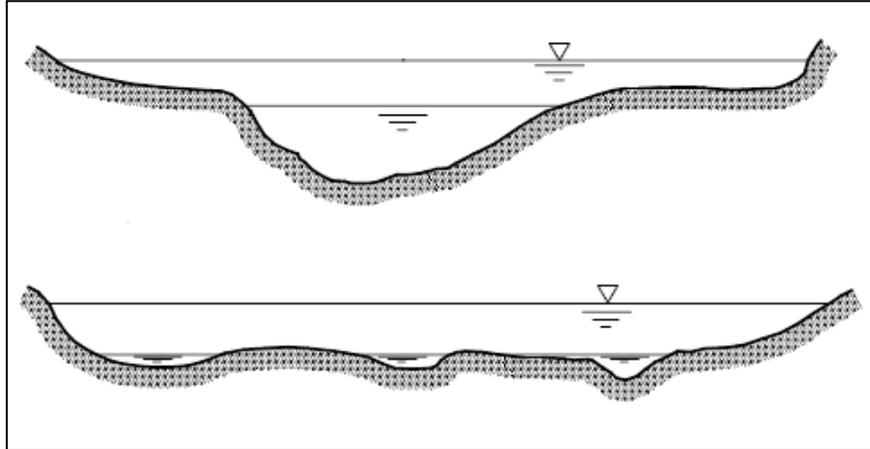


Figura 3.6: Método franjas horizontales para socavación

3.1.2.5.3.1 Cauce principal definido

Para cada franja, la altura de escurrimiento se calcula con las siguientes fórmulas, diferenciándose en el tipo de sedimento.

Sedimento no cohesivo:

$$h_j = \left(\frac{q_j}{0.68 \cdot \beta \cdot D^{0.28} \cdot \psi} \right)^{\frac{1}{x+1}}$$

Ecuación 3.33: Altura escurrimiento sedimentos no cohesivos

Sedimento cohesivo:

$$h_j = \left(\frac{q_j}{0.6 \cdot \beta \cdot \gamma_s^{1.18} \cdot \psi} \right)^{\frac{1}{x+1}}$$

Ecuación 3.34: Altura escurrimiento sedimentos no cohesivos

$$D = \frac{\sum P_i \cdot D_i}{100}$$

Donde:

- q_j : caudal por unidad de ancho de franja j [m^3/s]
- D : diámetro medio del sedimento obtenido de la curva granulométrica [mm]
- P_i : porcentaje en peso que pasa por la malla i

- γ_s : peso específico del material seco [ton/m³]
- β : coeficiente función de probabilidad de excedencia del caudal de diseño
- x : parámetro de fórmula de arrastre crítico
- n : coeficiente de rugosidad de Manning
- i : pendiente media del lecho
- ψ : coeficiente que considera influencia de sedimento en suspensión

3.1.2.5.3.2 Cauce principal no definido, múltiples subsecciones

Para cada franja, la altura de escurrimiento se calcula según:

$$h_j = \left(\frac{q_j}{V_{c1}} \right)^{0.536} \quad \text{Ecuación 3.35: Altura escurrimiento sedimentos no cohesivos}$$

Donde:

- q_j : caudal por unidad de ancho de franja j [m³/s]
- V_{c1} : velocidad crítica para un escurrimiento de 1 m de profundidad media [m/s]

Se debe determinar el peligro de socavación sísmica (PSS) al que se hace referencia en el Tópico 3.1004.306 de diseño sísmico.

3.1.3 Geotecnia

Los estudios de mecánica de suelo son sumamente importantes para llevar a cabo un buen diseño de las cimentaciones de cualquier tipo de obra. Tienen como objetivo principal definir la naturaleza y propiedades del terreno donde se emplazará el puente.

Los parámetros que deben resultar de los informes geotécnicos deben ser a lo menos: tipo de suelo, ángulo de fricción interna, cotas de sello de fundación, nivel de napa freática, constante de balasto, ensayos de suelo, recomendaciones generales para las estructuras soportantes del puente, factores de seguridad sísmicos y estáticos, entre otros. A continuación, algunos informes de suelo.

- Informe geotécnico y condiciones de fundación
- Exploración geotécnica y ensayos de suelo
- Caracterización de material fluvial sobre lecho de río (en caso de pasar sobre uno)
- Caracterización geológica

En el Informe geotécnico y condiciones de fundación se analizan los antecedentes generales relativos a la topografía, geomorfología, geología y exploraciones del subsuelo realizadas a lo largo del trazado del puente. Se resumen todos los parámetros necesarios para el cálculo estructural de las fundaciones para cepas y estribos.

Por otro lado, en la exploración geotécnica y ensayos de suelo previo a la exploración, el especialista geotécnico debe realizar un reconocimiento de suelo, que consiste principalmente en recorrer el sitio y evaluar visualmente las condiciones, lo que dejara en evidencia: existencia de obras cercanas, tipos de suelos superficiales, condiciones de drenaje y problemas de acceso.

Resulta ser buena práctica estudiar información de proyectos realizados en las cercanías (sondajes, ensayos de suelo, entre otros) y fotografías aéreas que permitirían identificar características

geológicas como deslizamientos de tierras y fallas. Ambas, ayudarán al especialista a darse una idea general del terreno y poder comparar sus resultados.

La exploración geotécnica en puentes consiste principalmente en realizar calicatas o sondajes (si la napa freática no permite hacer calicatas) en puntos estratégicos de la obra (cepas y estribos). El tipo de sondaje dependerá si es suelo o roca, para suelos el más común es el de la cuchara normal, que además de extraer material, entrega el número de golpes durante la penetración (ensayo SPT estándar), mientras que para rocas se utilizan sondajes a rotación con coronas. El tipo de corona dependerá de la dureza de la roca.

3.1.3.1 Exploración geofísica

Existen métodos de exploración geofísicos que ayudan a complementar y programar los estudios que definen los sectores con mejores condiciones geodinámicas para el emplazamiento de la obra. El método más utilizado actualmente corresponde al de Refracción Sísmica, con el que se diferencian los estratos del subsuelo de acuerdo con las velocidades de propagación de ondas. Además, este estudio permite determinar la profundidad de la roca basal, como también condiciones (meteorización y fracturación) y competencias de la roca donde se asentarán las estructuras.

Para llevar a cabo el método, se dispone de una serie de sensores (geófonos), estratégicamente ubicados, los que miden el tiempo de propagación de ondas elásticas de compresión (P) y de corte (S), desde que se emiten hasta que llegan a cada estación. La red de geófonos está conectada a un computador, el que almacena los datos medidos.

Dependiendo del método de refracción sísmica empleado, las fuentes de las ondas pueden ser golpes, explosiones o vibraciones mecánicas. Se pueden diferenciar entre excitaciones verticales y horizontales. Los ensayos más comunes que se realizan actualmente son:

- *Down-Hole*
- *Cross-Hole*
- Sonda de suspensión
- Análisis espectral de ondas superficiales (SASW)
- Refracción por microtemores (ReMi)

El análisis de ondas superficiales permite obtener el parámetro V_{s30} , el que corresponde a la velocidad de onda de corte promedio en los 30 primeros metros superficiales. Este parámetro es fundamental para la correcta caracterización del suelo según normativa nacional. Se calcula como sigue:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{si}}}$$

Ecuación 3.36: Velocidad de onda de corte promedio en los primeros 30 metros

Donde:

- V_{si} : velocidad de onda de corte en estrato i [m/s]
- h_i : espesor estrato i [m]
- n : cantidad de estratos

3.1.4 Civil

La disciplina Civil define el trazado completo de la plataforma civil que sostiene la canaleta de relaves que incluye además el camino de servicio de atención a la canaleta.

Se desarrolla el diseño geométrico del trazado en horizontal como en vertical, se definen las excavaciones y rellenos, taludes de excavaciones y rellenos, los saneamientos del camino de servicio, los cruces de obras de artes, los taludes para los rápidos, las cotas de entradas y salidas para los puentes, los empréstitos para los rellenos estructurales. Estas definiciones son recomendaciones obtenidas del "Manual de Carreteras" Volumen N°3 del Ministerio de Obras Públicas de Chile, MOP y del criterio de diseño que dispone cada proyecto/cliente. La Figura 3.7 muestra secciones transversales tipo para el trazado.

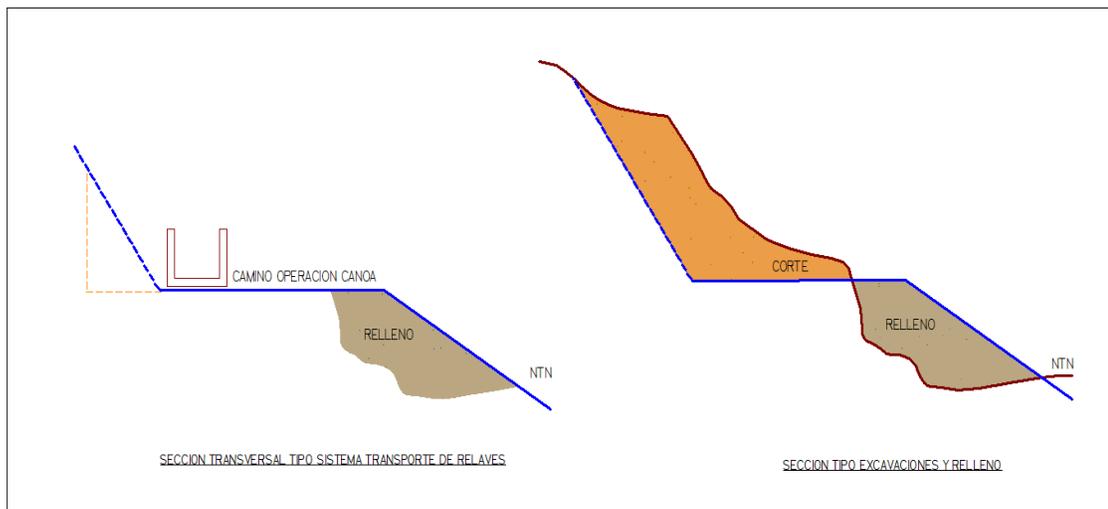


Figura 3.7: Secciones transversales de corte y relleno para trazado

Para el caso de la canoa autoportante de hormigón armado, esta tiene absoluta coincidencia con la sección transversal de la canaleta de relaves dispuesta a piso, relaves arriba como relaves abajo del puente.

Notar que, para sistemas de transporte de relaves existentes, cuando se proyecta aumentar su capacidad en general, se habla de una solución simple, la que consiste en peraltar sus muros. Sin embargo, la solución a nivel de trazado sobre el puente no es tan simple. Los puentes en su mayoría fueron diseñados en promedio 20 años atrás y de los antecedentes recopilados, las cargas muertas nuevas como el aumento de altura de muro no fueron incluidos, pero además la materialización de estos no es fácil de implementar, sobre todo con el puente operando. Dependiendo del año de operación a veces no hay disponibilidad de capacidad para desviar los relaves a los tranques auxiliares aguas arriba del puente, las paradas de planta son breves comparado con el tiempo de intervención necesario para materializar el refuerzo sobre el puente.

Finalmente, para la disciplina civil tenemos los siguientes conceptos como base de diseño que deben estar considerados en todo proyecto:

- Desarrollo de criterios de diseño para camino, saneamientos y movimientos de tierra
- Definición de trazados con alineamiento vertical y horizontal
- Especificaciones técnicas particulares y generales
- Definición de empréstitos para materiales del proyecto

- Topografías actualizadas e hitos referenciales validados (sobre todo después de grandes terremotos)
- Parámetros de geotecnia para los distintos diseños civiles

Topografía

La topografía del sitio en que se ubicara el puente debe establecerse mediante mapas de curvas de nivel y fotos. Los estudios deben contener la historia del sitio, como el movimiento de masas de tierra, erosión de suelo y rocas y meandros de cursos fluviales. Los trabajos topográficos básicos para realizar son los siguientes:

1. Reconocimiento del terreno y ubicación de puntos de amarre
2. Materialización red básica de apoyo
3. Medición con sistema GPS de las coordenadas UTM de la Red Básica
4. Levantamientos zonas de empalme del proyecto para su calce en coordenadas
5. Nivelación red básica
6. Levantamientos especiales
7. Replanteo cada cierta distancia (50 m es apropiado para un puente de 300 m de longitud³), nivelación longitudinal y perfiles transversales de eje proyectado

A continuación, se detallan los puntos anteriores:

1. Se eligen los vértices entre los disponibles. La elección se debe a ubicación y acceso.
2. Conocidos los puntos de partida (vértices mencionados en el punto anterior) para materializar la red básica se pueden usar monolitos
3. La red básica puede ser medida con GPS u otro instrumento, para dale coordenadas UTM.
4. Además, se toman puntos de los sectores de empalme, que son los puntos de inicio y fin del proyecto
5. La nivelación se puede hacer en base a algún pilar de nivelación (se conoce su azimut), con esta referencia se nivelan los puntos de la red básica, formando anillos cerrados. Para esta actividad se puede usar un nivel.
6. Se levantan taquimétricamente las irregularidades del terreno y de inicio y fin del puente; en caso de tener un puente cuya luz excede los 300m, es recomendable levantar las cepas de este. Se puede medir con una estación total, que tiene la capacidad de almacenar datos facilitando la planimetría.
7. Para el replanteo se estaca el eje proyectado cada cierta distancia. Luego se nivelan las estacas para tener seguridad de sus coordenadas. Posteriormente, tomar perfiles transversales de las estacas, puede ser con taquímetro o estación total.

³ CAPE IDEPE. (2000). Reposición cruce relaves río Cachapoal. CODELCO CHILE. Obtenido de documentos.dga.cl

3.1.5 Electricidad e Instrumentación

3.1.5.1 Sistema de Energía

El requerimiento de Electricidad para el diseño del Puente se ve reflejado en disponer de los siguientes elementos:

- Sistemas de Postes iluminación
- Sistemas de Pararrayos
- Tableros de alimentación baja y media tensión.

3.1.5.2 Monitoreo

El relave es una sustancia peligrosa para el medio ambiente, por lo que no se puede derramar en ningún punto, fuera de los tranques. Particularmente, un derrame sobre cursos fluviales resulta catastrófico, dado que estos pueden ser la fuente de una comunidad o predio agrícola.

Por otro lado, verificar la condición estructuras después de algún evento extremo (sismo⁴, viento, nieve o lluvia).

Finalmente, resulta deseable medir el desgaste de la canoa de hormigón, cuyo hormigón de sacrificio puede durar menos de lo previsto, llegando a dañar la armadura de las canoas, exponiendo las estructuras a colapsar.

3.1.5.3 Parámetros que monitorear

Las necesidades previamente mencionadas, se cubren monitoreando las siguientes características:

- Nivel o altura normal del relave
- Caudal (nivel y velocidad)
- Densidad (concentración en flujo)
- Desgaste de la canoa

3.1.5.4 Complicaciones de monitoreo

El monitoreo del relave es complejo por algunos motivos. En primer lugar, en algunos casos los sensores deben ir sumergidos en el fluido para medir concentración y desgaste. Dada la energía transportada por el relave, los sensores son expuestos a una abrasión tal, que los deja fuera de funcionamiento en 3 semanas aproximadamente.

Por otro lado, existe el monitoreo por cámaras⁵, pero falla por dos motivos. No se cuenta con la presencia continua de operador vigilandolas, siendo que el embancamiento ocurre en un lapso de minutos (2 a 3 minutos para embancar 300 m.⁶). Y el polvo en suspensión transportado por el relave, empaña los lentes.

⁴ En una ocasión, producto de un sismo, una roca rodo y al golpear, rompe la canoa.

⁵ El cruce relaves Cachapoal es monitoreado por cámaras y sufren este problema.

⁶ Dato experiencia profesional oficinas de Wood.

3.1.6 Estructuras

3.1.6.1 Aspectos sísmicos

3.1.6.1.1 Estudio de Riesgo y amenaza sísmica

Las interacciones entre placas tectónicas generan una gran cantidad de energía liberada, lo que provoca grandes deformaciones. Chile se encuentra sobre la placa Sudamericana, la que en su borde converge y genera una zona de subducción con las placas de Nazca y Antártica. En el sur, la placa de Escocia genera un borde transcurrente con la Sudamericana. por lo que, Chile resulta ser un país con gran actividad sísmica, lo que hace necesario que todas sus estructuras deban ser sismo-resistentes.

Los estudios de amenaza sísmica (H) permiten determinar la probabilidad de ocurrencia de un sismo, matemáticamente se acepta la siguiente expresión según UNDRO (1979).

$$H = P[x(s) \geq x_0; t] \quad \text{Ecuación 3.37: Amenaza sísmica (UNDRO, 1979)}$$

Donde P es la probabilidad de que se supere el valor umbral x_0 de un parámetro elegido en el tiempo t .

Otros resultados importantes son, el valor de la intensidad de movimiento del mismo evento en un determinado lugar y durante un periodo de tiempo dado y espectros de aceleración, entre otros parámetros. Existen dos formas de abordar un estudio de peligrosidad sísmica: según variables determinísticas (parámetros conocidos según sismos ocurridos anteriormente) o probabilísticas (añade incertidumbre en los parámetros evaluados). Los parámetros para considerar dependerán del método empleado para modelar la atenuación del suelo (leyes de atenuación empíricas). Dentro de las posibles variables destacan: magnitud de un evento probable, velocidad de ondas de corte los primeros 30 metros, reconocimiento de las fallas existentes del sector, profundidad probable desde de la superficie hasta la ruptura, distancia horizontal a la falla desde el sector donde se quiera emplazar la obra, entre otros.

Los estudios de riesgo sísmico (R) combina el peligro sísmico con la vulnerabilidad, de donde esta última resulta de cuantificar el daño recibido, método de falla y resistencia de la estructura ante un sismo probable. La ecuación general según UNDRO (1979) es la siguiente:

$$R = H \cdot V \cdot E \quad \text{Ecuación 3.38: Riesgo sísmico (UNDRO, 1979)}$$

Donde:

H : amenaza sísmica

V : vulnerabilidad

E : sistemas estructurales en riesgo (en caso de habitación, incluir número de personas)

Para estimar la amenaza y riesgo sísmico, se debe entender muy bien la sismicidad de la zona. Además, tener a disposición datos históricos sobre la frecuencia y magnitud de los sismos ocurridos en un radio aproximadamente de 300 km de la zona del proyecto para poder estimar de buena forma los parámetros a evaluar.

Existen dos enfoques para la estimación del riesgo sísmico, el determinista y probabilista, que son definidos a continuación.

3.1.6.1.1.1 Método Determinista

Este enfoque se basa en asumir que la sismicidad futura será igual a la pasada. El máximo terremoto ocurrido es el máximo previsible. El método se compone de 5 fases principales.

Fase 1: Caracterización de fuentes sismogénicas

Se tienen tres tipos de fuentes sismogénicas:

- Fuente sismogénica: porción de corteza con sismicidad uniforme. Abarca desde una falla hasta una región.
- Estructura tectónica capaz: estructura que puede generar terremotos o deformaciones en la superficie. Se conoce también como falla activa. Para determinar si una falla es o no activa existen tres criterios:
 - Neotectónica: Falla que ha presentado deformaciones durante el periodo tectónico actual
 - Ingeniería geológica: Falla que se ha movido en los últimos 10.000 años (Holoceno)
 - Ingeniería radioactiva: Falla con actividad durante los últimos 500.000 años.
- Provincia sismotectónica: Región con semejanzas geológicas, geofísicas y sismológicas. Se dice que posee una sismicidad potencial uniforme.

Fase 2: Selección del terremoto de control

Se asigna a cada fuente sismogénica un máximo terremoto potencial (a partir de datos históricos o paleosismicidad)

Fase 3: Traslación del terremoto de control

Si el emplazamiento está en la provincia sismogénica, se sitúa a 15 km. (USNRC 1997a)

Fase 4: Determinación del movimiento del terreno en el emplazamiento

De todos los terremotos de control, se elige el que mayor intensidad produzca en el emplazamiento. Luego, con una ley de atenuación correspondiente al terreno, se estiman los efectos. La ley de atenuación debe reflejar la propagación de ondas en la zona. Los resultados de esta fase se entregan en intensidades o aceleraciones.

Fase 5: Determinación de la peligrosidad sísmica

El resultado son aceleraciones o intensidades. Por la forma de encontrar el sismo de control, este método se considera conservador.

La Figura 3.8 muestra las fases del método probabilista.

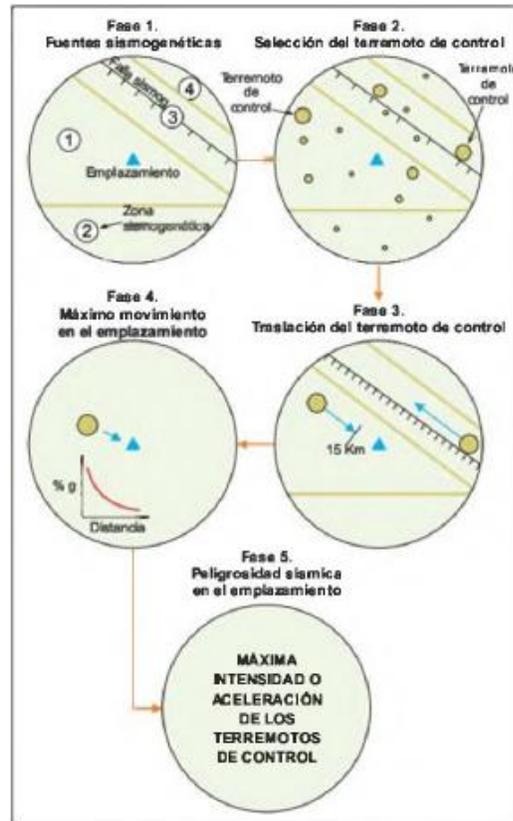


Figura 3.8: Fases del método determinista
Fuente: Ingeniería Geológica, Luis González de Vallejo.

3.1.6.1.1.2 Método Probabilista

Se plantean leyes de recurrencia a partir de la sismicidad registrada. Con ello, se construyen curvas de probabilidad a partir de los niveles de movimiento. Este método ha tenido mayor aceptación entre los métodos propuestos. El método se compone de 4 fases principales.

Fase 1: Definición de las fuentes sismogénicas

Si la posibilidad que ocurra un terremoto es igual en todas las fuentes independiente de su localización se dice que son uniforme en potencial sísmico. Por otro lado, el tamaño de la fuente es importante, ya que, modifica valores de la recurrencia de la sismicidad.

Fase 2: Actividad de las fuentes

Se determina con la expresión de Gutenberg y Richter, que relaciona la cantidad de terremotos con su magnitud.

$$\log N = a - bM$$

Ecuación 3.39: Relación frecuencia-magnitud sismos

Donde:

- N : Cantidad de terremotos
- M : Magnitud de los terremotos
- a : Coeficiente de regresión, representa el nivel de sismicidad en la región
- b : Coeficiente de regresión, representa la relación entre la cantidad de terremotos pequeños con respecto a los grandes

Es importante que se cuente con la totalidad de datos para analizar correctamente.

Fase 3: Efecto de los terremotos en el emplazamiento

Para cada sismo, se aplica una ley de atenuación.

Fase 4: Estimación de la peligrosidad

Para esto se usa el módulo de Poisson, ya que, se plantea que cada terremoto ocurre aleatoria e independientemente. Se obtiene la probabilidad anual de excedencia de diferentes niveles de intensidad o aceleración de un periodo y en cada fuente. Se determina el periodo de retorno, definido como el intervalo de tiempo en años en el que, con una probabilidad alta, se producirá el sismo. Erróneamente se cree que es el periodo entre dos eventos sucesivos. La Figura 3.9 muestra las fases del método probabilista.

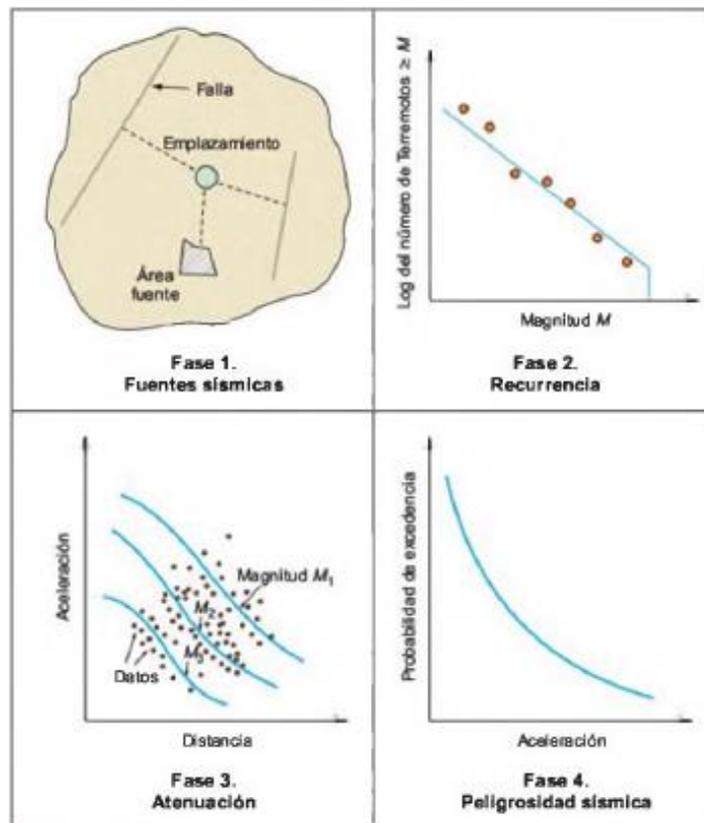


Figura 3.9: Fases del método probabilista
Fuente: Ingeniería Geológica Luis Gonzáles de Vallejo

3.1.6.1.2 Sismicidad nacional

Las interacciones entre placas tectónicas generan una gran cantidad de energía liberada, lo que provoca grandes deformaciones. Chile se encuentra sobre la placa Sudamericana la que, en su borde, converge y genera una zona de subducción con las placas de Nazca y Antártica. En el sur, la placa de Escocia genera un borde transcurrente con la Sudamericana. Los tipos de terremotos más comunes en el territorio nacional son:

- a) Interplaca subductivo: Interacción entre placa de Nazca y sudamericana, ocurre debido a movimiento relativo entre placas, profundidad menor a 40-60 km.
- b) Intraplaca de profundidad intermedia: Al interior de placa de Nazca, profundidad entre 50-250 km. Producen el mayor daño.
- c) Intraplaca superficiales o corticales: Al interior de placa Sudamericana, se deben a deformaciones producto del contacto entre las placas, profundidad menor a 60 km.
- d) Outer-Rise: Ocurren costa afuera debido a deformaciones de la placa de Nazca, profundidad no mayor a 30 km.
- e) Sismos debido a falla transcurrente: Debido a deslizamientos laterales entre una placa y otra (Sudamericana-Escocia).

La interacción de las placas se muestra en la Figura 3.10, donde se señala las zonas en que se producen los sismos.

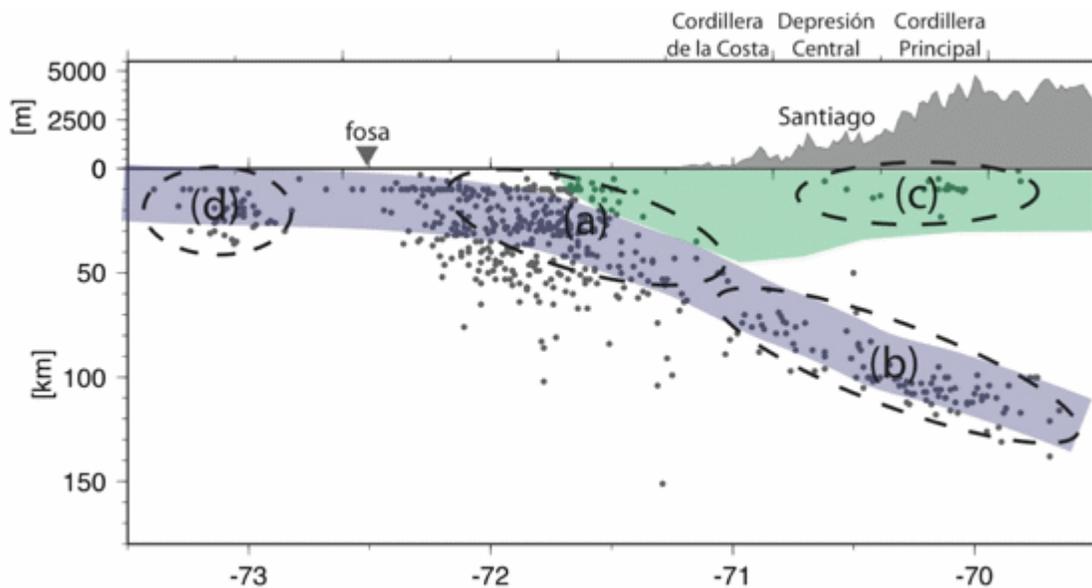


Figura 3.10: Tipos de sismos en Chile. Fuente: Centro Sismológico Nacional (CSN)

Para un nivel de Ingeniería de factibilidad es plausible solicitar un informe de riesgo sísmico que contenga las siguientes definiciones de parámetros y recomendaciones generales:

- Ubicación geográfica del proyecto

- Descripción de eventos sísmicos históricos asociados al área del proyecto
- Marco sismogénico general
- Caracterización de las fuentes sísmicas relevantes para el proyecto
- Definición de terremotos de diseño (máximo creíble, operacionales)
- Estimación de aceleraciones máximas (máximo creíble, operacionales)
- Cálculo de los coeficientes sísmicos (máximo creíble, operacionales)
- Caracterización probabilística de acelerogramas de movimiento fuerte
- Método para estimar los espectros de respuesta
- Informe de especificaciones particulares de diseño sísmico para puentes enrejados de acero que sustentan canoas de relaves
 - Espectros de diseño, definir amortiguamientos, factor de modificación de la respuesta (R) e indicar valores de A_0 (Aceleración efectiva)
 - Coeficientes basal máximos, mínimos y coeficientes verticales con sus respectivas comparaciones con la normativa actual
- Recomendaciones particulares dada las características y el emplazamiento del proyecto

Los resultados del informe de riesgo sísmico aplicables al diseño estructural (coeficientes de modificación de respuesta, espectros de diseño, entre otros) deben ser comparados con la normativa actual aplicable al proyecto. Debe utilizarse el resultado más conservador.

3.1.6.2 Materiales

3.1.6.2.1 Hormigón armado

Material usado frecuentemente en la construcción. Está compuesto por hormigón y barras de refuerzo. El hormigón posee una densidad aproximada de $2,4 \text{ ton/m}^3$ (armado aumenta a $2,5 \text{ ton/m}^3$) y un coeficiente de dilatación similar al acero (por eso funcionan como material compuesto) de $12 \cdot 10^{-6} \text{ } 1/^\circ\text{C}$.

El hormigón también se caracteriza por ser económico, durable, monolítico y continuo. Tiene gran peso y dimensiones. Una desventaja es que las faenas son lentas, dado que tarda en tomar resistencia.

3.1.6.2.1.1 Hormigón

Se obtiene de la mezcla de cemento, grava y agua. Puede poseer también aditivos y adiciones. Todos sus componentes le brindan distintas cualidades. El agua, por ejemplo, reacciona con el cemento y además le da trabajabilidad a la mezcla.

La principal característica de este material es su resistencia a la compresión. Se obtiene de ensayar una probeta cilíndrica de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura a los 28 días. El resultado corresponde a la resistencia nominal a compresión del hormigón, f_c , cuyo grado se designa con el valor de la resistencia en MPa, precedido de la letra G. La Figura 3.11 muestra cómo se dispone la probeta en el ensayo.

Los 28 días es un periodo en que el hormigón logra un alto porcentaje de su resistencia total (ver Figura 3.12).



Figura 3.11: Ensayo a compresión probeta cilíndrica de hormigón.

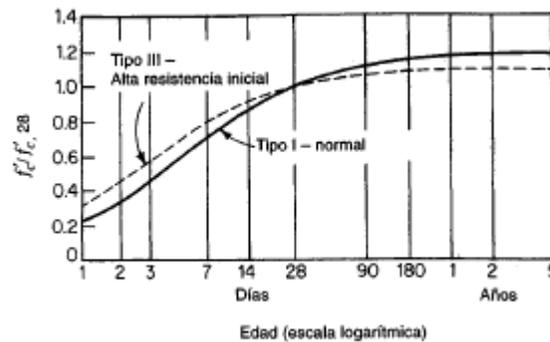


Figura 3.12: Efectos de la edad en la resistencia a compresión f'_c
Fuente: Nilson Diseño de estructuras de Hormigón, página 40

La resistencia a compresión del hormigón se obtiene también, del ensayo de una probeta cúbica. La designación del grado en este caso va precedida de la letra H. La equivalencia entre la designación con G y H se muestra en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3: Correlación probeta cilíndrica y cúbica. (Massone Sánchez, 2017)

		Resistencia de diseño	
Probeta cúbica	f_c^{cub} [MPa]	5-25	30; 35; 40; 45; 50; 55; 60
Correlación		$f'_c = f_c^{\text{cub}} \cdot 0,8$	$f'_c = f_c^{\text{cub}} - 5$ [MPa]
Probeta cilíndrica	f'_c [MPa]	4-20	25; 30; 35; 40; 45; 50; 55

La resistencia a la compresión está estrechamente relacionada con la proporción de agua/cemento. Mientras mayor sea esta razón, es decir, mientras más agua se adhiera a una mezcla, menor será su resistencia a la compresión. La Figura 3.13 grafica lo anterior.

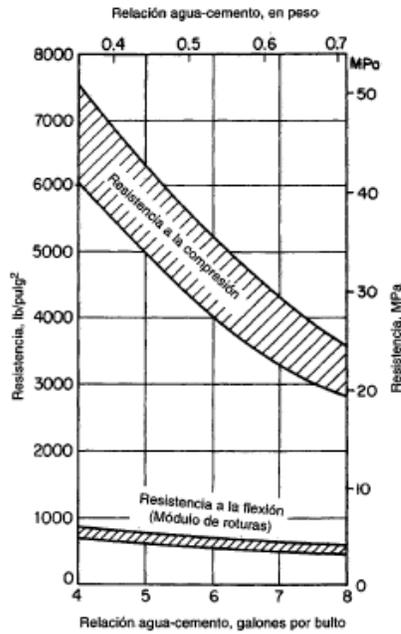


Figura 3.13: Efecto relación agua/cemento en la resistencia a la compresión
Fuente: Nilson Diseño de estructuras de concreto, p 32

Entre otras propiedades se mencionan las siguientes:

- Módulo elástico: Modulo secante a $0.5f'_c$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} [MPa]$$

Ecuación 3.40: Módulo elástico Hormigón

- Módulo de Poisson:

$$\nu = \frac{\epsilon_{transv}}{\epsilon_{axial}} \approx 0.15 \text{ a } 0.2$$

Ecuación 3.41: Módulo de Poisson

- Resistencia al esfuerzo biaxial: Se incrementa la capacidad de compresión en ambas direcciones.
- Resistencia al esfuerzo triaxial: Aumento de la ductilidad en compresión. Según la relación siguiente.

$$\sigma_1 = f'_c + 4.1\sigma_3$$

Ecuación 3.42: Aumento de la resistencia a la compresión por el confinamiento

- Resistencia a la tracción: Baja capacidad a tracción. Valor aproximado dado por la ACI 318-05

$$f_r = 0.62\sqrt{f'_c} [MPa]$$

Ecuación 3.43: Resistencia a la tracción, ACI 318-05

Para especificar un hormigón se debe considerar como mínimo los siguientes parámetros:

- Grado de resistencia mecánica especificada
- Fracción defectuosa
- Tamaño máximo nominal del árido
- Asentamiento de cono

(NCh170 of. 2016)

3.1.6.2.1.2 Acero de Refuerzo

La deficiencia resistiva a tracción del hormigón es provista por las barras de acero de refuerzo. Entre sus características se menciona lo siguiente:

- Resistencia tracción y compresión, superior a la del hormigón

$$f_y = 280; 420 [MPa]$$

Ecuación 3.44: Resistencia barras de refuerzo

- Rigidez

$$E_s = 200.000 [MPa]$$

Ecuación 3.45: Rigidez barras de refuerzo

- Ductilidad

$$\epsilon_{fractura} = 10 \text{ a } 20\%$$

Ecuación 3.46: Ductilidad barras de refuerzo

Existen distintas clasificaciones para las barras de refuerzo, la Tabla 3.4 muestra la caracterización de dos de las calidades del acero A440 y A630

Tabla 3.4: Cualidades y cifras mecánicas de las calidades A440 y A630
Fuente: CAP acero

	A440	A630
Tensión de fluencia f_y , MPa	280 min	420 min/ 580 máx..
Resistencia máxima f_u , MPa	440 min	630
Relación f_y/f_u	1,25	1,25
Alargamiento %, Lo=200 mm		
Diámetro 8, 10, 12, 14, 16, 18	16	8
22,25,28, 32, 36	16	8
40	16	8

La Tabla 3.5 muestra la capacidad de doblado de las barras según su diámetro y calidad.

Tabla 3.5: Capacidad de doblado de barras según calidades A440 y A630

Fuente: CAP acero

Diámetro nominal (dn), mm	A440	A630
Hasta 18	D = 3 dn	D = 4 dn
Sobre 18 hasta 25	D = 4 dn	D = 5 dn
Sobre 25	D = 5 dn	D = 6 dn
D = Diámetro del cilindro o mandril de doblado		

La Tabla 3.6 muestra los diámetros disponibles en el mercado y la masa lineal de cada uno de ellos.

Tabla 3.6: Diámetros disponibles y masa lineal

Fuente: CAP acero

Diámetro [mm]	Masa lineal [kg/m]
6	0,222
8	0,395
10	0,617
12	0,888
14	1,21
16	1,58
18	2,00
20	2,47
22	2,98
25	3,85
28	4,83
32	6,31
36	7,99
40	9,47

3.1.6.2.2 Acero estructural

El acero es una aleación del hierro y carbono (0,05% a 2%). Entre las propiedades de este material se destacan las señaladas en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7: Propiedades del Acero

Propiedad	Descripción
Ductilidad	Capacidad del acero para deformarse al soportar esfuerzos de tracción sin llegar a la rotura. Determina que tanto puede el acero incursionar en el rango no elástico.
Resistencia al desgaste	Resistencia que ofrece el material cuando se erosiona con otro.
Alta resistencia a la tracción	Fuerza máxima por unidad de área que soporta el material al ser sometido a tracciones.
Dureza	Resistencia del material para dejarse penetrar por otro.
Maleabilidad	Capacidad del material de soportar esfuerzos de compresión sin romperse.
Tenacidad	Capacidad del material de absorber energía sin fisurarse.

Existen tipos de acero, de acuerdo con su composición, en la Tabla 3.8 son descritos.

Tabla 3.8: Tipos de acero de acuerdo a su composición.

Tipo	Descripción
Al carbono	Acero donde está presente el Carbono y otros elementos como el Manganeso, Silicio, Fósforo y Azufre en cantidades consideradas normales.
Alta resistencia y baja aleación (HSLA):	La mayor resistencia se consigue disminuyendo el contenido de carbón y añadiendo pequeñas cantidades de elementos de aleación. Actualmente son ampliamente utilizados debido a sus características: mayor ductilidad, facilidad de rolado y soldado, dureza y mayor resistencia a la fatiga.
Alta aleación	Acero con cantidades de elementos de aleación entre 10-12%. En estas condiciones, la microestructura del material se ve alterada, por lo tanto, los tratamientos comerciales posteriores deben ser modificados, exigiendo técnicas y cuidados especiales.

Independiente de las diferencias, existen propiedades compartidas por los tipos de acero, estas se muestran en Tabla 3.9.

Tabla 3.9: Propiedades comunes de aceros

Propiedad	Magnitud
Módulo de elasticidad (E)	200000 MPa
Peso específico (γ)	7,85 tonf/m ³
Coefficiente de dilatación térmica (α)	1,17x10 ⁻⁵ 1/°C
Coefficiente de Poisson	0,3 (elástico) – 0,5 (plástico)

La nomenclatura usada para caracterizar los aceros según la norma vigente NCh 203-06 es la que se muestra en la Figura 3.14.

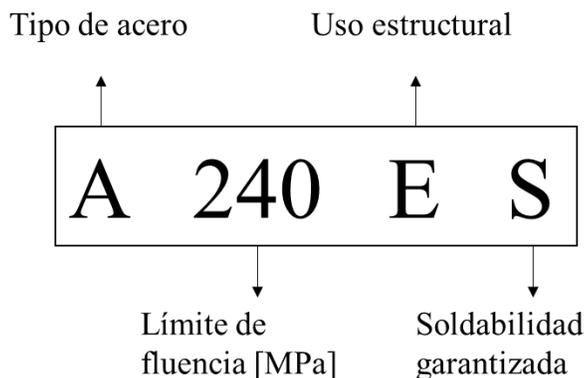


Figura 3.14: Nomenclatura Acero NCh 203-06

Los tipos de acero referenciados en la Figura 3.14 corresponden a los siguientes: acero al carbón (A), acero microaleado (M) y acero de alta resistencia y baja aleación (Y). En la Tabla 3.10 se muestran los aceros estructurales de la NCh 203 Of.2006.

Tabla 3.10: Aceros estructurales según NCh 203 Of.2006.

Nombre NCh	Límite de fluencia mínimo [MPa]	Resistencia a la tracción [MPa]	Alargamiento mínimo [%] ; e [mm]		
			e ≤ 5	5 ≤ e ≤ 16	e > 16
A240ES	240	360 a 460	24	22	20
A270ES	270	410 a 510	22	20	18
A345ES	345	510 a 610	20	18	16
M345ES	345	510 a 610	20	18	16
Y346ES	345	480 mín.	20	18	16

También se pueden clasificar de acuerdo a la normativa estadounidense, dada por la *American Society for Testing Materials* (ASTM). Los más usados se muestran en la Tabla 3.11.

Tabla 3.11: Aceros estructurales según ASTM.

Nombre ASTM	Tipo	Grado	Tensión de fluencia [MPa]	Resistencia última [MPa]	Usos
A36	Al carbono	36	250	400 a 550	Uso estructural general, se puede emplear en placas de conexión, montajes y diagonales de armadura, anclaje de barras redondas, entre otras
A572	Alta resistencia, baja aleación	50	345	450	Placas de hasta 4", columnas y vigas principales y secundarias.
		60	414	515	
		65	450	550	
A992	Alta resistencia, baja aleación	50	345	450 a 620	Vigas, columnas y postes de vientos
A588 (CORTEN)	Alta resistencia, baja aleación	B	345	485	Acero patinable resistente a la corrosión, uso en puentes destinados a transporte de cargas peligrosas, plataformas marinas y cualquier estructura a la intemperie.

Por otro lado, la conformación de perfiles se realiza de 2 formas, laminado en caliente o en frío.

El acero laminado en caliente es el acero que ha sido pasado por rodillos a muy altas temperaturas—más de 1.700°F, lo que supera la temperatura de recristalización de la mayoría de aceros. Esto hace que al acero sea más fácil darle forma y resulta en productos que son más fáciles de trabajar. (RelianceFoundry, 2017)

Y un perfil laminado en frío es

(..) esencialmente acero laminado en caliente que ha pasado por más procesamiento. Una vez el acero laminado en caliente se ha enfriado, se relamina a temperatura ambiente para alcanzar dimensiones más exactas y mejores cualidades de superficie. (RelianceFoundry, 2017).

Finalmente, para la elección de perfiles en los puentes para transporte de relave, se recomienda que sean compactos para evitar pandeos locales y globales.

3.1.6.2.2.1 Recomendaciones transporte y mantenimiento acero estructural

Como datos adjuntos se mencionan algunos para tener en cuenta desde el punto de vista de la fabricación y que algunos casos son omitidos en la parte de diseño. Es importante tener en cuenta las dimensiones del camión para transportar las piezas. Se muestran en la Tabla 3.12

Tabla 3.12: Dimensiones máximas cargas

	Ancho máximo	Largo máximo	Alto máximo
Libre circulación	2,6 m	12 m	4,2 m ⁷
Con permiso	3 m		
Con escolta policial	Anchos superiores		

Por otro lado, antes de diseñar se debe conocer la disponibilidad de mercado. En general, se trabaja con Acero A36, si se requiere otro tipo, se debe encargar coladas a proveedores extranjeros. Para ello, el pedido de no puede ser menor a 2000 toneladas. De otro modo, no se justifica el pedido. Los espesores comerciales también deben conocerse.

En Chile se fabrica poco acero, por lo que, la mayor parte es importado. Grandes proveedores son China, Japón y la India. Por lo anterior, su precio es sujeto a la variación del dólar.

El acero se puede proteger con galvanizado o pintura. En la maestranza se pinta las estructuras para defenderse del ambiente. Son descritos los esquemas de pintura. Una guía general para los esquemas de pintura es la Especificación Técnica revestimientos anticorrosivos para estructuras, equipos y elementos de acero de Codelco Chile (SPG-GFIP-ES-ESP-002).

En primer lugar, se debe saber qué tipo de exposición tendrá la estructura (Tabla 3.13).

Tabla 3.13: Demanda anticorrosiva general según sector operacional y geográfico. (Codelco Chile, 2011)

ITEM	SECTOR PROCESO GEOGRÁFICO	DEMANDA ANTICORROSIVA
1	Área húmeda	Muy alta-Alta(presencia de ácido)
2	Área lixiviación	Mediana (ácido diluido)
3	Área seca	Mediana-Baja(según sector geográfico)
4	Área concentrado	Mediana-Alta (según sector geográfico)
5	Área interior mina	Mediana (según tipo de agua)
6	Fundición y planta de ácido	Alta-Muy alta(según sector)
7	Estanques de agua (interior)	Alta-Muy alta
8	Costero marítimo industrial norte	Muy alta (electrolito fuerte)
9	Costero central	Alta (lavado natural)
10	Desértico	Muy baja (según proceso)
11	Cordillerano central	Mediana-Alta (según proceso)
12	Rural	Baja-Mediana(según proceso)

Por ejemplo, el puente podría caer en la categoría de cordillerano central, que posee una demanda anticorrosiva entre mediana y alta. Luego, se definen los esquemas de pintura, en este caso se usa el EPC-9. A modo de ejemplo se cita a continuación.

⁷ Altura desde la plataforma del camión, se debe descontar 1m aproximadamente, existen algunas más bajas de hasta 0,5 m.

SISTEMA EPC-9. AMBIENTE CORDILLERANO.

Descripción General:

Sistema para clima cordillerano con bajas temperaturas, abundante nieve, aguas lluvia y elevada radiación UV.

Preparación de Superficies:

Desengrase grado SSPC-SP1.

Chorro abrasivo a grado casi metal blanco SSPC-SP10, con perfil anguloso y dentado y rugosidad 40 – 60 micrones de profundidad.

Primera Capa: Imprimante Epóxico Fenalcamina (P14).

Sobre la superficie limpia, seca y tratada de acuerdo a lo exigido en punto 6.2, aplicar una capa de producto P14 a un espesor seco de 100 micrones.

Segunda Capa: Intermedia Epóxico Fenalcamina (P14).

Después de 24 y antes de 48 horas de aplicada la primera capa, aplicar una capa de producto P14 a un espesor seco de 100 micrones.

Tercera Capa: Terminación Esmalte Poliuretano Acrílico (P19).

Después de 24 y antes de 36 horas de aplicada la segunda capa, aplicar una capa de producto P19 a un espesor seco de 50 micrones.

Cuarta Capa: Capa de Sello Barniz de Poliuretano (P25).

A las 5 horas mínimo de aplicada la capa de terminación, sellar el sistema mediante la aplicación de una capa de producto P25 a un espesor seco de 25 micrones.
(Codelco Chile, 2011).

3.1.6.3 Estados límites y combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que se deben verificar para el diseño de los elementos del puente se presentan a continuación. La Tabla 3.14 muestra las combinaciones de la carga ASD. La Tabla 3.15 muestra las combinaciones de carga LRFD. Las cargas de las Tablas se explican en las secciones posteriores.

Tabla 3.14: Combinaciones de carga por ASD

N°	Combinaciones de carga	Factor
S1	D	1
S2	D+L+F+H	1
S4	D+0.7E+F+H	1
S6	0.75(D+L+0.7E+H)	1
S7	0.9D+0.7S+F+H	1

Tabla 3.15: Combinaciones de carga por LRFD

N°	Combinaciones de carga
U1	1,4D + 1,3F + 1,6H
U2	1,2D + 1,6L + 1,3F + 1,6H
U4	1,2D ± 1,0E + 0,5L + 1,6H
U7	0,9D ± 1,0E + 1,6H

3.1.6.4 Cargas

Las estructuras se diseñan para soportar todas las cargas a las que estará sometida en su vida útil, actuando combinadamente, de acuerdo con su frecuencia de ocurrencia. Las cargas que son consideradas en el diseño de los puentes canoas de relave son detalladas en las secciones posteriores.

3.1.6.4.1 Carga muerta (D)

La carga muerta considera el peso propio de todos los elementos de la estructura y la sobrecarga permanente.

3.1.6.4.1.1 Peso propio (PP)

Dependiendo de la sección que se esté analizando, se deben agregar a medida que son soportadas. Los pesos unitarios de los materiales se muestran en la Tabla 3.16.

Tabla 3.16: Pesos unitarios de los materiales

Material	[ton/m ³]
Acero	7,85
Hormigón	2,40
Hormigón armado	2,50

3.1.6.4.1.2 Peso muerto permanente (PM)

No son parte de la estructura y están presentes en toda su vida útil. En la Tabla 3.17 se muestran los pesos de elementos típicos de cargas muertas en puentes.

Tabla 3.17: Pesos de elementos típicos de sobrecarga

	Peso
Baranda corriente	15 [kg/m]
Asfalto	17,3 [kg/m ² /cm]
Cañería de retorno	[kg/m]

3.1.6.4.2 Relave (F)

Es el peso del relave sobre la canoa. La carga del relave se divide en dos, el relave en operación, que es la condición con la que se verifica fisuras, y el embanque, condición en que la canoa se tapa, y el relave alcanza la altura total de la canoa y luego cae fuera de ella. Esta última condición es eventual.

3.1.6.4.2.1 Relave en operación (FO)

Esta carga queda definida por la altura normal y densidad del relave a una concentración de 55% (definida previamente como concentración normal por Procesos). A pesar de su naturaleza dinámica, es modelada estáticamente, por el bajo esfuerzo de corte producido por el fluido a las paredes de la canoa.

La carga uniforme se determina con la densidad del relave y la altura normal.

$$q_{op} = \gamma_{rel} \cdot h_n \cdot B$$

Ecuación 3.47: Carga uniforme para sobrecarga de operación

Esta carga actúa uniformemente distribuida como se muestra en la Figura 3.15.

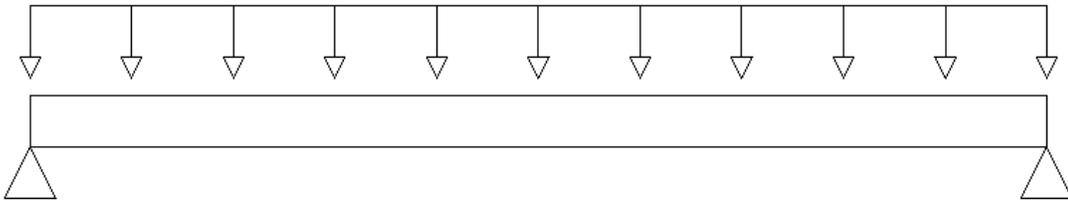


Figura 3.15: Modelamiento sobrecarga de operación

Dependiendo de las condiciones de apoyo, se tienen distintas solicitaciones de momento y de corte. En puentes de hormigón suele tenerse tramos simplemente apoyados. Las solicitaciones de esta condición típica son señaladas en las siguientes Ecuaciones.

$$V_{max} = \frac{q \cdot L}{2}$$

Ecuación 3.48: Corte máximo en viga simplemente apoyada

$$M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

Ecuación 3.49: Momento máximo en viga simplemente apoyada

Donde:

- q : carga uniformemente distribuida [N/m]
- L : luz libre [m]

3.1.6.4.2.2 Sobrecarga accidental de operación, embanque (FE)

La condición de embanque ocurre cuando el relave se deposita en el fondo de la canoa, provocando acumulación sucesiva de material dada la disminución de la velocidad de las partículas al pasar por esa zona. Esto provoca una cuña de acumulación, que modifica el eje hidráulico y la carga. El

embanque también se puede provocar por la caída de algún objeto en la canoa. Cabe mencionar que, esta condición se puede propagar hasta un punto indeterminado aguas arriba en un breve lapso temporal (300m en 3 minutos⁸).

Para diseñar con esta condición, se debe realizar un supuesto para establecer cuál será la altura de sedimento y cuál la altura de relave. Se propone en esta guía suponer que cada material usa la mitad de la altura total de la canoa, como se muestra en la Figura 3.16.

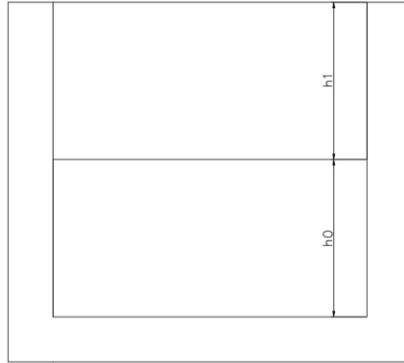


Figura 3.16: Criterio altura sedimento y relave para embanque

Se define la altura de sedimento h_0 y la altura de relave h_1 . El criterio descrito anteriormente se plantea en la siguiente ecuación.

$$h_0 = h_1$$

Ecuación 3.50: Criterio 1 determinación altura del sedimento

Por ello, la carga distribuida de embanque se calcula como sigue:

$$q_{emb} = (\gamma_{rel} \cdot h_1 + \gamma_{sed} \cdot h_0) \cdot B$$

Ecuación 3.51: Carga uniforme para sobrecarga accidental

Las solicitaciones de momento y corte se calculan de igual forma que la sección anterior.

3.1.6.4.3 Carga de suelo (H)

A continuación, se muestra el empuje de un suelo en reposo, esto para poder hacer un cálculo aproximado. Si el suelo está seco y se toma una parte de él a una profundidad z , los esfuerzos se esquematizan como se muestra en la Figura 3.17.

⁸ Dato experiencia profesional de empresa Wood plc.

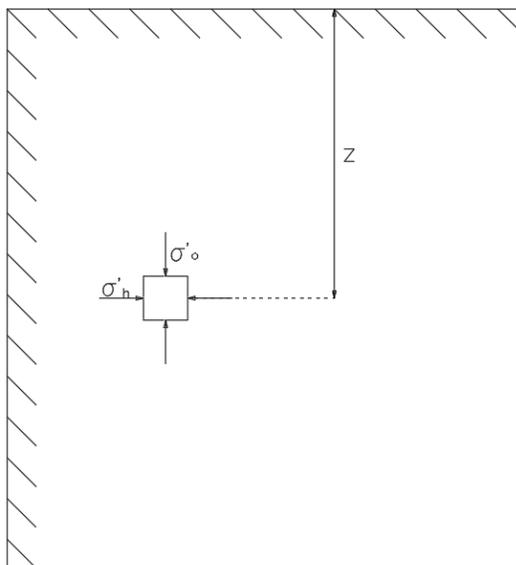


Figura 3.17: Tensión de suelo en reposo

Dada la falta de agua, las tensiones efectivas son iguales a las tensiones totales, es decir, $\sigma'_o = \sigma_o$ y $\sigma'_h = \sigma_h$ (tensión efectiva igual a tensión total vertical y horizontal respectivamente).

La tensión efectiva vertical está dada por la siguiente expresión:

$$\sigma'_o(z) = \gamma \cdot z$$

Ecuación 3.52: Tensión vertical de suelo

Donde:

- γ : Peso específico de suelo
- z : Profundidad de suelo

La tensión efectiva horizontal de suelo (σ'_h) se relaciona mediante una constante de proporcionalidad (K_0) con σ'_o , también llamada coeficiente de tensión de suelo en reposo.

Ecuación 3.53: Coeficiente de tensión de suelo en reposo

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o}$$

Para suelos de grano grueso se puede usar la expresión de Jaki, 1944.

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Ecuación 3.54: Coeficiente de tensión de suelo de grano grueso

Donde:

ϕ : Ángulo de fricción drenada

Para suelos de grano fino, está la expresión de Massarsch, 1979.

Ecuación 3.55: Coeficiente de tensión de suelo grano fino

$$K_0 = 0,44 + 0,42 \left[\frac{IP(\%)}{100} \right]$$

Donde:

IP : Índice de plasticidad

Y para arcillas preconsolidadas usar la siguiente expresión.

Ecuación 3.56: Coeficiente de tensión para arcillas preconsolidadas

$$K_{0(Preconsolidadas)} = K_{0(NoConsolidadas)} \cdot \sqrt{OCR}$$

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o}$$

Donde:

OCR : tasa de preconsolidación

σ'_c : tensión de preconsolidación

En general, el valor de K_0 toma valores entre 0,5 y 1; sin embargo, puede ser superior en arcillas preconsolidadas.

El empuje producido por el suelo se obtiene de integrar los esfuerzos en la altura. Lo que resulta en la siguiente expresión.

Ecuación 3.57: Empuje en suelo seco

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \cdot \gamma \cdot H^2$$

Donde:

H : altura del depósito que produce el empuje.

Por otro lado, la presión de suelo para uno parcialmente sumergido se muestra en la siguiente expresión.

Ecuación 3.58: Empuje en suelo con agua

$$P_0 = \frac{1}{2} \cdot K_0 [\gamma \cdot H_1^2 + 2 \cdot \gamma \cdot H_1 \cdot H_2 + \gamma' \cdot H_2^2] + \gamma_w \cdot H_2^2$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Donde:

- H_1 : altura seca de suelo
- H_2 : altura de suelo saturada
- γ_{sat} : peso específico de suelo saturado
- γ_w : peso específico de agua

3.1.6.4.4 Sobrecarga (L)

Las sobrecargas que típicamente están presentes en el puente se muestran en la Tabla 3.18

Tabla 3.18: Sobrecargas típicas puente.

	Peso total	Tipo de carga
Persona	100 [kg]	Puntual
Camioneta cargada	4,3 [tonf]	Puntual en cada rueda

La camioneta que está considerada es una estándar, como la que se muestran en la Figura 3.18.



Figura 3.18: Camioneta tipo para diseño de puente

Cuyas dimensiones aproximadas se muestran en la Tabla 3.19.

Tabla 3.19: Dimensiones camioneta de diseño

	Dimensión [mm]
Largo total	5125
Ancho total	1740
Alto total	1995
Distancia ejes	2615

Para distribuir la carga entre las ruedas se utiliza la Figura 3.19.

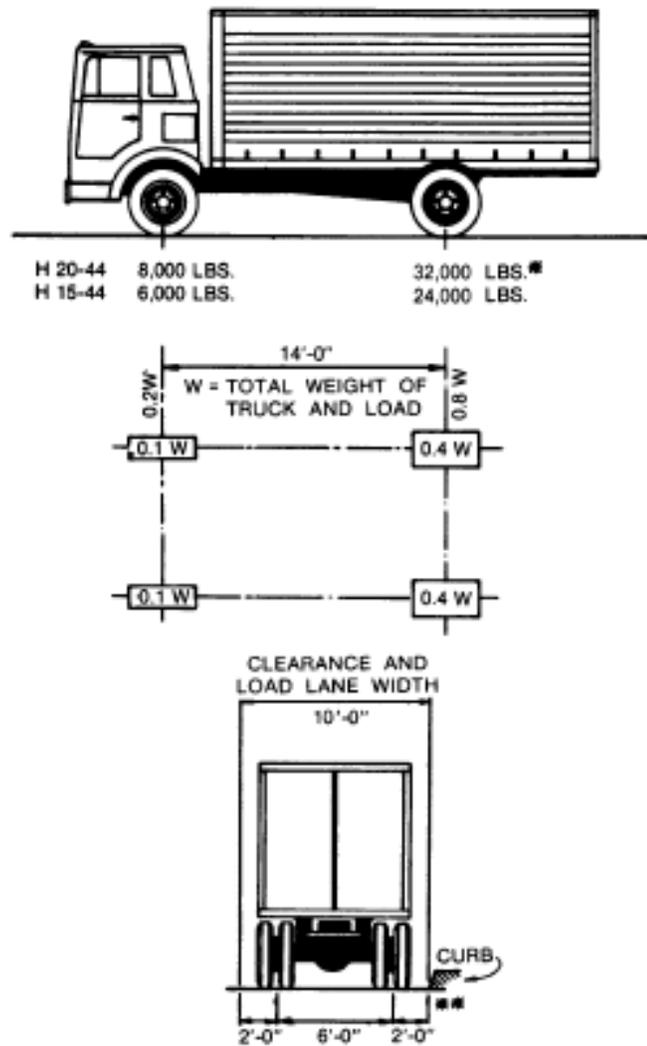


FIGURE 3.7.6A Standard H Trucks

*In the design of timber floors and orthotropic steel decks (excluding transverse beams) for H 20 Loading, one axle load of 24,000 pounds or two axle loads of 16,000 pounds each spaced 4 feet apart may be used, whichever produces the greater stress, instead of the 32,000-pound axle shown.

**For slab design, the center line of wheels shall be assumed to be 1 foot from face of curb. (See Article 3.24.2.)

Figura 3.19: Camión estándar AASHTO

Por lo tanto, en cada rueda delantera se considera 10% de la carga total, y en las ruedas traseras 40% de la carga total. La distancia entre eje es 2,165 metros.

3.1.6.4.5 Carga por sismo (E)

La AAHSTO LRFD del año 2010 plantea que existen dos métodos para el espectro sísmico de respuesta, uno general y el otro específico (puente a 10 km de una falla, suelo no competente (Tipo F), terremotos de larga duración, puente crítico) que se obtiene con un estudio de riesgo sísmico.

El procedimiento general dice que conociendo el PGA (peak ground acceleration), el periodo corto y largo de la aceleración espectral, los coeficientes S_S y S_1 y el coeficiente de reducción R, se tiene

el espectro. Los factores de reducción para estructuras de concreto dependen de la importancia de la estructura, los valores se muestran en la Tabla 3.20.

Tabla 3.20: Factores de modificación de respuesta
Fuente: AASHTO LRFD 2010, Tabla 3.10.7.1-1

Subestructura	Categoría operacional		
	Critica	Esencial	Otra
Muro tipo pilar-dimensiones grandes	1,5	1,5	2,0
Columnas de hormigón armado			
▪ Solo con columnas verticales	1,5	2,0	3,0
▪ Con columnas inclinadas	1,5	1,5	2,0
Columnas simples	1,5	2,0	3,0
Columnas Acero o compuesto de acero y hormigón			
▪ Solo con columnas verticales	1,5	3,5	5,0
▪ Con columnas inclinadas	1,5	2,0	3,0
Columnas múltiples	1,5	3,5	5,0

Por otro lado, está la norma nacional, Nch2369of2013, para el diseño sísmico de estructuras industriales, que plantea en los alcances que no aplica para puentes, sin embargo, al no haber algo específico, se usa esta norma. Esta usa conceptos de la Nch433 of 96, como la zonificación sísmica y caracterización del suelo.

Hay dos modos de analizar la sollicitación sísmica, uno estático y otro dinámico. Para resolver estáticamente la estructura no debe tener más de 20 metros de altura y poder asimilarse a un sistema de un grado de libertad. Algunos puentes en hormigón armado cumplen con esto dado: 1) las quebradas no se caracterizan por ser altas y 2) dada la estructuración del puente donde las cepas son estructuras independientes, ya que las canoas tienen un apoyo deslizante de un lado y un apoyo fijo, por lo que no ligan cepas entre ellas, con excepción de la canoa central, que liga las cepas centrales.

En el caso de la quebrada propuesta, es mayor a 20m, pero por simplicidad se seguirá de todas formas este método.

3.1.6.4.5.1 Análisis estático

De la sección que describe como debe ser el modelo matemático, para puentes es importante tener en mente las siguientes consideraciones:

- 1) Si la estructura tiene equipo que tenga influencia en su respuesta se debe considerar el conjunto equipo-estructura en el modelo.
- 2) Si es necesario considerar el efecto interacción suelo-estructura, se pueden usar resortes desacoplados para traslación y giro.
- 3) No se considera torsión accidental, ya que no hay diafragmas rígidos en la estructura.

3.1.6.4.5.1.1 Sismo horizontal

El esfuerzo de corte basal se calcula según la siguiente expresión:

Ecuación 3.59: Corte basal horizontal

$$Q_0 = C \cdot I \cdot P$$

Donde:

P : Peso total sobre nivel basal

El coeficiente sísmico se determina como sigue:

Ecuación 3.60: Coeficiente sísmico

$$C = \frac{2,75 \cdot A_0}{g \cdot R} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4}$$

Donde:

A_0 : aceleración efectiva máxima, (0,2;0,3;0,4 dependiendo de la ubicación Figura 5.1, Nch2369 of 2003)

T', n : parámetros del suelo de fundación, ver Tabla 3.21.

T^* : periodo fundamental de vibración en la dirección de análisis, calculado con procedimiento teórico o empírico fundamentado

R : factor de modificación de respuesta

ξ : razón de amortiguamiento

El periodo fundamental de las columnas se puede obtener con un modelo de elementos finitos, en el que se modele el material, la sección, el apoyo y la longitud.

En la Figura 3.20 se ve un modelo de elementos finitos en SAP2000 para estimar el periodo fundamental de la columna.

El coeficiente de reducción R se toma como lo indica la ASHTOO (ver Tabla 3.20)

El amortiguamiento de la estructura se toma como 5% (por ser estructura de hormigón armado).

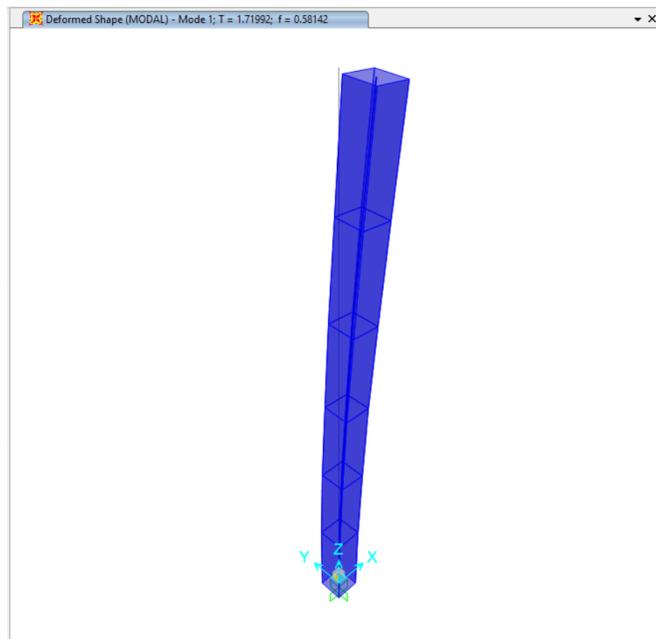


Figura 3.20: Modelo elementos finitos para estimar periodo fundamental columna

Tabla 3.21: Valores de parámetros que dependen del tipo de suelo

Fuente: Nch2369 of 2003

Tipo de suelo	T' (s)	n
I	0,20	1,00
II	0,35	1,33
III	0,62	1,80
IV	1,35	1,80

El corte máximo se muestra en la Tabla 3.22.

Tabla 3.22: Valores máximos del coeficiente sísmico

Fuente: Tabla 5.7, Nch2369of2003

R	C_{max}		
	$\xi = 0,02$	$\xi = 0,03$	$\xi = 0,05$
1	0,79	0,68	0,55
2	0,60	0,49	0,42
3	0,40	0,34	0,28
4	0,32	0,27	0,22
5	0,26	0,23	0,18

NOTA: Valores indicados son válidos para la zona sísmica 3. Para las zonas 2 y 1 los valores de esta tabla deben ser multiplicados por 0,75 y 0,50

Por otro lado, el corte mínimo es:

$$C_{min} = \frac{0,25 \cdot A_0}{g}$$

Ecuación 3.61: Coeficiente sísmico mínimo

Conocida la magnitud del sismo, se aplica en las dos direcciones principales ortogonales, que son la Longitudinal y Transversal. Se muestra en la Figura 3.21.

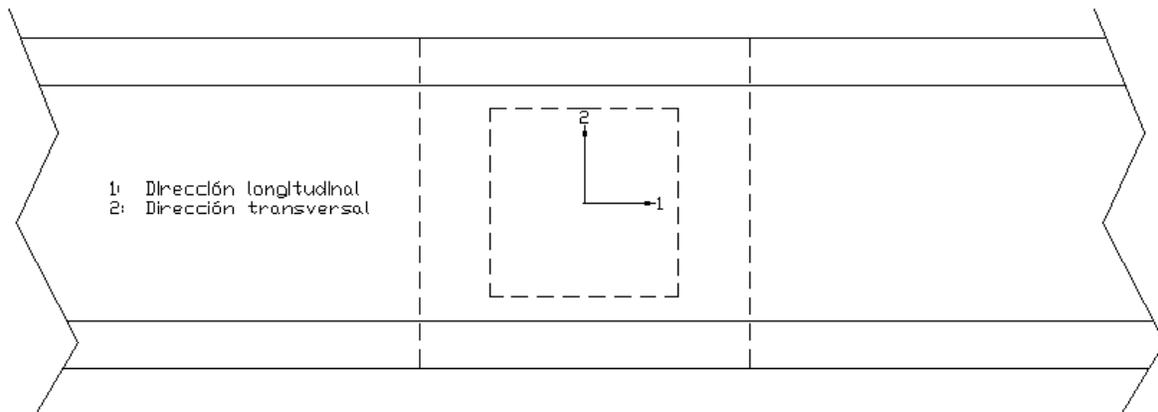


Figura 3.21: Direcciones de análisis para el sismo

Para el diseño de la subestructura y fundaciones (en caso de que la canoa se auto soportada) se usan las dos direcciones de análisis. La explicación se muestra a continuación.

3.1.6.4.5.1.1.1 Longitudinal

La dirección longitudinal del sismo considera como peso sísmico, la estructura sin tomar un corte producto del flujo, ya que, se desprecia al ir en la misma dirección de este y se desestiman los esfuerzos de corte.

Por lo tanto, las cargas a considerar para calcular las cepas se muestran en la Tabla 3.23.

Tabla 3.23: Cargas sismo longitudinal

Cargas axiales	Corte
-Peso canoa	-Corte sísmico por peso canoa
-Peso plataforma y tubería	-Corte sísmico por peso plataforma y tubería
-Peso relave	

3.1.6.4.5.1.1.2 Transversal

La dirección transversal del sismo considera como peso sísmico, la estructura considerando el peso del relave, ya que, al ser un movimiento perpendicular al flujo, este produce una carga en la estructura, tomada simplemente como el peso del relave por el coeficiente sísmico. Para un análisis más detallado del movimiento del fluido en la canoa, ver norma ACI 350.03(Anexo 2 Movimiento líquidos en estanque).

Las cargas por considerar para diseñar las cepas se muestran en la Tabla 3.24.

Tabla 3.24: Cargas sismo transversal

Cargas axiales	Corte
-Peso canoa	-Corte sísmico por peso canoa
-Peso plataforma y tubería	-Corte sísmico por peso plataforma y tubería
-Peso relave	-Corte sísmico por peso del relave

3.1.6.4.5.1.2 Sismo vertical

Según la Nch2369 of 2003 la acción sísmica vertical se puede aplicar estáticamente. El coeficiente sísmico vertical para fundaciones y elementos de anclaje es:

Ecuación 3.62: Coeficiente sísmico vertical

$$C_v = \frac{2A_0}{3g}$$

Donde:

- A_0 : aceleración efectiva máxima según zonificación sísmica.
- g : aceleración de la gravedad

De modo que la fuerza sísmica vertical está dada por la siguiente expresión:

Ecuación 3.63: Fuerza sísmica vertical

$$F_v = \pm C_v \cdot I \cdot P$$

Donde:

- I : coeficiente de importancia
- P : suma de carga permanentes y sobrecargas

3.1.6.4.6 Temperatura (T)

La estimación de los efectos de la temperatura es útil para la elección de las juntas en cada tramo de canoa. Un análisis que solo considere los cambios de temperatura resulta suficiente. No obstante, dependiendo de la posición del elemento, define como cambia su temperatura. Se expone a continuación una metodología adaptada de la AASHTO que considera la radiación.

La AASHTO LRFD 2017, plantea dos Procedimientos para estimar el efecto de la temperatura en el diseño. Para puentes con losas de hormigón y vigas de hormigón o acero usar el Procedimiento A o B. Para todos otros casos usar solo Procedimiento B. Para lo que concierne a esta guía, solo se expone el primero.

3.1.6.4.6.1 Procedimiento A

En primer lugar, se definen los rangos de temperatura a los que estará sometida la estructura. La diferencia entre el mínimo o máximo límite y la temperatura en el proceso de construcción será usada para calcular las deformaciones debidas a la temperatura.

La Tabla 3.25 muestra los rangos de temperatura dependiendo del material y del tipo de clima. El clima es moderado si hay menos de 14 días de congelamiento, que son días en que la temperatura promedio es menor a 0°C.

Tabla 3.25: Rangos de temperatura del Procedimiento A

Clima	Acero o Aluminio	Concreto	Madera
Moderado	-18° a 49°C	-12° a 27°C	-12° a 24°C
Frio	-34° a 49°C	-18° a 27°C	-18° a 24°C

La mínima y máxima temperatura del rango correspondiente serán usadas como $T_{MinDiseño}$ y $T_{MaxDiseño}$ en la Ecuación 3.65.

La Tabla 3.25 fue modificada de la referencia bibliográfica, usando la Ecuación 3.64 para convertir °F a °C

Ecuación 3.64: Conversión °F a °C

$$^{\circ}C = (32 \cdot ^{\circ}F - 32) \cdot \frac{5}{9}$$

La deformación dado el rango de temperatura se define como:

Ecuación 3.65: Dilatación o contracción por cambio de temperatura

$$\Delta_T = \alpha \cdot L \cdot (T_{MaxDiseño} - T_{MinDiseño})$$

Donde:

- L : longitud de expansión [m]
- α : coeficiente de expansión térmico [m/m/°C]

La deformación por gradiente de temperatura se debe a que algunas zonas de la superestructura están más o menos expuestas a la radiación.

El primer parámetro es A , que será tomado como:

- Para superestructuras de hormigón que tienen 16 in (40 cm) o más de altura, $A=12$ in (30 cm)
- Para secciones de concreto cuya altura es menor a 16 in (40 cm), $A=h - 4$
- Para superestructuras de acero, $A=12$ in (30 cm) y t toma como el ancho de la losa de hormigón

El segundo factor es la zona de radiación en que se emplaza el puente, T_1 y T_2 . Para estimar las zonas de radiación de Chile, se toma la información disponible en Atlas Global de Energía (*Energy Global Atlas*) disponible en el sitio web Energydata.info. La radiación que se utiliza es la Radiación horizontal difusa (*Diffuse horizontal irradiation, DHI*), por ser la causante de cambiar la temperatura del ambiente. Haciendo un análisis comparativo con lo señalado en la norma y la información disponible en el sitio web (Figura 3.23) se hace una aproximación de lo que podrían ser las zonas de radiación en el país.

Con la información de la Figura 3.22 se obtienen los rangos aproximados para cada zona (Tabla 3.25). Con esa información y la Figura 3.23 (para más detalle de la radiación en cada zona, visitar el sitio web) determinar el parámetro T_1 y T_2 .

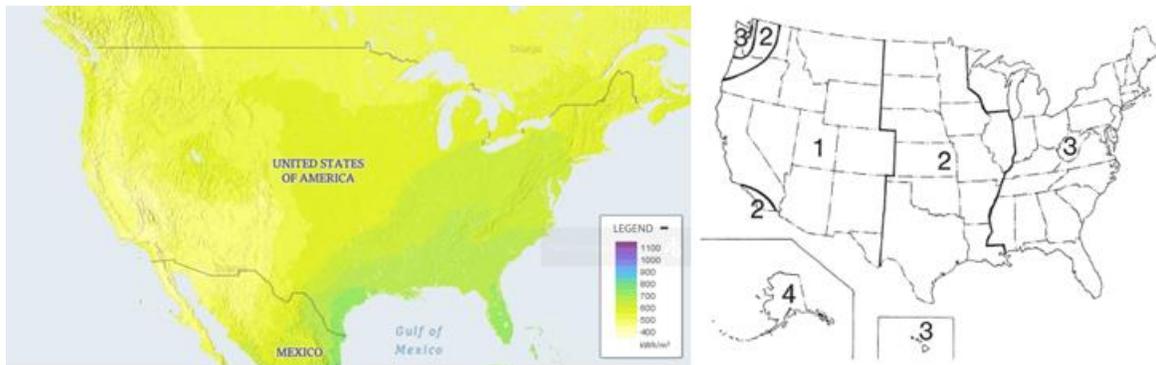


Figura 3.22: (Izquierda) Mapa radiación horizontal difusa Estados Unidos. Fuente: Globalsolaratlas.info. (Derecha) Zonas de radiación solar en Estados Unidos. Fuente: AASHTO LRFD 2017



Figura 3.23: Mapa radiación horizontal difusa en Chile. Fuente: Globalsolaratlas.info

Tabla 3.26: Caracterización de radiación en las zonas

Ubicación	DHI [kWh/m ²]
Zona 1	460 – 540
Zona 2	540 – 600
Zona 3	600 - 680

Tabla 3.27: Base para los gradientes de temperatura

Zona	$T_1(^{\circ}\text{F})$	$T_2(^{\circ}\text{F})$
1	54	14
2	46	12
3	41	11
4	38	9

T_3 será tomado como 0°F , a menos que haya un estudio específico de sitio, pero no debe exceder los 5°F . Con los parámetros anteriores y la Figura 3.24 determina el gradiente térmico.

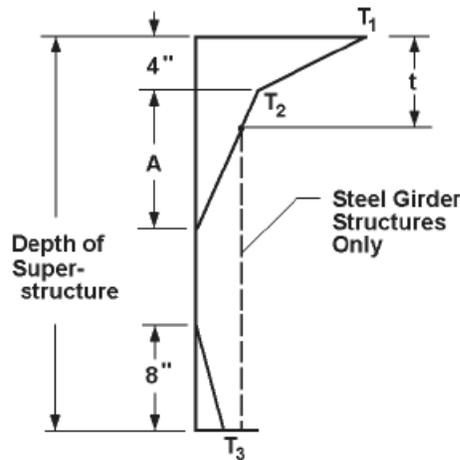


Figura 3.24: Gradiente de temperatura vertical positivo en superestructuras de hormigón y acero.
Fuente: Figure 3.12.3-2, AASHTO

3.1.6.4.7 Viento (W)

La carga de viento, se considera carga eventual, similar al sismo. Dadas las magnitudes de una y otra, la que controla el diseño es el sismo. De todos modos, se recomienda verificar su efecto.

Para la carga de viento, se usa la normativa nacional vigente, NCh432of2010. Para un desarrollo detallado ver Anexo 3 Carga de viento.

3.1.6.4.8 Características adicionales de diseño

3.1.6.4.8.1 Impermeabilización hormigón

Dentro de las características primordiales de diseño, está garantizar una conducción segura del relave. Por lo anterior, el hormigón de la canaleta debe ser diseñado para ello.

El hormigón es un material bifásico, compuesto por una pasta y agregados. La pasta es la responsable de la permeabilidad del hormigón.

Por otro lado, existen dos tipos de aditivos, unos para contrarrestar la absorción capilar y otros para detener el ingreso de agua por permeabilidad (requerimiento canoa). Para esto último, se usan

aditivos impermeabilizantes y se disminuye la razón agua cemento como se muestra en la Figura 3.25. Tener una relación inferior a 0,45 es recomendable.

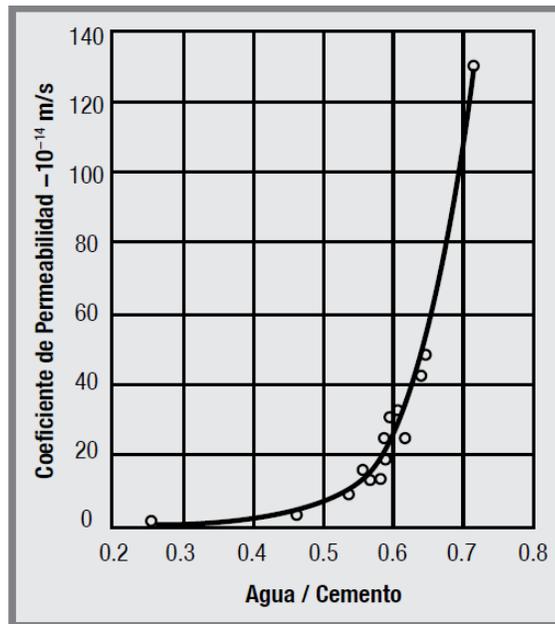


Figura 3.25: Efecto de la relación agua/cemento sobre los coeficientes de permeabilidad.
(Sika S.A. Chile, 2013)

La permeabilidad también se relaciona con la retracción del hormigón. Ya que, aunque la matriz sea lo suficientemente impermeable, si esta fisurada, no sirve. Por lo tanto, y de acuerdo con la ASTM, la retracción máxima a los 28 días de secado debe ser inferior a 0,07%. Para ello, se pueden incluir aditivos plastificantes.

Por último, para evitar agujeros en el hormigón, se recomienda contar con un asentamiento de cono de mínimo 15cm.

3.1.6.4.8.2 Durabilidad

Los requisitos de durabilidad de las estructuras de hormigón se detallan en la norma NCh170 of2010. A continuación, se expone lo concerniente a los puentes de hormigón.

La durabilidad del hormigón depende de sus propiedades y la presencia de agentes internos o externos que generen ataque estructural.

Una baja permeabilidad incrementa la durabilidad, ya que, protege las armaduras de la corrosión.

El proyectista debe asignar las clases de exposición de la estructura. Los requisitos de durabilidad debido a la acción de agentes internos son: contenido máximo de sulfatos, contenido máximo de cloruros y reacción árido álcali.

Los requisitos de durabilidad debido a la exposición a agentes externos son congelación y deshielo, ataque externo por sulfatos, ataque por agentes externos que provocan corrosión y hormigones de baja permeabilidad.

En el caso de los puentes, la canoa en específico está expuesta a ataque externo por sulfatos y ataque por agentes externos que provocan corrosión. El ataque externo por sulfatos se clasifica según la Tabla 3.28.

Tabla 3.28: Grado de exposición por sulfatos

Grado		Contenido máximo SO ₄	
		Soluble en el suelo % en peso	Disuelto en agua ppm
S0	No agresivo	<0,10	<150
S1	Moderada	$0,10 \leq \text{SO}_4 \leq 0,20$	$150 \leq \text{SO}_4 \leq 1.500$ Agua de mar
S2	Severa	$0,20 \leq \text{SO}_4 \leq 2,00$	$1.500 \leq \text{SO}_4 \leq 10.000$
S3	Muy severa	$\text{SO}_4 > 2,00$	$\text{SO}_4 > 10.000$

Tabla 3.29: Requisitos del cemento para el hormigón en contacto con sulfatos

Grado de exposición	Requisitos del cemento	
	Porcentaje de expansión según ASTM C 1012	Contenido C ₃ A en el cemento
S0	Sin restricción	Sin restricción
S1	0,10 a 6 meses	≤8
S2	0,05 a 6 meses ¹	≤6
S3	0,05 a 6 meses ²	≤5

¹ El cemento utilizado debe cumplir uno de los dos requisitos indicados según el grado de exposición
² En caso que el cemento no cumpla el requisito de expansión a 6 meses, se puede utilizar siempre que la expansión no sea superior a 0,10% a un año

Los requisitos del cemento según el grado de exposición se muestran en la Tabla 3.29 y los requisitos del hormigón en la Tabla 3.30. El hormigón debe cumplir con la resistencia especificada y con uno de los siguientes requisitos: dosis mínima de cemento o profundidad de penetración de agua.

Tabla 3.30: Requisitos del hormigón en contacto con sulfatos

Grado de exposición	Mínimo grado de resistencia especificada	Dosis mínima de cemento, kg/m ³	Profundidad de penetración de agua, según NCh2262, mm
S0	G17	-	-
S1	G25	320	≤40
S2	G30	340	≤30
S3	G35	360	≤20

Nota 1 Para el grado de exposición S0 la dosis mínima de cemento es la establecida en 6.2.4 (de la NCh170 of2010)

3.1.7 Ambiental

La legislación chilena indica en Bases del Medio Ambiente lo siguiente:

Artículo 10.- Los proyectos o actividades susceptibles de causar impacto ambiental, en cualesquiera de sus fases, que deberán someterse al sistema de evaluación de impacto ambiental, son los siguientes:

j) Oleoductos, gasoductos, ductos mineros u otros análogos. (Ley N°19.300, 1994)

Por otro lado, el Reglamento N°30, que establece las disposiciones por las que se regirá el sistema de evaluación de impacto ambiental y participación ciudadana conforme a la Ley 19.300, determina que tipos de proyectos deberán entrar al sistema.

Artículo 3. Los proyectos o actividades susceptibles de causar impacto ambiental, en cualesquiera de sus fases que deberán someterse al sistema de evaluación de impacto ambiental son los siguientes:

j) Oleoductos, gasoductos, ductos mineros u otros análogos (Decreto 40, 2013)

Por lo anterior, un puente que sustenta canoas de relave debe someterse al Sistema de Evaluación de impacto ambiental. Si se acredita que el estudio de impacto ambiental (EIA) no es necesario, se puede presentar solo una Declaración de Impacto Ambiental (DIA)

Según el Reglamento de la ley 19.300, los permisos necesarios son:

- Informe del Medio Biótico
- Informe y Certificado Arquelógico
- Informe Paisajístico
- Antecedentes de Sonido
- Álbum Fotográfico
- Normativa Ambiental para Contratos con Tercero
- Cálculo de las Estimaciones Atmosféricas
- Ensayo TCLP Relave (Evaluación de la peligrosidad de una muestra de relave) (*Toxicity Characteristic Leaching Procedure*)

Entre otros.

3.1.8 Mantenibilidad y mantenimiento

3.1.8.1 Mantenimiento

El mantenimiento abarca las áreas que aseguran la continuidad operacional de los equipos y sistemas. Algunos tipos de mantenimiento se mencionan a continuación:

- Mantenimiento correctivo: acciones que apuntan a la solución de problemas en equipos realizadas sólo una vez que la falla es evidente y crítica
- Mantenimiento preventivo: revisión periódica, con reemplazo basados en estimaciones estadísticas (y/o criterios del fabricante). Aumento de confiabilidad y disminución de falla.
- Mantenimiento predictivo: supervisión de variables físicas de cada equipo, finalidad establecer estado del equipo.

Importancia del mantenimiento

Es importante integrar las áreas de producción y mantenimiento, para evitar grandes pérdidas económicas.

En Chile la producción minera creció en el último año debido al aumento en la ley del mineral y por mayor cantidad de tareas de mantenimiento. Por otro lado, la brecha entre las empresas que tienen mejor y peor disponibilidad de activos se debe a su forma de realizar el mantenimiento.

Así también, si los activos de la compañía están en correcto funcionamiento, aumentan la productividad y seguridad de los trabajadores.

Lo más adecuado es disponer de mantención en los equipos o sistemas en los que su impacto sobre la inversión de capital y costo operacional es fundamental. Por ejemplo, el molino SAG es primordial en la operación y el puente es clave en el sistema de transporte de relaves.

Planificación de la mantención

Es donde razona qué y cómo se realizarán las labores de mantenimiento, se buscan optimizaciones, mejores prácticas e incorporación de tecnologías. (Esta herramienta es indispensable para minimizar la ocurrencia de trabajos no planificados.)

Esta se lleva a cabo para disminuir detenciones inesperadas, extender el ciclo de vida de los activos y asegurar confiabilidad y disponibilidad. Todo lo anterior para sacar el máximo rendimiento.

La planificación de la mantención asegura el éxito en el resultado de la ejecución de la mantención y producción. Impactando directamente en el negocio.

Por ejemplo, Chile en comparación con los referentes de minería mundial (Australia y Estados Unidos) está en deuda en la gestión de activos (planes de mantenimiento). Aquí la faena que más cumple sus planes está 5 puntos porcentuales sobre la que menos lo hace en los países de referencia

(75% y 70%)⁹. Además, en Chile ninguna tiene cumplimiento perfecto a diferencia de los países de referencia.

Tecnología que optimiza el rendimiento

El mantenimiento predictivo es el que monitorea el estado de salud de los equipos y sistemas. Por lo tanto, permite planificar los mantenimientos necesarios y que los activos estén siempre operando, garantizando el flujo de producción y a su vez el económico.

Las tecnologías 4.0 (de la cuarta revolución industrial) como son Big Data, Machine Learning y software.

Por ejemplo, el uso de *Machine Learning* y estadística puede predecir cuándo sucederá una falla y realizar la mantención en el momento adecuado.

3.1.8.2 Mantenimiento del acero

La protección de las estructuras metálicas se realizando, revisando el estado la pintura, de acuerdo al esquema necesario según el tipo de exposición

Para que las estructuras no se vean afectadas por la corrosión, se debe reaplicar de acuerdo con las especificaciones de maestranza.

3.1.8.2.1 Mantenimiento Canoa

Transcurrido la vida útil hormigón de sacrificio, se debe realizar la faena de mantención. Lo siguiente se extrae del trabajo de Erwin García (2018, pág. 121) citado previamente.

Para realizar la actividad se ejecutan al menos estos seis pasos.

- Limpieza de superficie: En primer lugar, y a riesgo de sonar redundante, se deben cortar los flujos de operación. Posteriormente se lava la superficie con agua corriente a presión. Debe ser agua limpia, la de proceso no sirve, ya que los químicos presentes pueden dañar el hormigón.
- Levantamiento topográfico: Se levanta la canoa para conocer el nivel de daño. Posterior a la reparación se debe levantar también, para verificar las dimensiones.
- Preparación de superficie: Se aplica un puente de adherencia. Para ello verificar ejes, nivelación, rugosidad, limpieza del hormigón.
- Reparación de superficie: Usar mortero de alta resistencia. Si el espesor a reparar es mayor a 30mm se incorpora gravilla al mortero, con un máximo nominal de 10 mm. La terminación de la superficie debe quedar libre de imperfecciones.

⁹ Fernández, A. (Miércoles 9 de Octubre de 2019). Mantenimiento y confiabilidad en minería. *Diario Financiero*, págs. 34-37.

- Curado de superficie: Se recomienda la utilización de una membrana química de curado. De esta forma se disminuye el riesgo de fisuración por el secado rápido. Cubrir con arpillera húmeda, luego polietileno y finalmente una capa de lana mineral.
- Reparación de juntas: Las juntas se reparan aplicando una resina epoxica semirrígida, le da flexibilidad permanente, buenas propiedades adhesivas y previene el deterioro.

Las canoas de relave son mantenidas de forma correctiva (embanque u otro siniestro) y preventivamente (dependiendo del tiempo previsto para la reparación, como se menciona en los párrafos precedentes). Se propone ir avanzando hacia el mantenimiento predictivo. Por medio de tecnologías que monitoreen el estado de desgaste de las canoas, como sensores ultrasónicos u otros. En el caso de la mayoría, se realiza este procedimiento en las detenciones programadas de la operación, que suelen ser una vez al año.

3.1.8.3 Mantenibilidad

Propiedad de un sistema que representa la cantidad de esfuerzo requerida para conservar su funcionamiento normal o para restituirlo cuando se presenta una falla.

Identificar y analizar tempranamente aspectos que pueden afectar la ejecución de las futuras tareas de mantenimiento

Para caracterizar la mantenibilidad, se responden las siguientes preguntas:

- ¿Existen las facilidades para efectuar el mantenimiento?
- ¿Cuán rápidamente puede ser diagnosticado un problema?
- ¿Cuán fácilmente un sistema puede ser reparado?
- ¿Dónde se guardarán las partes de repuesto?
- ¿Serán desechadas o reparadas las unidades falladas?
- ¿Estarán las partes críticas disponibles cuando se necesiten?

Los factores por considerar en la mantenibilidad son:

- Factores humanos
- Logística de apoyo para el mantenimiento
- Factores de diseño
- Factores relacionados con seguridad y medio ambiente

Son explicados estos factores, en la Tabla 3.31.

Tabla 3.31: Tabla resumen factores mantenibilidad

Factores humanos	Logística de apoyo	Factores de diseño	Factores de seguridad y medio ambiente
Aspectos antropométricos: dimensiones y características del cuerpo humano	Aspectos Relacionados con los Repuestos: Partes y repuestos, inventarios, e información técnica necesaria.	Aspectos Relativos a Recursos Computacionales: Recursos computacionales y s/w para el mantenimiento. SAP-PM.	Aspectos Relacionados con la Seguridad del Diseño: -Factores adecuados de seguridad en el diseño. -Desviaciones afectan la confiabilidad del sistema.
Aspectos sensoriales: capacidad sensorial del ser humano	Aspectos Relativos a Equipos de Prueba y Diagnóstico: Mecanismos que el Proyecto considera para diagnóstico de fallas.	Aspectos de Accesibilidad: Acceso fácil y seguro a los equipos para su mantenimiento.	Aspectos Relacionados con el Medio Ambiente: -Protección contra las condiciones ambientales del lugar. -Minimizar el impacto sobre la confiabilidad producido por la contaminación por polvo, vibraciones, ambiente ácido, alta humedad, altas temperaturas, etc. -El diseño deberá cautelar que los equipos e instalaciones considerados no afecten el Medio Ambiente.
Aspectos fisiológicos: impacto del medio sobre el estrés y eficiencia del ser humano	Aspectos Relacionados con las Instalaciones: Instalaciones que el diseño considera para el mantenimiento.	Aspectos de Visibilidad: Acceso visual a los componentes del sistema, durante las tareas de mantenimiento.	
Aspectos psicológicos y cognitivos: relacionado con características mentales del ser humano	Aspectos Relacionados con el Manejo y Transporte: Transporte para el personal y manejo de materiales y equipos.	Aspectos de Simplicidad: -Cantidad y estandarización de los Subistemas contenidos. -Reducción de la inversión en repuestos, y del costo global. -Aumento de la disponibilidad del sistema.	Aspectos Relativos a la Seguridad de las Personas -Elementos de Protección a las personas. -Elementos de Cierre Seguro (bloqueo).
	Aspectos Relacionados con la Documentación Técnica: Cuándo y cómo se proporcionará la documentación técnica. Aspectos Relativos a Recursos Computacionales: Recursos computacionales y s/w para el mantenimiento. SAP-PM ¹⁰ .	Aspectos de Intercambiabilidad: -Habilidad de un componente para ser reemplazado por otro. -Reducción del número de procedimientos de mantenimiento. -Reducción de los costos de mantenimiento.	

¹⁰ Software de mantenimiento industrial

3.1.9 Costos

La disciplina de Costos aporta al CAPEX del proyecto. Es decir, genera las estimaciones de costo de capital con aproximaciones de las mismas dependiendo del nivel de Ingeniería a desarrollar. Uno de los aspectos fundamentales de todo proyecto es tener controlado los sobrecostos que puedan ocurrir. Además, los proyectos mineros tienen sus propias particularidades, las evaluaciones de los riesgos de estimaciones están basados también en el momento económico que tiene la industria al desarrollar el proyecto.

Así la variable sobrecosto debe quedar confinada en los rangos que acepta el nivel de Ingeniería, para el caso de este estudio (Caso Base Nivel de Ingeniería Nivel 3) estamos en un nivel de factibilidad, por lo cual se espera un rango de variabilidad del -20% y +30% para el costo de los ítems de infraestructura del proyecto.

Cuando la variable de sobrecosto supera estos rangos se asocia con mayores tiempos de construcción al nominal considerado, al tamaño del proyecto, el tipo de proyecto (*Greenfield* o *Brownfield*) y la administración de los contratos. En el caso del Puente estas variables están mejor definidas y probables causas de sobrecostos mayores están asociados a problemas con calidad de suelo distinta a la indicada en los informes geotécnicos. Cuando el proyecto se ejecuta y se materializan las excavaciones para las cepas centrales y estribos pueden aparecer lentes o espesores de mala calidad, espesores de suelos saturados con potencial licuefacción o nuevos estratos que no reflejan los perfiles estratigráficos definidos en el informe geotécnico.

Para el caso de los puentes en proyecto *Brownfield*, la situación más probable es que se esté frente a la necesidad de reforzar un puente existente. Acá la variación de los costos depende del método de intervención y los tiempos estimados. La experiencia de Wood en este tipo de proyectos es que la intervención se debe hacer con el puente operando. Es necesario entender que el puente es un elemento más del sistema de transporte de relaves y que dentro de su vida útil, es necesario contar en el diseño de Ingeniería, con tranques auxiliares relaves arriba del puente, de modo de tener el tiempo y mínima carga (sin relave de operación pasando) para hacer los refuerzos en plazo, calidad y seguridad estructural del Puente.

Esto plantea para un proyecto *Greenfield* que este mismo ítem sea considerado como parte del diseño del Puente como elemento del sistema de transporte de relaves. Para el caso del estudio nos hemos concentrado en estimar los costos de la infraestructura del Puente y dejar establecido que el sistema de transporte de relave se robustece en la medida que se generen ingenierías multidisciplinarias que recojan las distintas necesidades de cada elemento del sistema.

3.2 Esquema resumen

La

Figura 3.26 resume los alcances de las disciplinas mencionadas.

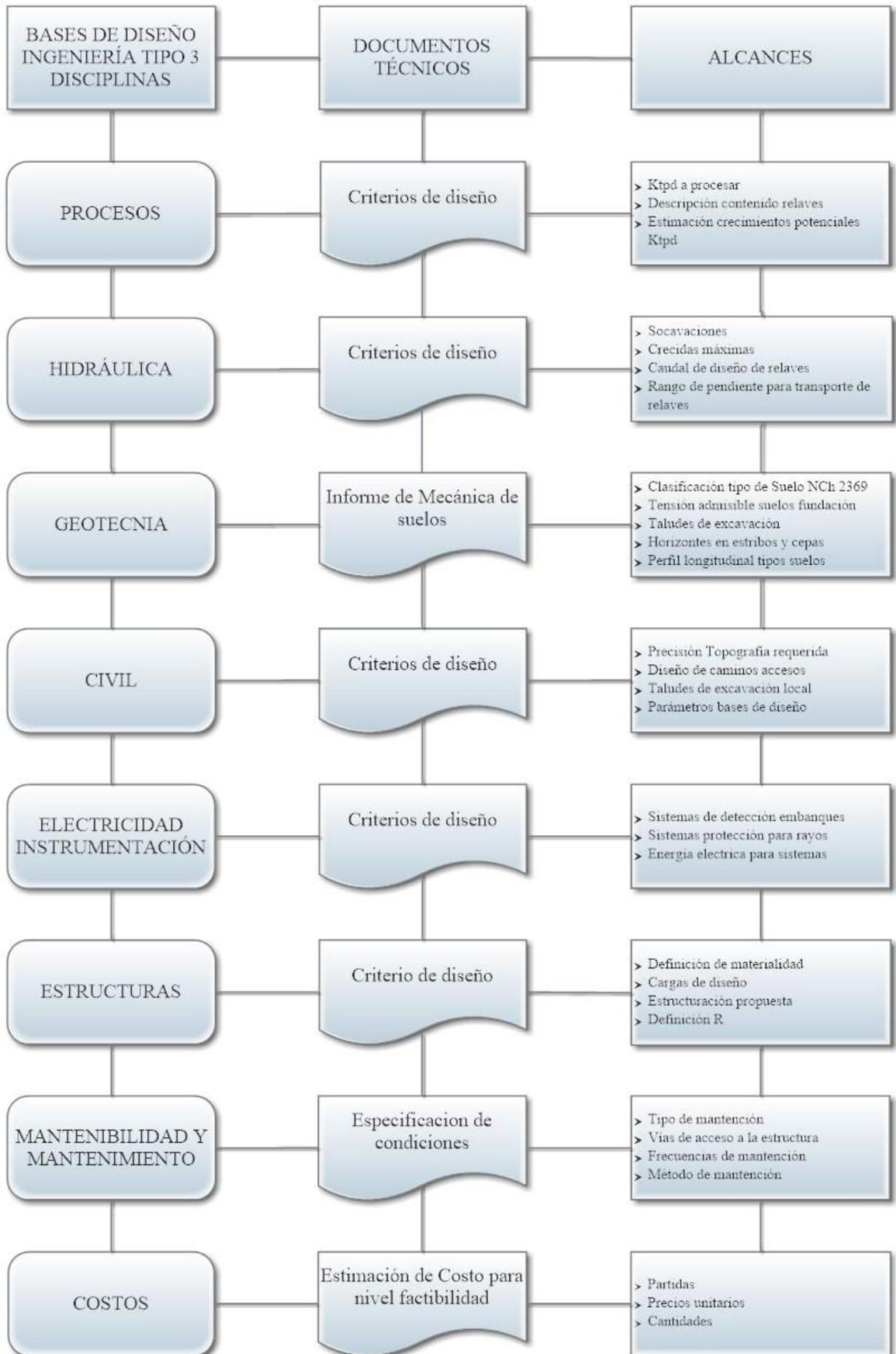


Figura 3.26: Esquema resumen bases de diseño

CAPÍTULO 4

Análisis caso seleccionado

4.1 Condiciones de sitio

Con el propósito de manejar magnitudes referidas a costos y cantidad de materiales y además agregando valor a los puentes, a continuación, se presentan dos tipologías. Estas serán diseñadas y posteriormente valoradas. Se considera una longitud de quebrada de 300 m, y una profundidad de 40 metros. La quebrada tipo se muestra en la Figura 4.1.

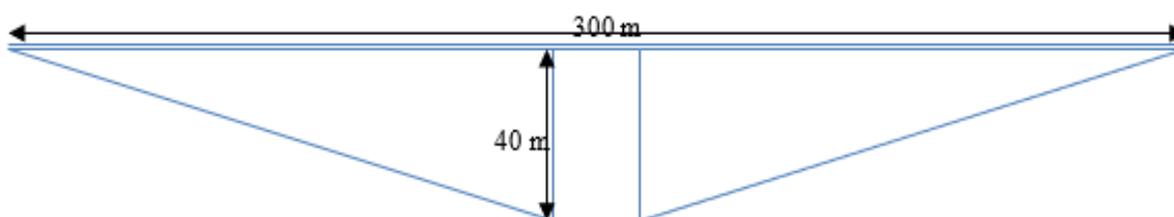


Figura 4.1: Dimensiones quebrada tipo

Además, en la Tabla 4.1 se muestran los parámetros del suelo utilizados para diseñar.

Tabla 4.1: Parámetros de suelo

	Cantidad
Peso específico suelo	2,0 tonf/m ³
Ángulo de fricción interna (φ)	40°
Roce suelo pared	$(2/3)\varphi$
Tensión suelo admisible estática	10 kgf/cm ²
Tensión suelo admisible dinámica	15 kgf/cm ²
Módulo de rigidez de terreno	1.600 MPa
Módulo de Poisson Suelo	0,38
μ (roce suelo fundación)	0,4

4.2 Consideraciones de diseño a nivel multidisciplinario

4.2.1 Hidráulica

Para el diseño hidráulico del relave, se consideran los parámetros mostrados en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2: Parámetros diseño hidráulico del relave

	Dimensión
Producción mina	140 ktpd
Coefficiente de Manning canoa	0,014 (inicial) -0,0109 (10 años de uso)
Pendiente de la canoa	0,008

4.2.2 Estructuras

La Tabla 4.3 señala las consideraciones que se tienen para el diseño sísmico del puente.

Tabla 4.3: Cargas operacionales y coeficientes sísmicos

	Cantidad o clasificación
Zona sísmica	Zona II
Coefficiente sísmico horizontal	0,15
Coefficiente sísmico vertical	0,05

La Tabla 4.4 muestra los recubrimientos de los elementos a diseñar.

Tabla 4.4: Recubrimientos

	Recubrimiento [cm]
Contra terreno	7,5
Fundaciones	5,0
Cepas	5,0
Muros	4,0
Canoa	5,0

4.2.3 Instrumentación

La empresa Termodinámica¹¹ elabora un presupuesto que considera: instrumentos, material de montaje, labor (HH), comunicación y receptor. Lo anterior para monitorear el relave del que transita sobre el puente.

La solución propuesta por la firma se muestra en la Figura 4.2.

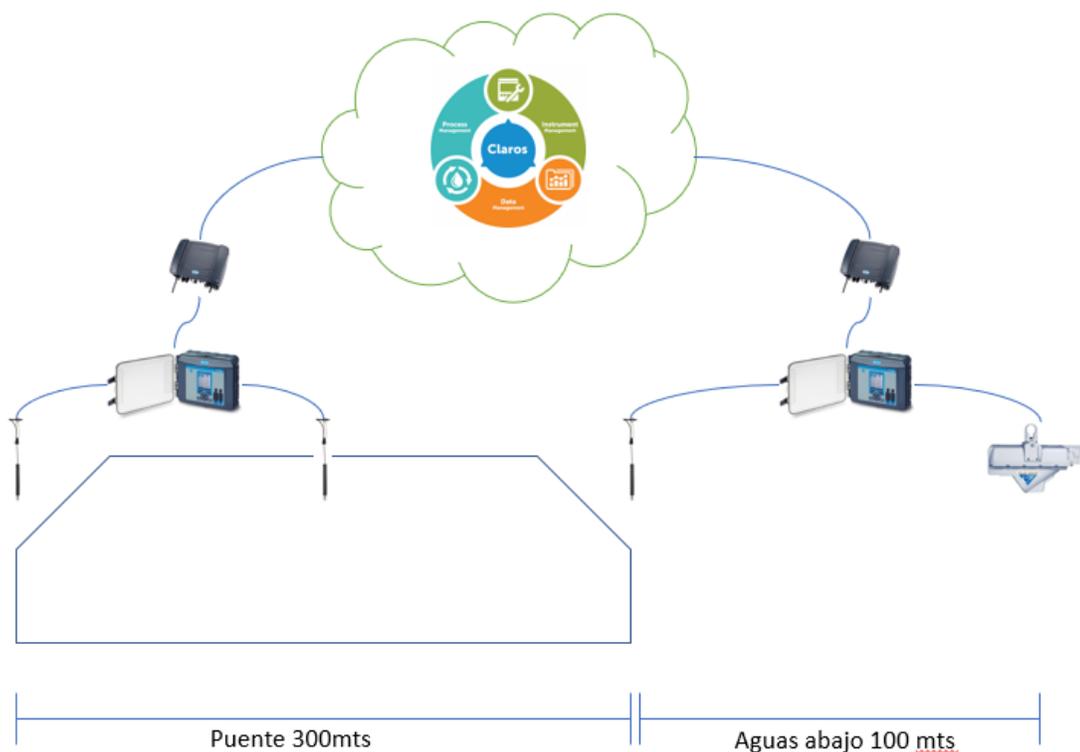


Figura 4.2: Diagrama instrumentación propuesta por Termodinámica.
Termodinámica Ltda

Esta solución cuenta con 3 transmisores de nivel ultrasónicos, 1 transmisor de flujo de canal abierto, 2 controladores de flujo y 2 controles universales de flujo. Los instrumentos se muestran en la Tabla 4.5.

El control universal se comunica con CLAROS, que es sistema de la empresa Hach, que permite conectar y gestionar instrumentos, datos y procesos sin interrupciones, en cualquier momento y lugar, desde el teléfono móvil.

¹¹ Termodinámica es una empresa nacional dedicada al manejo de equipos de proceso, instrumentación y soluciones de Ingeniería.

Tabla 4.5: Equipos propuesta instrumentación Termodinámica.
Gentileza Termodinámica

Controlador de flujo FL1500	Control Universal multiparamétrico	Transmisor de nivel ultrasónico	Transmisor de flujo de canal abierto FLO-DAR
			
<p>Unifica las señales de los sensores de nivel</p>	<p>Toma la información del controlador y se comunica con Claros</p>	<p>Mide el nivel del relave</p>	<p>Mide velocidad del relave</p>

4.3 Estructuración propuesta

Los puentes de relave, particularmente los de hormigón no se caracterizan por propuestas diferenciadas entre ellas, solo son provistos para que cumplan su función principal. Sin embargo, no se ha considerado que son parte de la estructura crítica del transporte de relave. Por lo que, un cambio en el enfoque repercutiría directamente en la continuidad operacional.

Dado lo anterior, en esta sección se presentan dos casos de puentes, cuyo diseño se desarrolla con las secciones siguientes concluyendo con una evaluación de costos de ambos.

La estructuración típica de los puentes consiste en una viga autosoportante que conduce el relave y es soportada por cepas de hormigón. Además, es importante mencionar que las canoas están simplemente apoyadas en las cepas (apoyo fijo-apoyo deslizante). Lo anterior es relevante para el diseño de la estructura.

La Figura 4.3 muestra el modelo del puente un puente cualquiera modelado en Sketch-up.



Figura 4.3: Modelo Sketch-up Puente de transporte de relaves

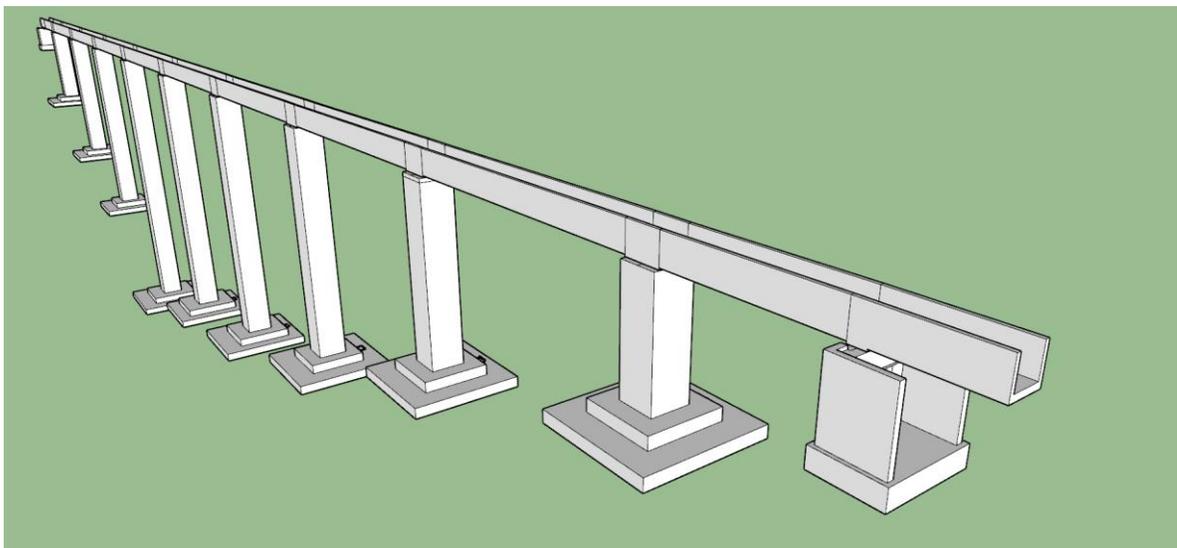


Figura 4.4: Modelo Sketch-up Puente de transporte de relaves

Para la quebrada, se elige la configuración mostrada en la Tabla 4.6. Se opta por 20m de longitud de tramo, por ser usual en estos puentes.

Tabla 4.6: Cepas y tramos estructuración

	Dimensión
Longitud Quebrada	300 m
Altura sobre quebrada	40 m
Nº de cepas	14
Tramos canoa	20 m

4.3.1 Caso 1: Puente con pasillo peatonal

Se propone un puente como el de la Figura 4.5. La particularidad de este es que cuenta con un pasillo peatonal. En los capítulos posteriores se desarrolla el diseño y evaluación de costos. En este caso se considera una producción de **140 ktpd** (kilotoneladas por día)

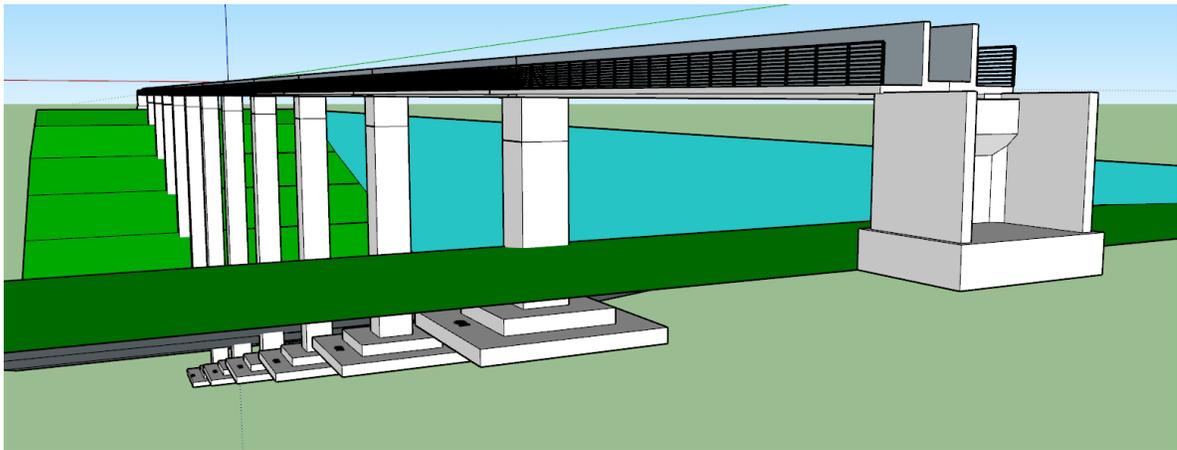
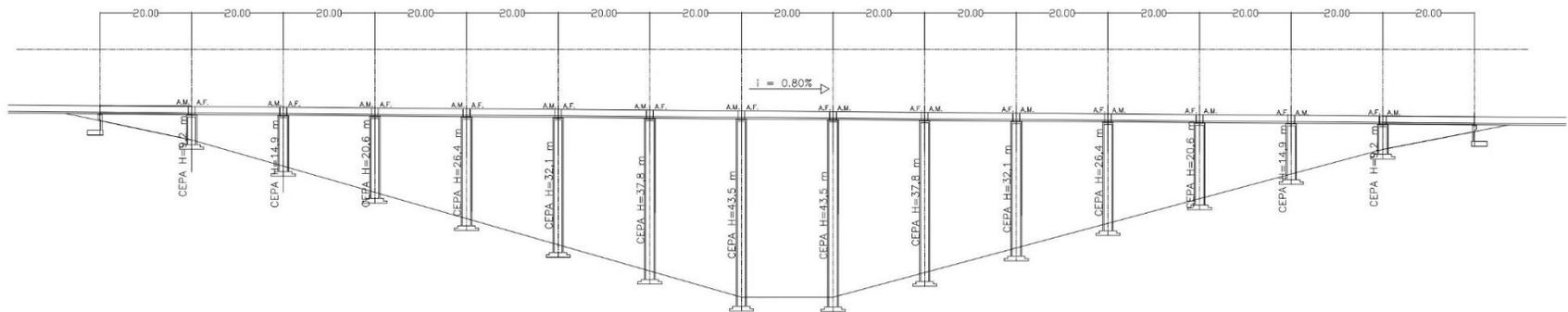


Figura 4.5: Modelo Sketch up caso 1

El pasillo peatonal se propone como una mejora a la accesibilidad del puente. Actualmente la falta de accesos dificulta procesos de limpieza y mantenimiento.

El puente se estructura considerando 15 tramos de vigas de 20 m cada uno apoyadas sobre cepas de hormigón de sección transversal cuadrada hueca fundada en cimientos cuadrados (rectangulares para optimizar).

En la Figura 4.6 se muestra la elevación de este puente. Lo anterior, para facilitar la visualización de la estructuración.



ELEVACIÓN PUENTE
ESCALA 1:1500



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

PLA-M00100-DD20-0001

CAMILA ZAMORANO VALENZUELA

ELEVACIÓN PUENTE

REVISIÓN 1 15/01/2020

REVISIÓN 0 15/01/2020

REVISÓ FERNANDO MOYAND

REVISÓ FERNANDO MOYAND



ESCALA 1:1500

Figura 4.6: Plano de elevación Puente

4.3.2 Caso 2: Puente canoa *bypass* y tránsito vehicular

Se propone un puente como el de la Figura 4.7 y Figura 4.8. La particularidad de este es que cuenta con doble canoa, un pasillo central para tránsito vehicular y pasillos peatonales (ver Figura 4.8). En los capítulos se desarrolla el diseño y evaluación de costos. En este caso se considera una producción de **240 ktpd** (kilotoneladas por día)

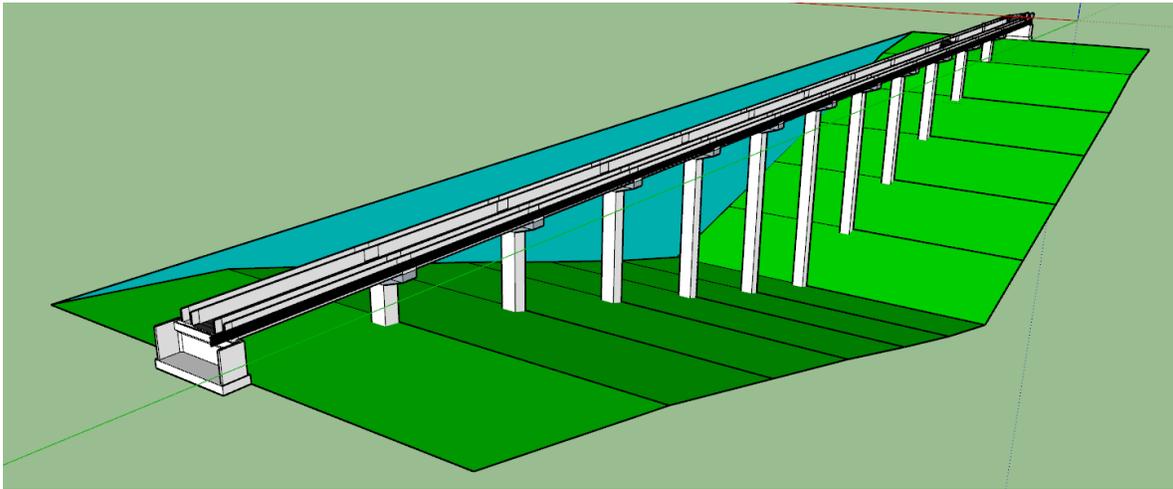


Figura 4.7: Modelo Sketch up caso 2

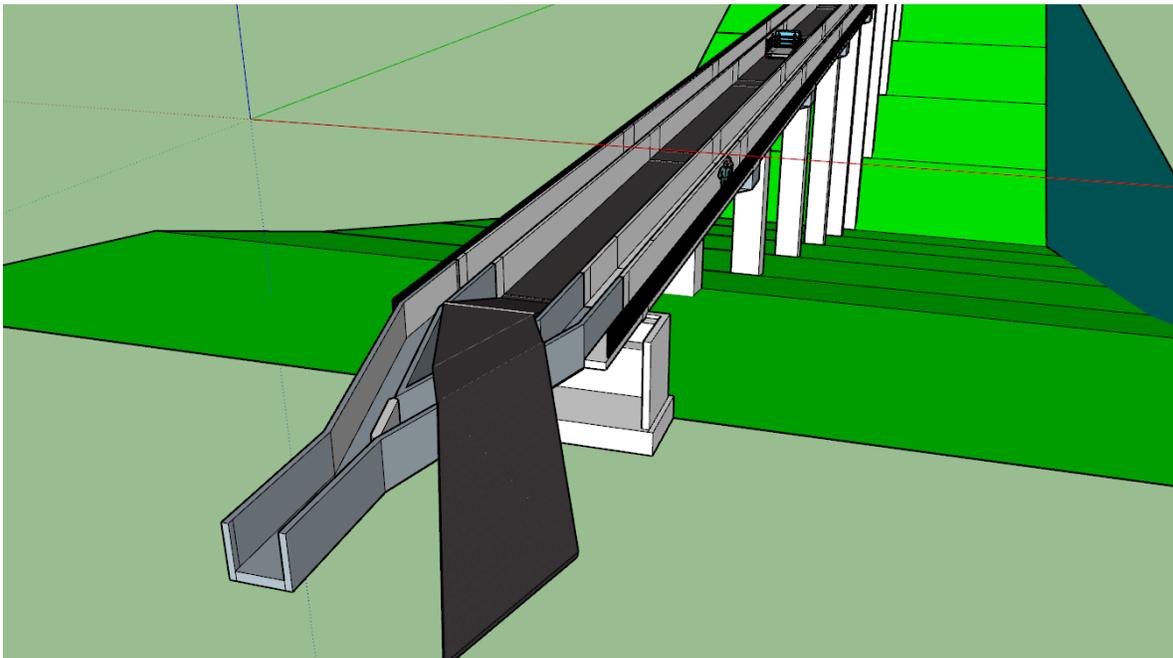


Figura 4.8: Detalle modelo Sketch up caso 2

Se estructura en tramos de 20 metros de viga, estos se apoyan al igual que el pasillo vehicular, sobre vigas acarteladas. Estas vigas continúan como columnas de hormigón de sección cuadrada huecas fundadas en cimientos cuadrados.

4.4 Cálculo estructural

4.4.1 Superestructura

A continuación, se define la superestructura en puentes de relave. Se mencionan consideraciones de diseño y adicionales, como los límites de deformación expuestos en la ACI 318, la estimación de las fisuras y la dilatación térmica de las canoas.

Por otro lado, dados los criterios para diseñar, se muestran los resultados de diseño para los casos 1 y 2. Para finalizar el diseño se exponen los planos de las superestructuras.

4.4.1.1 Definición superestructura

La superestructura es la parte estructural que yace sobre las columnas u otros elementos de apoyo. En los puentes carreteros corresponde a la calzada de tránsito de vehículos. En puentes de relave de hormigón, la superestructura es la viga autoportada, en los casos típicos.

4.4.1.2 Cargas y combinaciones de carga

Las cargas usadas para el diseño de esta sección del puente se mencionan a continuación.

4.4.1.2.1 Carga muerta (D)

La carga muerta de la superestructura se compone del peso de la estructura y las cargas muertas.

4.4.1.2.1.1 Peso propio

En el caso de la superestructura el peso propio de la estructura es el peso de la viga de hormigón armado. Para casos más sofisticados, se diseña como es usual de arriba hacia abajo, tomando cada vez que se avanza la carga que se va soportando.

4.4.1.2.1.2 Peso muerto

Considerar revestimientos, tuberías, luminarias, entre otros.

4.4.1.2.2 Relave (F)

Se considera el caso de operación (a) y el embanque (b). Recordar que el embanque es una condición eventual.

4.4.1.2.3 Sobrecarga (L)

Para los tipos de puente en análisis la sobrecarga son peatones y una camioneta para revisión y transporte de materiales de reparación.

4.4.1.2.4 Sismo (E)

Para el sismo, se considera el peso sísmico (Carga muerta, relave y parte de la sobrecarga) y se multiplica por el coeficiente sísmico para obtener la carga de sismo (ya sea vertical u horizontal)

4.4.1.2.5 Combinaciones de carga a utilizar

Las combinaciones de carga usadas se muestran en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7: Combinaciones de carga superestructura

Combinación	Método de diseño	
	ASD	LRFD
1	S2 a)	U2 a)
2	S2 b)	U2 b)
3	S4 horizontal	U4 horizontal
4	S4 vertical	U4 vertical

Referente a la Tabla 4.8, la combinación 1 corresponde a la combinación de servicio, con ella se verifican deformaciones, fisuras y dilatación térmica.

Por otro lado, la combinación 2 es la de embanque y en general es la que controla el diseño de las canoas, por poseer la mayor sollicitación de momento y corte verticales.

La combinación 3, sismo horizontal es útil para diseñar los elementos al corte horizontal y elementos adicionales como las placas de apoyo.

Por último, la combinación 4, de sismo vertical, es útil para el diseño de barras de anclaje antisísmico (están fuera del alcance de la presente guía)

4.4.1.3 Límites de deformación

Los límites de deformación de los elementos de hormigón armado son los mencionados en el ACI 318-14. (Tabla 4.8)

Tabla 4.8: Deflexión máxima admisible calculada
Tabla 24.2.2 ACI 318-14

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata a L_r , S y R.	$l/180$
Entrepisos	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L	$l/360$
Cubierta o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles a sufrir daños debido a deflexiones grandes	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plano debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	$l/480$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		$l/240$

Al ser muy permisivas las deformaciones planteadas anteriormente, se propone adoptar las deformaciones admisibles para el acero que corresponde a **$l/700$** . (NCh427 of. 2016)

De este modo se cuida el servicio de la canoa, ya que cambios en la pendiente pueden ser perjudiciales para el eje hidráulico.

4.4.1.4 Fisuras

Para el tratamiento de las fisuras se utiliza lo especificado en el ACI224R-01 Control de las fisuras en estructuras de hormigón (Control of Cracking in Concrete Structures) o en ACI2241R-07 Causas, evaluación y reparación de fisuras en estructuras de hormigón (Causes, Evaluation and Repair of Cracks in Concrete Structures)

En la primera, se muestra una expresión proveniente del análisis estadístico de Gergely y Lutz.

Ecuación 4.1: Tamaño fisura Gergely y Lutz

$$w = 0,046\beta f_s^3 \sqrt{d_c A} \cdot 10^{-3}$$

Donde:

β : relación entre la distancia entre el eje neutro y la cara traccionada y la distancia entre el eje neutro y las armaduras (1,2 en vigas)

f_s : tensión armadura traccionada [Mpa]

d_c : espesor del recubrimiento desde la fibra extrema traccionada al centro de la barra más cercana [mm]

A : área de hormigón simétrica con las armaduras dividido por el número de barras [mm²]

Por otro lado, el ACI2241R-07, plantea una aproximación para el ancho de fisuras basado en el modelo de Frosh (1999)

Ecuación 4.2: Tamaño fisura Frosh

$$w = 2 \frac{f_s}{E_s} \beta \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2}$$

Donde:

E_s : modulo elástico acero [MPa]

s : espaciamiento de las barras [mm]

Para reducir el tamaño de las fisuras, se debe disminuir el espaciamiento de las barras y disminuir el área de estas.

Para el caso de las canoas de hormigón, el límite es el planteado por el ACI, para estructuras que retienen agua. La Tabla 4.9 muestra la guía para anchos de fisuras.

Tabla 4.9: Guía para anchos de fisura razonables.

Tabla 4.1 ACI224R-01

Condición de exposición	Ancho de fisura [mm]
Aire seco o membrana protectora	0,41
Humedad, aire húmedo, suelo	0,30
Productos químicos descongelantes	0,18
Agua de mar y rocío de agua de mar humedecimiento y secado	0,15
Estructuras para retención de agua	0,1

4.4.1.5 Dilatación

Para estimar los efectos de la dilatación en las canoas de hormigón se utiliza lo mencionado en la ACI207.2R-07 Informe sobre los efectos de cambio térmico y de volumen en el agrietamiento del hormigón (*Report on Thermal and Volume Change Effects on Cracking of Mass Concrete*).

Se menciona ahí que la dilatación axial térmica se estima con la siguiente expresión.

Ecuación 4.3: Dilatación axial térmica

$$\Delta = \alpha \cdot \Delta T \cdot L_i$$

Donde:

Δ : dilatación axial del elemento [mm]

α : coeficiente de expansión térmica [mm/mm/°C]

ΔT : gradiente de temperatura del elemento. Diferencia entre temperatura de construcción y máxima de exposición [°C]

L_i : longitud del elemento [mm]

El coeficiente de dilatación térmica depende del tipo de cemento, de la dosificación, del rango de temperatura y del árido. La Tabla 4.10 muestra los rangos típicos para agregados del cemento Portland.

Tabla 4.10: Rangos típicos para agregados del cemento Portland.

ACI207.2R-07 Tabla 3.2

Agregado	Coefficiente de expansión térmica (millones/°C)
Granito	7 a 9
Basalto	6 a 8
Limo	6
Dolomita	7 a 10
Arena	11 a 12
Cuarcita	11 a 13
Mármol	4 a 7
Concreto	7,4 a 13

Se recomienda estimar la dilatación con $1,2 \cdot 10^{-5} [1/^\circ\text{C}]$ dado que es un valor desfavorable y que se acomoda a la realidad chilena.

Por ejemplo, para el largo de canoa que se utiliza en los casos presentados (20 m), la dilatación, dado un gradiente térmico de 20°C , se muestra a continuación

Ecuación 4.4: Ejemplo dilatación termica

$$\begin{aligned}\Delta &= 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{1}{^\circ\text{C}} \cdot (45^\circ\text{C} - 25^\circ\text{C}) \cdot 20 \text{ m} \\ &= 4,8\text{mm}\end{aligned}$$

La junta de dilatación es diseñada en la sección 4.4.3.1 Juntas.

4.4.1.6 Hormigón de sacrificio

La superficie expuesta de la canoa al relave sufre una abrasión severa producto del relave. Es por ello, que se destina cierto espesor para el sacrificio. Este valor suele ser de 5cm y debe ser repuesto cada cierta cantidad de años.

4.4.1.7 Superestructura Caso 1

La superestructura de la Caso 1 está compuesta solamente por una viga con forma de U y una losa en voladizo a cada lado confirmando los pasillos peatonales. También, cuentan con barandas livianas de 90 cm de altura. Lo anterior se muestra en la Figura 4.9.

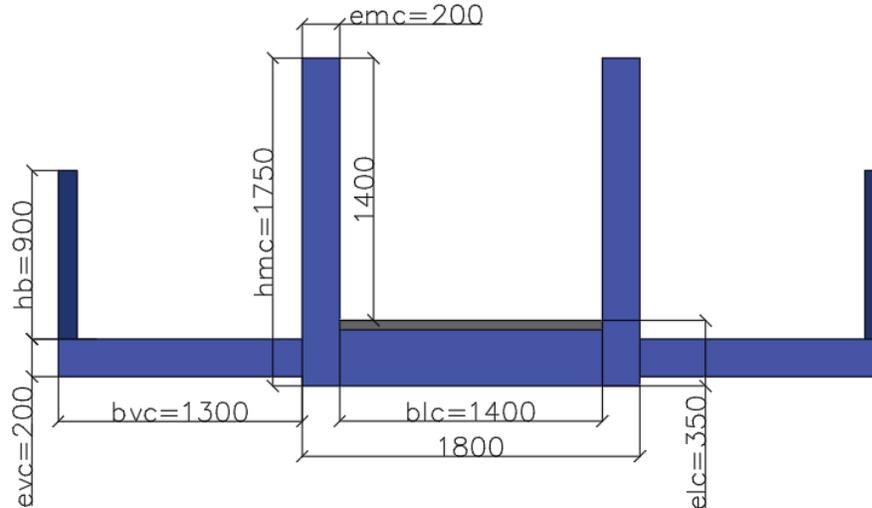


Figura 4.9: Corte forma superestructura Caso 1

Las calidades de materiales utilizados se muestran en la Tabla 4.11.

Tabla 4.11: Calidad materiales Caso 1

	Calidad Material
Hormigón	G30
Barras de acero	A630

En la Tabla 4.12 se muestran las cargas de la canoa.

Tabla 4.12: Cargas superestructura Caso 1

	Patrón de carga	Carga distribuida	Carga total
D	Peso Propio	4,34 tonf/m	86,7 tonf
F(a)	Sobrecarga operacional	1,06 tonf/m	21,2 tonf
F(b)	Sobrecarga eventual	3,39 tonf/m	67,8 tonf
E(h)	Sismo horizontal	-	16,2 tonf
E(v)	Sismo vertical	-	5,4 tonf
L	Sobrecarga de uso	0,40 tonf/m	8,00 tonf

Dadas las combinaciones de la Tabla 4.7, en la Tabla 4.13 se muestran las solicitaciones.

Tabla 4.13: Combinaciones de servicio canoa Caso 1 (Diseño ASD)

	Ms	Vs (v)	Vs (h)	Δ
S2 a)	270 tonf·m	54 tonf	-	10,8 mm
S2 b)	397 tonf·m	79 tonf	-	15,4 mm
S4 v)	234 tonf·m	46 tonf	-	11,7 mm

Las combinaciones que controlan son S2 b) y S4 h). La armadura de la canoa se encuentra en el Apéndice B. La memoria de cálculo se encuentran en el Apéndice A.

La losa del pasillo peatonal es diseñada usando los patrones de carga que se muestran en la Tabla 4.14 y los materiales de la Tabla 4.11.

Tabla 4.14: Cargas losa pasillo peatonal Caso 1

	Patrón de carga	Carga distribuida	Carga total
D	Peso Propio	0,48 tonf/m	9,75 tonf
E(h)	Sismo horizontal	-	1,50 tonf
E(v)	Sismo vertical	-	0,08 tonf
L	Sobrecarga de uso	-	0,01 tonf

Dadas las combinaciones de la Tabla 4.7, en la Tabla 4.15 se muestran las solicitaciones.

Tabla 4.15: Combinaciones de servicio pasillo peatonal Caso 1 (Diseño LRFD)

	Mu	Vu (h)
U1	0,55 tonf·m	
U2	0,70 tonf·m	-
U4 v)	0,56 tonf·m	-
U4 h)	-	0,09 tonf

Las combinaciones que controlan son U2 y U4 h). La armadura de la canoa se muestra en el Apéndice B. La memoria de cálculo del pasillo en el Apéndice A.

4.4.1.8 Superestructura Caso 2

La superestructura de la Caso 2 está compuesta por dos vigas con forma de U sobre una viga acartelada que, en este caso se decidió materializar no macizamente, dadas sus dimensiones. En medio de las canoas cuenta con 3,2 m para el tránsito vehicular. A los costados se deja 1,3 m para el tránsito peatonal. Lo anterior se muestra en la Figura 4.10.

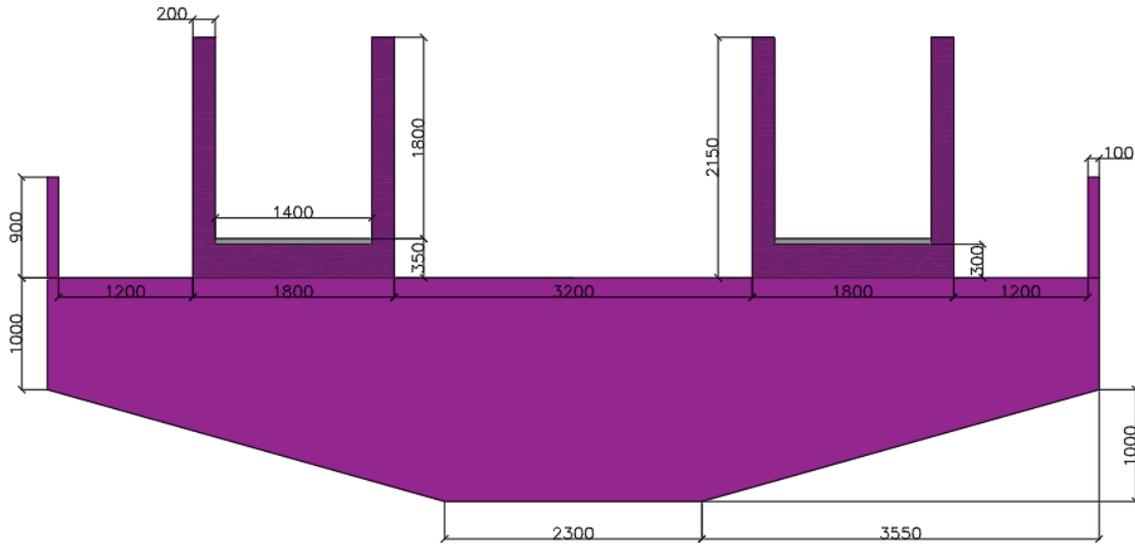


Figura 4.10: Corte forma superestructura Caso 2

Las calidades de materiales utilizados se muestran en la Tabla 4.16.

Tabla 4.16: Calidad materiales Caso 2

	Calidad Material
Hormigón	G30
Barras de acero	A630

En la Tabla 4.17 se muestran las cargas de la canoa.

Tabla 4.17: Cargas superestructura Caso 2

	Patrón de carga	Carga distribuida	Carga total
D	Peso Propio	3,50 tonf/m	70,0 tonf
F(a)	Sobrecarga operacional	1,77 tonf/m	35,4 tonf
F(b)	Sobrecarga eventual	4,64 tonf/m	92,8 tonf
E(h)	Sismo horizontal	-	16,3 tonf
E(v)	Sismo vertical	-	5,4 tonf
L	Sobrecarga de uso	0,40 tonf/m	8,0 tonf

Dadas las combinaciones de la Tabla 4.7, en la Tabla 4.18 se muestran las sollicitaciones.

Tabla 4.18: Combinaciones de servicio canoa Caso 2 (Diseño ASD)

	Ms	Vs (v)	Vs (h)	Δ
S2 a)	270 tonf·m	54 tonf	-	10,8 mm
S2 b)	397 tonf·m	79 tonf	-	15,4 mm
S4 v)	234 tonf·m	46 tonf	-	11,7 mm
S4 h)	-	-	1,49 tonf	-

Las combinaciones que controlan son S2 b) y S4 h). La armadura de la canoa se muestra en el Apéndice B. Las memorias de cálculo de la canoa para las combinaciones están en el Apéndice A.

Para el tránsito vehicular, se considera una rejilla de alta carga, apoyada de acuerdo a sus especificaciones. Se estiman los perfiles con SAP 2000. La Tabla 4.19 muestra los elementos seleccionados.

Tabla 4.19: Resumen elementos paso vehicular

	Elemento Seleccionado	Peso
Rejilla	Rejilla alto tráfico	95 kg/m ²
Apoyos transversales	Canales	5,1 kg/m
Apoyos longitudinales	Vigas IN	102 kg/m

Finalmente, se diseña la viga acartelada. Se diseña hueca, dado el peso adicional que significa que sea maciza. La memoria de cálculo está en el Apéndice A. El plano en el Apéndice B.

4.4.2 Subestructura y Fundaciones

En la siguiente sección se explican los principios básicos de diseño de columnas y fundaciones, las combinaciones de carga que controlan el diseño de la subestructura y fundaciones. En el Apéndice A se muestra la memoria de cálculo del Caso 1 para ejemplificar lo mencionado.

4.4.2.1 Definición subestructura y fundaciones

Los estribos son los apoyos extremos del puente. Además de soportar la carga de la superestructura, sirven para la contención del suelo de los extremos. En este caso, los estribos no son diseñados. Se utilizan estribos estándar para este tipo de estructura.

La cepa es la parte estructural que sostiene el puente llevando la carga hasta las fundaciones. Dada su función de traslado de carga, suelen ser columnas, que trabajan a flexo-compresión.

Las fundaciones son la parte estructural que se apoya sobre el terreno, esta soporta el peso de la superestructura y subestructura. Es importante mencionar que su diseño es con el método de tensiones admisibles, ASD, dada que la capacidad del suelo es definida mediante la tensión admisible.

El diseño de las fundaciones considera 4 condiciones:

- 1) Cargas estáticas no superan tensiones admisibles estáticas
- 2) Cargas dinámicas no superan tensión admisible dinámica
- 3) Factor de seguridad al volteo mayor o igual a 2
- 4) Factor de seguridad al desplazamiento mayor o igual a 2

4.4.2.2 Cargas y combinaciones de cargas

Las cargas usadas para el diseño de esta sección del puente se mencionan a continuación. Las cargas de Relave (F) y carga viva (L) son las mismas que en la superestructura.

4.4.2.2.1 Carga muerta (D)

La carga muerta de la superestructura se compone del peso de la estructura y las cargas muertas.

4.4.2.2.1.1 Peso propio

En este caso, el peso propio de la estructura es el peso de superestructura, subestructura (para subestructura) y fundaciones (para fundaciones).

4.4.2.2.2 Sismo (E)

Para el sismo, se considera el peso sísmico (Carga muerta, relave y parte de la sobrecarga) y se multiplica por el coeficiente sísmico para obtener la carga de sismo (ya sea vertical u horizontal)

4.4.2.2.3 Combinaciones de carga a utilizar

Las combinaciones de carga usadas se muestran en la Tabla 4.20.

Tabla 4.20: Combinaciones de carga diseño subestructura y fundaciones

Combinación	Método de diseño	
	ASD	LRFD
1	S2 a)	U2 a)
2	S4 transversal	U4 transversal
3	S4 longitudinal	U4 longitudinal
4	S6	-
5	S7	U7

Referente a la Tabla 4.20 la combinación 1 corresponde a la combinación de servicio, con ella se verifican deformaciones, fisuras y dilatación térmica.

Por otro lado, la combinación 2 y 3 son las combinaciones con sismo y que controlan el diseño de las columnas. También se debe verificar la combinación 5, en que las columnas poseen un factor reductor para la carga que comprime.

Se verifica la combinación 1, 2 y 3 para las fundaciones.

4.4.2.3 Subestructura y fundaciones Caso 1

La infraestructura del Caso 1 está compuesta solamente por cepas rectangulares huecas y estribos rígidos. El diseño de las columnas es controlado por la combinación del sismo horizontal. Para ello se construyen diagramas de interacción.

Las calidades de materiales utilizados se muestran en la Tabla 4.21.

Tabla 4.21: Calidad materiales cepas Caso 1

	Calidad Cepas	Calidad Fundaciones
Hormigón	G30	G30
Barras de acero	A630	A630

En la Tabla 4.22 se muestran las cargas de las columnas, en la Tabla 4.23 se muestran las cargas en las fundaciones ambas de la Caso 1.

Tabla 4.22: Cargas columnas Caso 1

	Patrón de carga [tonf]	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
D	Peso Propio	47,1	76,4	105,6	145,2	489,2	756,0	1103,2
	Descarga de la superestructura	86,7						
F(a)	Sobrecarga operacional	21,2						
E(h)	Sismo horizontal longitudinal	17,5	18,9	20,2	22,0	37,4	49,4	57,4
E(h)	Sismo horizontal transversal	20,7	22,0	23,3	25,1	40,6	52,6	68,2
L	Sobrecarga de uso	8,0						

Tabla 4.23: Cargas fundaciones Caso 1

	Patrón de carga [tonf]	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
D	Peso Propio	48,6	72,0	96,9	119,3	139,2	167,7	210,9
	Descarga de la s.e. y columna	133,8	163,1	192,3	231,9	575,9	842,7	1189,9
	Peso suelo sobre Fundación	53,7	97,4	143,9	180,6	210,7	248,0	310,6
F(a)	Sobrecarga operacional	21,1						
E(h)	Sismo horizontal longitudinal	22,2	26,5	31,0	35,5	53,2	68,2	80,8
E(h)	Sismo horizontal transversal	25,3	29,7	34,2	38,6	56,4	71,3	91,7
L	Sobrecarga de uso	8,0						

Dadas las combinaciones de la Tabla 4.20, en la Tabla 4.24 se muestran las solicitaciones que controlan el diseño en columnas.
En la

Tabla 4.25 se muestran las solicitaciones que controlan el diseño en fundaciones.

Tabla 4.24: Solicitaciones Columnas Caso 1

	N	M (l)	V (l)	M (t)	V (t)
1	154	106	16	127	18
2	180	179	19	212	21
3	207	257	22	302	24
4	242	345	25	404	27
5	552	594	37	665	39
6	792	858	48	942	50
7	1104	990	57	1322	64

Tabla 4.25: Solicitaciones Fundaciones Caso 1

	N	M (t)	M (l)
1	246	155	131
2	333	247	210
3	423	344	295
4	512	452	390
5	867	733	658
6	1166	1027	940
7	1574	1430	1088

La combinación que más solicita es la S4 h). Cabe mencionar que el diseño es controlado por el desplazamiento de las columnas. En la Tabla 4.26 se muestran los factores de utilización del largo y ancho de la sección de la columna. Las dimensiones de las columnas se muestran en la Tabla 4.27.

Tabla 4.26: Factores utilización Canoa Caso 1

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
FU (B)	0,079	0,260	0,596	0,953	0,940	0,957	0,980
FU (L)	0,090	0,291	0,657	0,970	0,924	0,939	0,938

Tabla 4.27: Dimensiones columnas Caso 1

	e (cm)	H (m)	L (m)	B (m)	Rellena con suelo
1	25	9,2	2,3	2,3	No
2	25	14,9	2,3	2,3	No
3	25	20,6	2,3	2,3	No
4	25	26,4	2,5	2,4	No
5	25	32,1	2,7	2,6	Si
6	25	37,8	3,1	3,0	Si
7	25	43,5	3,6	3,3	Si

Las dimensiones de las fundaciones se muestran en la Tabla 4.28.

Tabla 4.28: Dimensiones fundaciones Caso 1

	H (m)	L (m)	B (m)
1	1,5	3,6	3,6
2	1,5	4,8	4,0
3	1,5	5,5	4,7
4	1,5	6,0	5,3
5	1,5	6,4	5,8
6	1,5	7,1	6,3
7	1,5	7,5	7,5

Las memorias de cálculo estan en el Apéndice A.

4.4.2.4 Subestructura y fundaciones Caso 2

La infraestructura del Caso 2 está compuesta solamente por cepas rectangulares huecas y estribos rígidos. El diseño de las columnas es controlado por la combinación del sismo horizontal. Para ello se construyen diagramas de interacción.

Las calidades de materiales utilizados se muestran en la Tabla 4.29.

Tabla 4.29: Calidad materiales cepas Caso 2

	Calidad Cepas	Calidad Fundaciones
Hormigón	G30	G30
Barras de acero	A630	A630

En la Tabla 4.30 se muestran las cargas de las columnas, en la Tabla 4.31 se muestran las cargas en las fundaciones ambas del Caso 2.

Tabla 4.30: Cargas columnas Caso 2

	Patrón de carga	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
D	Peso Propio	36,9	66,1	95,3	149,5	528,0	762,2	1176,1
	Descarga de la superestructura	212,4	212,4	212,4	216,4	217,5	220,6	225,7
F(a)	Sobrecarga operacional	35,3						
E(h)	Sismo horizontal longitudinal	35,9	37,2	38,6	41,6	58,8	69,8	89,2
E(h)	Sismo horizontal transversal	41,2	42,5	43,9	46,9	64,1	75,1	94,5
L	Sobrecarga de uso	16,0						

Tabla 4.31: Cargas fundaciones Caso 2

	Patrón de carga	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
D	Peso Propio	59,7	78,8	112,5	132,3	154,4	187,7	239,1
	Descarga de la s.e. y columna	249,3	278,5	307,7	365,9	745,5	982,8	1401,8
	Peso suelo sobre Fundación	74,3	110,0	173,0	195,9	231,4	280,9	353,0
F(a)	Sobrecarga operacional	35,3						
E(h)	Sismo horizontal longitudinal	42,0	45,7	51,4	56,4	76,1	90,9	115,8
E(h)	Sismo horizontal transversal	47,3	51,0	56,7	61,7	81,4	96,2	121,1
L	Sobrecarga de uso	16,0						

Dadas las combinaciones de la Tabla 4.20, en la Tabla 4.32 se muestran las solicitaciones que controlan el diseño en columnas. En la Tabla 4.33 se muestran las solicitaciones que controlan el diseño en fundaciones.

Tabla 4.32: Solicitaciones Columnas Caso 2

	N	M (l)	V (l)	M (t)	V (t)
1	271	177	29	204	33
2	297	323	32	371	36
3	323	474	36	543	40
4	375	653	39	743	43
5	717	988	53	1100	57
6	931	1319	64	1452	67
7	1308	1822	81	1976	85

Tabla 4.33: Solicitaciones Fundaciones Caso 2

	N	M (t)	M (l)
1	391	256	224
2	467	428	375
3	580	609	535
4	671	816	720
5	1064	1195	1077
6	1352	1564	1425
7	1841	2117	1958

La combinación que más solicita es la S4 h). Cabe mencionar que la condición que controla el diseño es el desplazamiento de las columnas. En la Tabla 4.34 se muestran los factores de utilización del largo y ancho de la sección de la columna.

Tabla 4.34: Factores utilización Canoa Caso 2

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
FU (B)	0,088	0,332	0,799	0,904	0,88	1,002	0,958
FU (L)	0,1	0,371	0,882	0,99	0,88	0,998	0,952

Las dimensiones de las columnas se muestran en la Tabla 4.35.

Tabla 4.35: Dimensiones columnas Caso 2

	e (cm)	H (m)	L (m)	B (m)	Rellena con suelo
1	25	7,2	2,3	2,3	No
2	25	12,9	2,3	2,3	No
3	25	18,6	2,3	2,3	No
4	25	24,4	2,7	2,7	No
5	25	30,1	2,9	2,8	Si
6	25	35,8	3,2	3,1	Si
7	25	41,5	3,7	3,6	Si

Las dimensiones de las fundaciones se muestran en la Tabla 4.36.

Tabla 4.36: Dimensiones fundaciones Caso 2

	H (m)	L (m)	B (m)
1	1,5	4,3	3,7
2	1,5	5,0	4,2
3	1,5	6,0	5,0
4	1,5	6,3	5,6
5	1,5	7,1	5,8
6	1,5	7,7	6,5
7	1,5	8,5	7,5

4.4.3 Juntas, placas de apoyo y barras de anclaje antisísmicas

Para las juntas se usa el trabajo de título *Estudio de una metodología de diseño y construcción de juntas para canales revestidos de hormigón* (Quezada Mercado, 2001)

Para las barras de anclaje se aplica lo enunciado en el Manual básico de puentes carreteros (Cosio Claros, 1990), del mismo modo para las placas de apoyo, que a su vez se complementa con la AASHTO LRFD 2017.

4.4.3.1 Juntas

Existen tres tipos de juntas para las estructuras de hormigón:

- **Juntas de contracción:** se deja una sección intencionalmente más débil y de este modo controlar la dirección del agrietamiento. Se usa en veredas, por ejemplo.
- **Juntas de dilatación:** Son dispuestas entre unidades de hormigón para absorber las deformaciones producto de la temperatura y humedad
- **Juntas de construcción:** se dan por interrupciones en las etapas de hormigonado.

Para las canoas de hormigón se requieren juntas de dilatación. Su metodología de diseño y construcción se explica a continuación.

Diseño de juntas de dilatación

En primer lugar, se determina el cambio de longitud en función de la longitud inicial de la canaleta, cambios de temperatura y humedad.

Ecuación 4.5: Cambio de longitud del elemento

$$\Delta = (\alpha \cdot \Delta T + E_f) \cdot L_0$$

Donde:

- α : coeficiente de dilatación hormigón
- ΔT : mayor gradiente térmico al que está sometida la estructura
- E_f : cambio de longitud por humedad [mm/m]. Para materiales cuyo aglomerante es el cemento usar valores entre 0,2 y 0,3 [mm/m]
- L_0 : longitud inicial del elemento, distancia entre juntas

Posteriormente, se calcula la dimensión de la junta, para ello es necesario conocer la capacidad de extensión-compresión del sellante elegido. Esta varía de acuerdo al tipo de sellante (elástico, plástico, plato-elástico) y se da en porcentaje (respecto al ancho de la junta).

Se toma como ejemplo un sellante Sika, los porcentajes se muestran la Tabla 4.37.

Tabla 4.37: Capacidad extensión compresión sellantes

Tipo de sellante	Porcentaje
Sellantes elásticos	15-25% (de acuerdo al tipo)
Sellantes plasta-elásticos	10%
Sellantes plásticos	5%

Estos valores deben distinguirse de los valores de alargamiento de ruptura. Siendo en algunos sellantes hasta el 500%. La profundidad se determina según el factor de forma del sellante elegido y considerando las dimensiones mínimas dadas en la ficha técnica. El ancho mínimo se calcula como sigue:

Ecuación 4.6: Ancho mínimo junta

$$B_{min} = \frac{\Delta L \cdot 100}{\Delta LS}$$

Donde:

ΔLS : capacidad de extensión-compresión del sellante dada en porcentaje.

El diseño de las juntas de ambos casos se muestra en el Apéndice A.

A continuación, se muestran características adicionales que deben ser definidas para las juntas de dilatación. Por simplificación, no son definidas para los Casos.

Elección del sellante

Dependiendo de su forma de trabajo:

- Bajo tensión permanente: pasa con sellantes preformados aplicados al momento de hormigonar. También cuando el sellante se aplica cuando esta la máxima temperatura.
- Bajo compresión permanente: sellos preformados aplicados a presión. También cuando se aplique a mínima temperatura.
- Movimientos cíclicos de tensión y compresión: comportamiento debido a los cambios de temperatura.
- Bajo esfuerzo de cizalle: cuando uno de los elementos se desplaza.

Efecto del factor de forma

Al abrirse y cerrarse la junta los sellantes cambian su forma, pero no su volumen. Al deformarse se producen tensiones dependiendo del factor de forma (ancho: profundidad el sellante). Usar un factor de forma adecuado es crítico técnica y económicamente. El efecto del factor de forma según el espesor se muestra en la Figura 4.11.

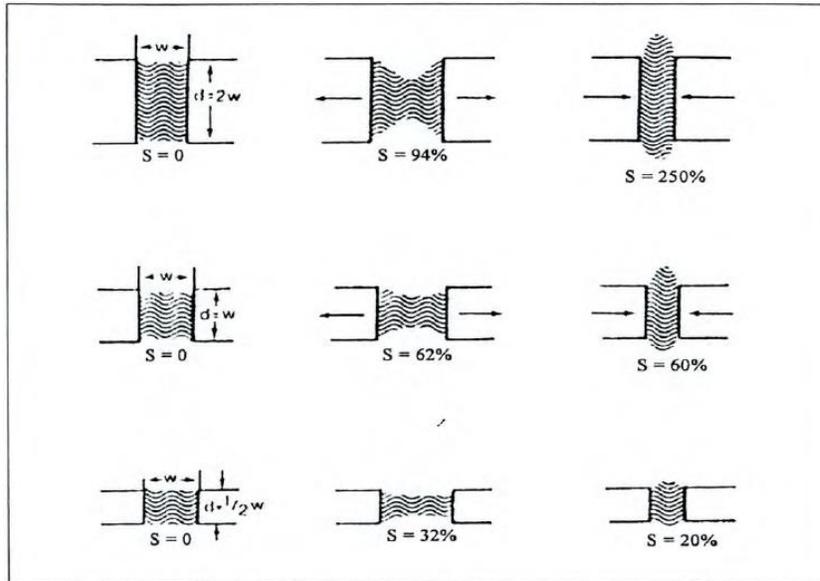


Figura 4.11: Efecto del factor de forma ancho/profundidad según espesor.
Fuente: Sika Chile

Efecto de material de respaldo

Su función es dar la profundidad justa para obtener el factor de forma más apropiado y evitar que se adhiera el sellante elástico al fondo de la junta. En general, se usan espumas plásticas como material de respaldo.

Efecto del imprimante

Para fijar el sellante a las juntas. El imprimante sella y penetra los poros del material a sellar, impregnando partículas de polvo, reduce la formación de burbujas e inhibe alguna posible reacción no deseable entre el sellante y la superficie a sellar.

4.4.3.2 Placas de apoyo

Las placas de apoyo son dispositivos elastoméricos cuya función es transmitir cargas y acomodar movimientos entre la superestructura e infraestructura. Estas pueden ser solo de goma o reforzadas con láminas de acero. La Figura 4.12 representa una.

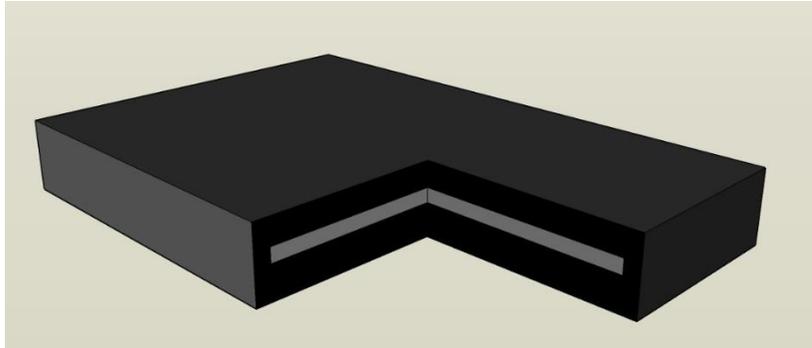


Figura 4.12: Esquema placa de apoyo

El diseño de las placas de apoyo se basa en cumplir las siguientes cinco condiciones:

1) Tensión admisible a compresión

Se debe cumplir lo siguiente:

$$\delta_c \leq \frac{G \cdot S}{\beta}$$

Ecuación 4.7: Tensión admisible a compresión, placa de apoyo

$$S = \frac{L \cdot W}{2t_i \cdot (L + W)}$$

Ecuación 4.8: Factor de forma de una capa de placa de apoyo

Donde:

- δ_c : tensión de compresión sobre la placa, causada por la carga muerta y la carga viva sin impacto
- G : módulo de corte
- S : factor de forma de una capa de la placa
- β : factor de corrección ($\beta = 1,0$, acero; $\beta = 1,4$, placas cubiertas; $\beta = 1,8$, placas solas)
- L : largo placa
- W : ancho placa
- t_i : espesor capa neopreno interior o exterior
- t_s : espesor de las láminas de acero de refuerzo
- C : deformación por fluencia a 25 años

2) Deformación a compresión

Se debe cumplir lo siguiente:

$$\Delta_c \leq 0,07 \cdot t_i$$

$$\Delta_c = \sum \epsilon_{ci} \cdot t_i$$

Ecuación 4.9: Deformación admisible a compresión, placa de apoyo

Donde:

Δ_c : deformación por compresión, sin cargas de impacto

ϵ_{ci} : deformación unitaria en compresión de la capa i

Para determinar la deformación por compresión, usar gráficos de proveedor que relaciona factor de forma, dureza y carga.

Normalmente el material se especificará a través de G y las demás propiedades se deducen de la tabla que se indica en la Tabla 4.38. Teniendo en cuenta que cualquier valor intermedio puede interpolarse.

Tabla 4.38: Características placa de apoyo dada la dureza

Dureza	50	60	70
G	0,68	0,93 a 1,43	1,43 a 2,14
C/Δ_c	0,25	0,5	0,45
k	0,75	0,60	0,55

3) Rotación placa

Se debe cumplir que:

$$L \cdot \alpha_L + W \cdot \alpha_W \leq 2 \cdot \Delta_c$$

Ecuación 4.10: Rotación admisible, placa de apoyo

Donde:

L : largo placa

α_L : rotación entre cara superior e inferior con respecto al eje perpendicular al eje longitudinal

W : ancho placa

α_W : rotación entre cara superior e inferior con respecto al eje paralelo al eje longitudinal

4) Deformación por corte

Debe calcularse considerando todos los efectos, incluidos, retracción, creep, postensado, sismo, temperatura, entre otros.

Ecuación 4.11: Deformación admisible por corte, placa de apoyo

$$\Delta_v \leq 0,5 T$$

$$\Delta_v = \frac{V \cdot T}{G \cdot A}$$

Donde:

- Δ_v : deformación por corte
- T : espesor placa
- V : corte aplicado en la placa
- A : área placa

5) Estabilidad de la placa

Se debe cumplir que:

$$T < \min\left(\frac{L}{5}; \frac{W}{5}\right)$$

Ecuación 4.12: Estabilidad, placa de apoyo con lamina de acero

$$T < \min\left(\frac{L}{3}; \frac{W}{3}\right)$$

Ecuación 4.13: Estabilidad, placa de apoyo sin lamina de acero

4.4.3.2.1 Recomendaciones técnicas placas de apoyos

Las siguientes recomendaciones son válidas para un rango de temperatura de -25°C a +50°C y para apoyos cuyas láminas de refuerzo se unen a las láminas por vulcanización.

Los ensayos para controlar las características mecánicas de las placas, se realizan siguiendo la norma americana AASHTO o la francesa AFNOR.

Se sugiere:

- Usar láminas de espesor constante
- No usar materiales con Dureza >70 ó G>2,14.
- Usar láminas de acero de calidad A37-24 ES y elastómero polychloroprene (neopreno virgen) o polyisoprene (caucho natural).
- Usar placas rectangulares o circulares en su base y de forma de paralelepípedo de un solo block, con o sin agujero central para alojar barras de anclaje. Deben tener recubrimiento lateral.

Tolerancias dimensionales

Considerando como espesor nominal (en) es valor especificado en planos o documentos y espesor medio (em) valor característico, definido a partir de espesores reales medidos, para la lámina y el apoyo.

En planta:

- Longitud ± 2 mm
- Anchura ± 2 mm

Espesores de láminas elastoméricas intermedias (Tabla 4.39):

Tabla 4.39: Tolerancias espesores de láminas intermedias

<i>t</i>	8, 10, 12mm	16mm
Espesor medio	$\pm 12\%$	$\pm 10\%$
Espesor en punto cualquiera	$\pm 12\%$	$\pm 10\%$

Se define como espesor medio la media aritmética de los espesores medidos en cada ángulo de la lámina.

Espesores de láminas elastoméricas exteriores:

- Para t 4, 5, 6 y 8. Espesor en un punto cualquiera = espesor nominal + 1 mm

Espesor total:

- Si $0 < h \leq 50$ mm em = $h + 1,5$ mm
- Si $50 < h \leq 100$ mm em = $h + 2,0$ mm
- Si $100 < h \leq 150$ mm em = $h + 3,0$ mm

Paralelismo cara exteriores:

- Las variaciones admisibles del espesor entre dos ángulos consecutivos son de 2‰ de la distancia entre estos dos puntos (valor mínimo: 1 mm).
- La tolerancia de la distancia a la superficie de referencia de todos los puntos de la cara opuesta a la superficie de referencia del aparato de apoyo es de + 3‰ de la longitud del lado mayor del apoyo.

Recubrimiento lateral de las placas de refuerzo:

El recubrimiento nominal es de 5 mm medido de la lámina al canto lateral.

- Tolerancia +3 -1 mm

Control de calidad

La Tabla 4.40 muestra la calidad del elastómero a baja temperatura según las condiciones ambientales:

Tabla 4.40: Grado placa apoyo según condiciones ambientales

Grado	0	2	3
n (días consecutivos en que la temperatura ambiente no sube de 0° C)	3	7	14

Si no se especifica lo contrario se considerará que el apoyo será GRADO 0 o con $D = 60$ °Sh.

Las demás características se miden con ensayos. Los que son imprescindibles son: dureza, resistencia a la tracción, adherencia al corte, fluencia a la compresión. La Tabla 4.41 enumera los ensayos y resultados exigidos.

Tabla 4.41: Ensayos y resultados exigidos Placas de apoyo. AFNOR

Ensayo	Tipo y condiciones del ensayo	Resultados exigidos
1 D414	RESISTENCIA A TRACCION Ruptura a tracción a 25°C	Resistencia a tracción 160 Kg/cm ² Alargamiento último 400%
2 D573	RESISTENCIA AL CALOR 70 hrs. a 100° C	Cambio de dureza +15° Sh Cambio de resistencia a tracción -15% Cambio alargamiento último -40%
3 D1149	RESISTENCIA AL OZONO 72 hrs a 40% 50 pp c mill de 03 y $\Delta h/h = 0.7$	No debe presentar ningún tipo de daño
4 AFNOR T47-803	ADHERENCIA AL CORTE a 2 5°C con T = 2G a) 7 días a -25°C b) 72 hrs a +100°C	$\Delta h/h = 1.4$ 1,4 < $\Delta h/h$ < 2,0 1,4 < $\Delta h/h$ < 2,0
5 AFNOR T47-806	FLUENCIA A COMPRESION 30 días a 25 MPa y 25° C	$\Delta m_s = 1,2 \Delta c$
6 T47-802 T47-814 D1043	ENDURECIMIENTO AL FRIO 7 días a -25° C	G envejecido <2,70 Cambio de dureza +20□ Sh La rigidez medida a -25°C no debe ser superior a 4 veces la rigidez natural medida a +25°C

En aquellos proyectos en que los apoyos a neopreno jueguen un papel importante como elementos de amortiguación de sollicitaciones dinámicas o se usen para aumentar los períodos de vibración de una masa, los elastómeros serán sometidos a los siguientes ensayos adicionales:

- AFNOR T47-804 Determinación módulo secante de compresión
- T47-805 Fatiga dinámica por compresiones repetidas
- T47-807 Relajación de la tensión en corte
- T47-808 Comportamiento estático a deformación angular impuesta
- T47-810 Comportamiento en rotación
- T47-811 Comportamiento al deslizamiento
- T47-813 Resistencia a la niebla salina

Marcas, certificación y rechazo

Cada apoyo debe estar numerado en las caras externas e incluir:

- Nombre del fabricante
- Número de fabricación

Las propiedades señaladas en el cuadro de ensayos normalizados deberán ser certificadas por un Laboratorio Externo aprobado por el proyectista.

El no cumplimiento de las Tolerancias Geométricas, de las propiedades mecánicas, durabilidad, envejecimiento, deformabilidad, particularmente el comportamiento elástico bajo una deformación por corte será motivo de rechazo de las placas de apoyo.

4.4.3.2.2 Cálculo placas de apoyo

La Tabla 4.42 muestra las características de diseño de las placas de apoyo. El cálculo se muestra en el Apéndice A.

Tabla 4.42: Diseño placas de apoyo Caso 1 y 2.

	L [cm]	W [cm]	t [mm]	T [mm]
Caso 1	60	70	15	25
Caso 2	50	50	15	25

4.4.3.3 Barras de anclaje antisísmicas

Son barras de acero dulce (A44-28H) dispuestas verticalmente en la zona de apoyo. Su finalidad es evitar el movimiento vertical debido al sismo. Se empotran en la mesa de apoyo o travesaño. Para diseñar, se obtiene el esfuerzo axial de las barras dado una carga sísmica cuyo coeficiente depende de la zona sísmica en que se emplaza la estructura.

La tensión admisible de las barras de anclaje es:

Ecuación 4.14: Tensión admisible barras de anclaje

$$f_{ad} = 0,55 \cdot f_v \cdot 1,33$$

Donde:

f_v : tensión última barra de anclaje

Estas barras trabajan principalmente a tracción, el corte debido al sismo lo toman las placas de apoyo. Para evitar el trabajo de la barra a corte, la barra se inserta en un tubo de mayor diámetro, para permitir su movimiento.

La memoria de cálculo de las barras de anclaje del Caso 1 se muestra en el Apéndice A.

CAPÍTULO 5

Análisis de costo casos seleccionados

Este capítulo, concluye el trabajo expuesto en este informe. En él se presenta los costos asociados a cada Caso. Los que son repasados para asociar correctamente el precio con la estructura correspondiente.

Para ambos casos, el costo de Instrumentación es:

Valor total (incluye 1 año de acceso a CLAROS) es \$ 50.000.000 + IVA

Valor suscripción anual CLAROS: \$ 950.000 + IVA

El valor total en dólares, corresponde a aproximadamente USD 80.000.

5.1 Costo Caso 1

En la Tabla 5.1 se presenta la partida de precios correspondiente al Caso 1. Él que corresponde al puente que cruza la quebrada tipo de 300 m de longitud y 40 de altura. Que tiene solo una canoa, pero con pasillo peatonal a los lados. La Figura 5.1 muestra el modelo.

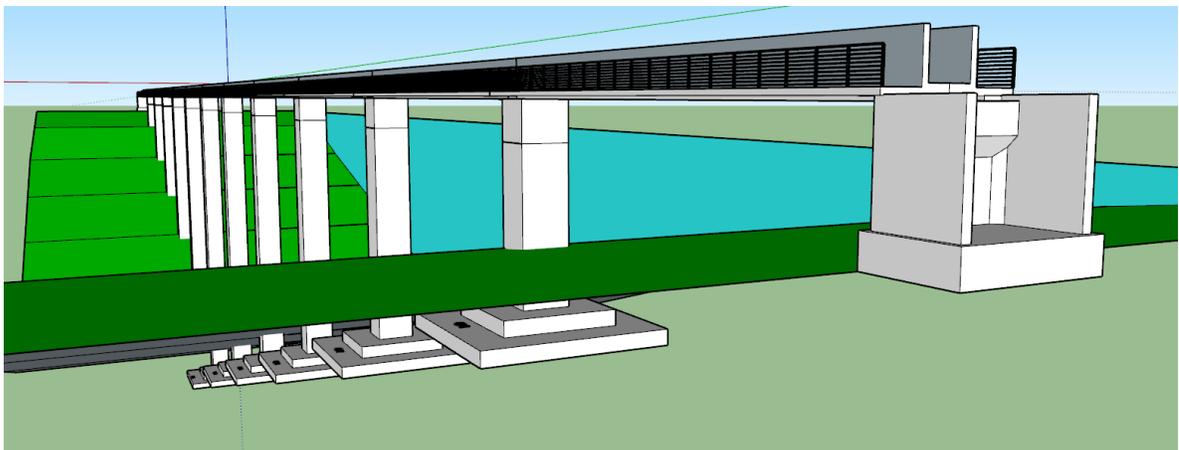


Figura 5.1: Modelo Sketch-up Caso 1

El precio total, considerando las partidas Movimiento de tierras, Hormigones, pasillos y barandas, instrumentación y acceso de servicio asciende a **4,71 millones de dólares**.

Tabla 5.1: Partida de precios Caso 1

ITEM	DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad	Precio (USD)	
				Unitario (USD)	Total (USD)
1	Movimiento de tierras				
1.1	Excavación terreno común	m3	7671	\$ 13	\$ 102,950
1.2	Excavación en roca	m3	1918	\$ 29	\$ 54,754
1.3	Relleno estructural	m3	8546	\$ 24	\$ 206,223
1.4	Relleno cepas	m3	1177	\$ 24	\$ 28,393
2	Hormigones				
2.1	Fundaciones cepas y estribos				
2.1.1	Emplantillado	m3	29	\$ 376	\$ 10,815
2.1.2	Hormigón G25	m3	830	\$ 1,369	\$ 1,135,586
2.2	Cepas y Estribos				
2.2.1	Hormigón G25	m3	891	\$ 2,134	\$ 1,901,871
2.3	Canoa de Hormigón				
2.3.1	Hormigón G25	m3	513	\$ 2,001	\$ 1,026,354
3	Pasillos y Barandas				
3.1	Baranda galvanizada	kg	9000	\$ 11	\$ 97,650
4	Acceso de servicio	m	600	\$ 110	\$ 66,000
5	Instrumentación	un	1	\$ 80,000	\$ 80,000
					\$ 4,710,597

Conocido el costo, se aplican los factores de variación descritos en el CAPÍTULO 2 Niveles de Ingeniería, la Tabla 5.2 muestra estas variaciones, se completa con el costo en todos los niveles para observar la variación.

Tabla 5.2: Rango de variación dado el nivel de ingeniería y costo estimado en Dólares, Caso 1.

Nivel de Ingeniería	Descripción	%(-)	Costo Estimado	%(+)	Rango	
					Inferior	Superior
Nivel 5	Conceptual	0,50	4.800.000	2,00	2.400.000	9.600.000
Nivel 4	Conceptual	0,70	4.800.000	1,50	3.360.000	7.200.000
Nivel 3	Básico referencial	0,80	4.800.000	1,30	3.840.000	6.240.000
Nivel 2	Básico proyecto	0,85	4.800.000	1,20	4.080.000	5.760.000
Nivel 1	Detalle proyecto	0,90	4.800.000	1,15	4.320.000	5.520.000

5.2 Costo Caso 2

En la Tabla 5.3 se presenta la partida de precios correspondiente al Caso 2. El que corresponde al puente que cruza la quebrada tipo de 300 m de longitud y 40 de altura. Que tiene dos canoas, con pasillos peatonales laterales y un pasillo vehicular en medio. Esta última característica del puente permite eliminar de la partida de precios el ítem de acceso de servicio. La Figura 5.2 muestra el modelo.

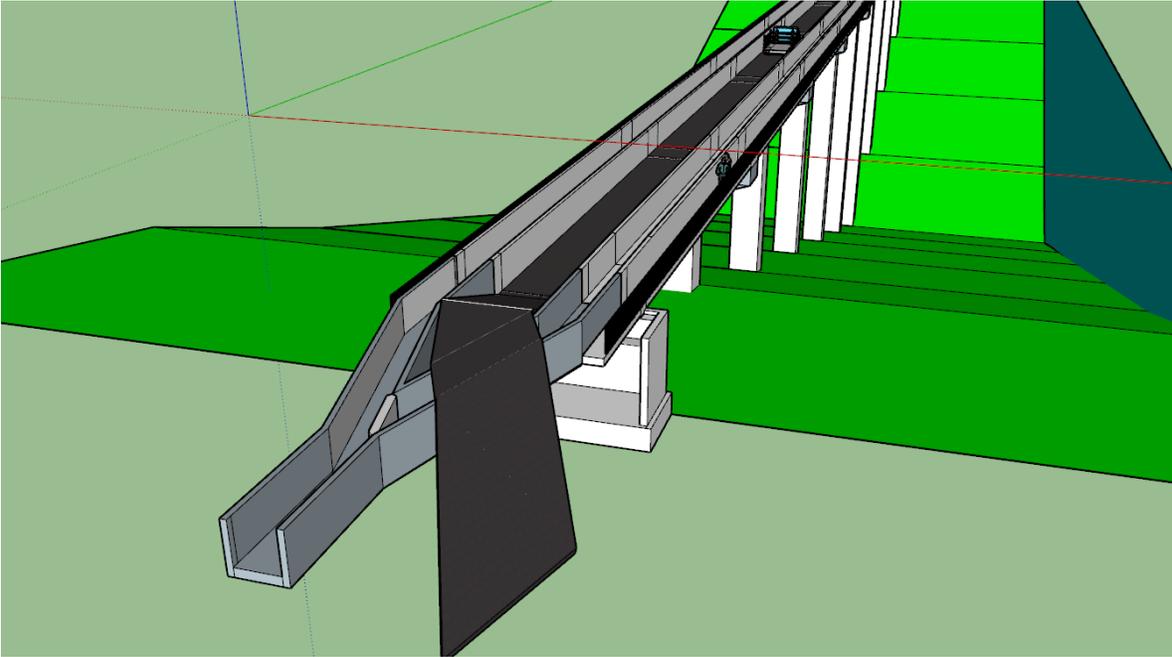


Figura 5.2: Modelo Sketch up Caso 2

Tabla 5.3: Partida de precios Caso 2

ITEM	DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad	Precio (\$)	
				Unitario (US\$)	Total (US\$)
1	Movimiento de tierras				
1.1	Excavación terreno común	m3	10234	\$ 13	\$ 137.342
1.2	Excavación en roca	m3	2559	\$ 29	\$ 73.046
1.3	Relleno estructural	m3	11567	\$ 24	\$ 279.123
1.4	Relleno cepas	m3	1698	\$ 24	\$ 40.982
2	Hormigones				
2.1	Fundaciones cepas y estribos				
2.1.1	Emplantillado	m3	31	\$ 376	\$ 11.765
2.1.2	Hormigón G25	m3	905	\$ 1.369	\$ 1.239.287
2.2	Cepas y Estribos				
2.2.1	Hormigón G25	m3	1065	\$ 2.134	\$ 2.271.511
2.3	Viga acartelada				
2.3.1	Hormigón G25	m3	207	\$ 2.134	\$ 441.279
2.4	Canoa de Hormigón				
2.4.1	Hormigón G25	m3	1146	\$ 2.001	\$ 2.292.791
3	Pasillos y Barandas				
3.1	Baranda galvanizada	kg	9000	\$ 11	\$ 97.650
3.2	Pasillo vehicular				
3.2.1	Parilla piso alta carga	kg	91200	\$ 9	\$ 808.944
3.2.2	Vigas IN (extrapesada)	kg	84870	\$ 8	\$ 687.447
3.2.3	Vigas C (liviana)	kg	4003	\$ 5	\$ 18.694
4	Instrumentación	un	1	\$ 80.000	\$ 80.000
5	Puente Grúa	un	1	\$ 106.000	\$ 106.000
					\$ 8.505.861

El precio total, considerando las partidas Movimiento de tierras, Hormigones, pasillos y barandas e instrumentación asciende a **8,4 millones de dólares**.

Conocido el costo, se aplican los factores de variación descritos en el CAPÍTULO 2 Niveles de Ingeniería, la Tabla 5.4 muestra estas variaciones, se completa con el costo en todos los niveles para observar la variación.

Tabla 5.4: Rango de variación dado el nivel de ingeniería y costo estimado en Dolares, Caso 2.

Nivel de Ingeniería	Descripción	^%(-)	Costo Estimado	^%(+)	Rango	
					Cota inferior	Cota superior
Nivel 5	Conceptual	0,50	8.600.000	2,00	4.300.000	17.200.000
Nivel 4	Conceptual	0,70	8.600.000	1,50	6.020.000	12.900.000
Nivel 3	Básico referencial	0,80	8.600.000	1,30	6.880.000	11.180.000
Nivel 2	Básico proyecto	0,85	8.600.000	1,20	7.310.000	10.320.000
Nivel 1	Detalle proyecto	0,90	8.600.000	1,15	7.740.000	9.890.000

Finalmente, la Figura 5.3 muestra un resumen de los diseños.

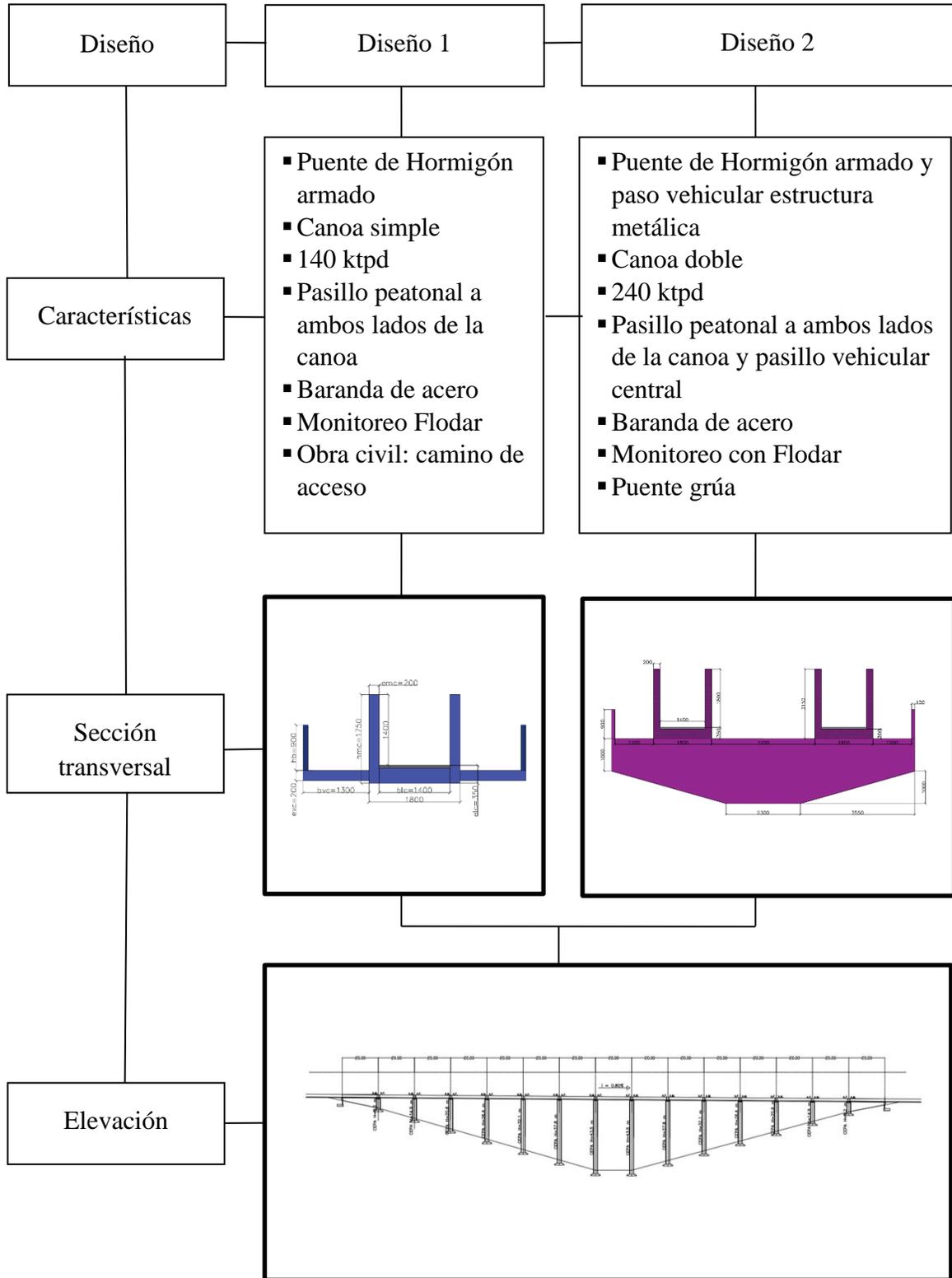


Figura 5.3: Esquema resumen Diseño 1 y 2

CAPÍTULO 6

Conclusiones

6.1 Tipo de Estimado

De lo expuesto en el CAPÍTULO 2: Niveles de Ingeniería, es preciso mencionar que lo desarrollado en la guía corresponde a un Estimado clase 3, dado que lo realizado sirve para confirmar la factibilidad técnica del proyecto. La factibilidad técnica se refiere a la disponibilidad de recursos necesarios para completar los objetivos del proyecto. Es decir, responde lo siguiente: se puede realizar el proyecto y mantenerlo operativo.

Además, es justo mencionar que para este nivel de ingeniería se cuenta con información limitada, ya que, los documentos informativos son parciales. Los proyectos en este nivel de desarrollo están sujetos a variabilidad dependiendo de las condiciones de terreno y otros parámetros definidas imprecisamente. La variabilidad, en los Estimados de Clase 3 va 10 a 15%

Por otro lado, se presenta en el CAPÍTULO 5: Análisis de costo casos seleccionados, la estimación económica de los puentes, esto es requerido para determinar la factibilidad económica del proyecto.

Se concluye entonces que este tipo de estimados son necesarios para determinar la viabilidad del proyecto, es por ello que también se le conoce como ingeniería de factibilidad o ingeniería básica. Aquí es donde se desarrolla la alternativa seleccionada de la ingeniería de prefactibilidad (desarrollo de los dos casos).

6.2 Bases de Diseño

Lo mostrado en el CAPÍTULO 3: Bases de diseño, es un resumen explicativo del aporte de cada disciplina en el proyecto.

Referido al estudio de riesgo sísmico, se sugiere llevar a cabo, cuando se está en situaciones adversas, es decir, menos de 10km de una falla o poseer un suelo poco competente. Los dos casos anteriores, sumado a la importancia de la estructura en el sistema de transporte de relaves justifica entonces un estudio en la fase de factibilidad o detalle. De lo mencionado en la sección citada, se recomienda un estudio probabilístico por ser menos conservador. Ya que, con el nivel de precisión que conlleva el estudio, es preferible tener algo más certero.

En el caso del diseño sísmico de la estructura, se sugiere usar la fórmula dada por la norma nacional de diseño industrial, para el caso estático, sin embargo, se hace mención de que es sugerida para estructuras de menos de 20 m. En el caso de los casos de estudio, se usó un coeficiente sísmico arbitrario. Se sugiere, tomar un factor conservador, en este caso puede ser el corte máximo, mostrado en la Tabla 3.22.

6.3 Comentarios de diseño

El primer input y de gran importancia es el nivel de producción que tiene la mina, en base a ello, se determinan las dimensiones de la canoa.

Es importante mencionar, que en caso de que se desee incrementar la producción de un proyecto que ya está en funcionamiento, no basta con peraltar la canoa, es necesario verificar condiciones del régimen mencionados en la sección 3.1.2 Hidráulica. Las condiciones son velocidad límite de depositación y de energía del flujo. El criterio de energía es más flexible, ya que, al considerar una revancha en la canoa, esta absorbe las potenciales ondas superficiales.

Con respecto al diseño de las cepas, es esencial mencionar que se diseñan como columnas individuales, y no como un conjunto, como en el caso de los puentes de acero. Esto es por la estructuración, las canoas están simplemente apoyadas, esto significa que las cepas no están amarradas por las canoas dado que están fijas en un solo extremo.

Las cepas centrales poseen un tratamiento especial en el diseño, ya que, se reparten las rigideces, en los casos de estudio no había diferencia dado que poseían simetría dimensional. En caso reales no se cumple lo anterior.

Lo previo se aplica del mismo modo al puente con doble canoa, ya que, el pasillo de servicio se materializa, en términos de apoyo, similar a la canoa. En el caso de las fundaciones, el diseño se realiza con un suelo competente, por lo que con fundaciones superficiales se traspasan las cargas del puente al suelo. Sin embargo, este escenario idealizado no es tan usual como se desea. El costo del proyecto podría dispararse si no se cuenta con condiciones mínimas de resistencia de suelo.

Es común el uso del ensayo de terreno CPT o SPT, que caracteriza el suelo de acuerdo con la cantidad de golpes necesarios para llegar a cierta profundidad. Resulta ser de gran utilidad. Un suelo que posea un CPT bajo, representa un suelo licuable, es decir, que pierde su resistencia por la incapacidad de disipar el exceso de presión de poros producto de alguna carga rápida.

Existen soluciones para este tipo de suelos como usar fundaciones profundas. Sin embargo, esto significa un aumento en el costo en esta partida. El aumento se puede estimar en el doble del costo de las fundaciones superficiales¹².

Como dato final, si posterior a la entrega del proyecto, se determina que el suelo es potencialmente licuable, una solución posible es un mejoramiento del suelo con nanopartículas¹³. Las nanopartículas también pueden ser solución en lugar de fundaciones profundas.

Los factores de utilización son eficientes dado que el hormigón se arma en base a las solicitaciones logrando combinaciones de armadura que acercan bastante la solicitación y la capacidad.

6.4 Sobre la operación

No se debe caer en la trampa de posponer el mantenimiento a corto plazo para aumentar temporalmente la producción, ya que puede generar accidentes y problemas significativos.

¹² Dato experiencia profesional Wood plc.

¹³ Ochoa-Cornejo, F., & Muñoz, S. (2017). Laponita: una nanotecnología que retarda la licuefacción. *Obras y proyectos*, 6-12

La instrumentación del puente juega un rol fundamental, monitorear pequeños cambios en el flujo puede prever un embacamiento cuyas implicancias en la producción, puede ser hasta detenerla por varios días.

6.5 Parámetros de precios y cantidades

La Tabla 6.1 presentada a continuación, muestra parámetros que pueden ser utilizados para estimaciones rápidas para puentes basados en la luz de la quebrada, considerando que en hormigón es más conveniente cubrir quebradas bajas (menor a 40m). Para quebradas mayores, se recomienda una solución en acero. Se vuelve más complejo controlar deformaciones en alturas mayores, incrementado considerablemente las secciones de las cepas.

Tabla 6.1: Parámetros Caso 1

	Parámetro
Peso hormigón total	5648 tonf
Peso subestructura / peso total	39%
Peso fundaciones / peso total	38%
Peso canoa / peso total	23%
Peso total / m lineal	18,8 tonf /m
Peso subestructura / m lineal	7,4 tonf /m
Peso fundación /peso total	7,2 tonf /m
Peso canoa/ m lineal	4,3 tonf /m
Dólares/metro	\$15.702/m

La Tabla 6.2 muestra los parámetros del Caso 2.

Tabla 6.2: Parámetros Caso 2

	Parámetro
Peso hormigón total	8376 tonf
Peso acero total	168 tonf
Peso total	8545 tonf
Peso subestructura / peso total	37%
Peso fundaciones / peso total	27%
Peso canoa / peso total	34%
Peso camino servicio /peso total	2%
Peso total / metro lineal	28,5 tonf /m
Peso cepas / metro lineal	10,6 tonf /m
Peso canoa/ metro lineal	9,6 tonf /m
Peso camino servicio /metro lineal	561,6 kg/m
Dólares/metro	\$28.000/m

Las magnitudes mostradas en las Tablas precedentes son útiles para estimaciones muy preliminares sobre proyectos similares, y comparaciones con puentes de acero.

Por otro lado, es útil analizar el precio del puente en comparación con otros ítems de un proyecto completo. La Tabla 6.3 posee información sobre un proyecto *Greenfield* cuya producción es de 60 a 80 ktpd. Se aprecia que el puente cuesta un 9 o 16% de lo que cuesta el molino SAG. Se comparan ambos ítems, ya que, el molino es esencial para la operación, como el puente lo es para el STR.

Tabla 6.3: Comparación porcentual costo puente 1 y 2 con otras partidas de proyecto referencial *Greenfield* de 60-80ktpd

Planta Proceso 60-80 Ktpd		Puente Relave	Puente Relave
	Valores aproximados	Caso 1	Caso 2
Espesamiento Relaves Alta Densidad	\$ 25.000.000	0,19	0,34
Planta de cal	\$ 4.000.000	1,20	2,15
Sistema Transporte Relaves	\$ 18.000.000	0,27	0,48
Espesamiento Relaves	\$ 8.000.000	0,60	1,08
Espesamiento Concentrado Cu	\$ 2.500.000	1,92	3,44
Molienda SAG	\$ 55.000.000	0,09	0,16
Molineda Bolas	\$ 35.000.000	0,14	0,25
Clasificación	\$ 110.000.000	0,04	0,08
Circuitos Pebbles	\$ 3.000.000	1,60	2,87
Flotación Primaria	\$ 18.000.000	0,27	0,48
Remolienda Concentrado Cu	\$ 11.000.000	0,44	0,78
Flotación Limpieza	\$ 11.000.000	0,44	0,78
Taller Camiones	\$ 10.000.000	0,48	0,86
Acopio Mineral	\$ 3.000.000	1,60	2,87

6.6 Análisis de alternativas

Dadas las alternativas entregadas anteriormente, se analizan los beneficios de implementar una u otra. Si bien el Caso 2 es casi un 80% más costoso que Caso 1, posee la canoa *bypass*, cuyo flujo debería ser controlado por una compuerta controlada remotamente, y además un camino de servicio para tránsito vehicular.

Lo mencionado anteriormente agrega un gran valor a la propuesta, dado que ofrece un flujo ininterrumpido, es decir, en caso de que una canoa falle y se vea inhabilitada para funcionar, inmediatamente se desvía el flujo. Posteriormente se accede al puente con un vehículo provisto de lo necesario para el mantenimiento.

Sin embargo, se debe hacer una evaluación que contemple el proyecto como un todo, contemplar cuanto del proyecto corresponde al puente, y cuanto significa una detención en la producción.

6.7 Comentarios Finales

Es menester mencionar que se cumplen los objetivos principales que motivaron este trabajo. En primer lugar, servir como guía para el diseño de estos puentes, agrupando y desarrollando las disciplinas participantes. Por otra parte, en el Apéndice A, se muestran memorias estructurales e hidráulicas, de apoyo al diseño.

Además, se propone una estructuración distinta para puentes de hormigón, que soluciona problemas típicos de la canoa autosoportada y que, basado en montos, justifica la implementación de ellas.

Glosario

Abrasión: "Se denomina abrasión a la acción mecánica de rozamiento y desgaste que provoca la erosión de un material o tejido."

Big Data: "(...) Es un término que hace referencia a conjuntos de datos tan grandes y complejos como para que hagan falta aplicaciones informáticas no tradicionales de procesamiento de datos para tratarlos adecuadamente. Por ende, los procedimientos usados para encontrar patrones repetitivos dentro de esos datos son más sofisticados y requieren un software especializado.(...)"

Cavitación: "La cavitación o aspiraciones en vacío es un efecto hidrodinámico que se produce cuando se crean cavidades de vapor dentro del agua o cualquier otro fluido en estado líquido en el que actúan fuerzas que responden a diferencias de presión, como puede suceder cuando el fluido pasa a gran velocidad por una arista afilada, produciendo una descompresión del fluido debido a la conservación de la constante de Bernoulli. Puede ocurrir que se alcance la presión de vapor del líquido de tal forma que las moléculas que lo componen cambian inmediatamente a estado de vapor, formándose burbujas o, más correctamente, cavidades. Las burbujas formadas viajan a zonas de mayor presión e implosionan (el vapor regresa al estado líquido de manera súbita, «aplastándose» bruscamente las burbujas) produciendo una estela de gas de gran energía sobre una superficie sólida que puede resquebrajar en el choque."

Machine Learning: "(...) Es el subcampo de las ciencias de la computación y una rama de la inteligencia artificial, cuyo objetivo es desarrollar técnicas que permitan que las computadoras aprendan. Se dice que un agente aprende cuando su desempeño mejora con la experiencia; es decir, cuando la habilidad no estaba presente en su genotipo o rasgos de nacimiento. De forma más concreta, los investigadores del aprendizaje de máquinas buscan algoritmos y heurísticas para convertir muestras de datos en programas de computadora, sin tener que escribir los últimos explícitamente. Los modelos o programas resultantes deben ser capaces de generalizar comportamientos e inferencias para un conjunto más amplio (potencialmente infinito) de datos."

Mortero: "El mortero es un compuesto de conglomerantes inorgánicos, agregados finos y agua, y posibles aditivos que sirven para aparejar elementos de construcción tales como ladrillos, piedras, bloques de hormigón, etc. Además, se usa para rellenar los espacios que quedan entre los bloques y para el revestimiento de paredes. Los conglomerantes más comunes en la actualidad son los de cemento, aunque históricamente han sido la cal, la tierra y el yeso los más utilizados."

Paleosismicidad: "Método de pronóstico a largo plazo que implica el estudio de los depósitos estratificados que fueron afectados por sismos prehistóricos. La investigación mas completa de este método se empleo en un segmento de falla de San Andrés en 1857. Lo anterior llevo al U.S. Geological Survey a predecir que hay un 50% de probabilidad de que se produzca un terremoto de magnitud 8,3 a lo largo del sur de la falla de San Andrés en los próximos 30 años"

Radiación difusa. Parte de la radiación que atraviesa la atmósfera es reflejada por las nubes o absorbida por éstas. Esta radiación, que se denomina difusa, va en todas direcciones, como consecuencia de las reflexiones y absorciones, no sólo de las nubes sino de las partículas de polvo atmosférico, montañas, árboles, edificios, el propio suelo, etc. Este tipo de radiación se caracteriza por no producir sombra alguna respecto a los objetos opacos interpuestos. Las superficies horizontales son las que más radiación difusa reciben, ya que ven toda la bóveda celeste, mientras que las verticales reciben menos porque sólo ven la mitad.

Vulcanización: “Proceso mediante el cual se calienta el caucho crudo en presencia de azufre, con el fin de volverlo más duro y resistente al frío (..)”

(Tarbuck & Lutgens, 2005)(Wikipedia)

Bibliografía

- AACE International Recommended Practice. (2016). *Sistema de clasificación de los estimados de los costos - tal como se aplica en la ingeniería , adquisiciones y construcción para las industrias de procesos.*
- American association of state highway and transportation officials. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (8th ed.).
- American Concrete Institute. (2006). *Seismic design of liquid-containing concrete structures (ACI 350.3-06).*
- Braja, D. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica.*
- CAP acero. (s.f.). Ficha Técnica Barras de refuerzo hormigón.
- CAPE IDEPE. (2000). Reposición cruce relaves río Cachapoal. CODELCO CHILE.
- Codelco Chile. (2011). *Especificación Técnica Revestimientos Anticorrosivos Para Estructuras, Equipos Y Elementos De Acero.*
- Cosío Claros, S. M. (1990). *Manual básico de puentes carreteros.* Santiago.
- Dirección de vialidad. (2012). *Manual de carreteras* (Vol. 3). Santiago, Chile.
- Fernández, A. (Miércoles 9 de Octubre de 2019). Mantenimiento y confiabilidad en minería. *Diario Financiero*, págs. 34-37.
- García Paredes, E. A. (2018). *Desgaste de canaletas de relaves, causas evaluación y métodos de reparación.* Universidad Técnica Federico Santa María, Departamento de obras civiles, Valparaíso.
- González de Vallejo, L. I., Ferrer Gijón, M., Oruño Abad, L., & Oteo Mazo, C. (2002). *Ingeniería Geológica.* Madrid: Prentice Hall.
- Illinois Tool Works Inc. (s.f.). *Instron*©.
- Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile. (2009). *Manual de detallamiento para elementos de hormigón armado.* Santiago, Chile.
- Kirsten, H. (1982). *A classification system for excavation in natural materials.*
- Massone Sánchez, L. M. (2017). 1.Apunte Materiales- Curso Hormigón Estructural.
- NCh170 of. 2016. (s.f.). *Hormigón- Requisitos generales.* INN, Santiago.

- NCh353.Of2000. (s.f.). *Construcción - Cubicación de obras de edificación - Requisitos*. Santiago.
- NCh427 of. 2016. (s.f.). *Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero para edificios*. INN, Santiago.
- NCh432 of. 2010. (s.f.). *Diseño Estructural-Cargas de Viento*. INN, Santiago.
- Ochoa-Cornejo, F., & Muñoz, S. (2017). Laponita: una nanotecnología que retarda la licuefacción. *Obras y proyectos*, 6-12.
- Quezada Mercado, C. (2001). *Estudio de una metodología de diseño y construcción de juntas para canales revestidos de hormigón*. (Univerisidad Andrés Bello, Ed.) Santiago.
- RelianceFoundry. (26 de Julio de 2017). *Reliance Foundry Co*.
- Sika S.A. Chile. (2013). *Informaciones técnicas Hormigón impermeable*. Santiago.
- Tarback, E. J., & Lutgens, F. K. (2005). *Ciencias de la Tierra: Una introducción a la geología física*. Madrid: Pearson Prentice Hall.
- Tecsa empresa constructora. (2000). Formulario N°2.4. *Metodología de trabajo para desarrollar las obras*.

Apéndices y Anexos

Apéndice A.	Memorias de cálculo
Apéndice B.	Planos
Anexo 1.	Zonificación sísmica
Anexo 2.	Movimiento de líquidos en estanque
Anexo 3.	Carga de viento

Apéndice A

Memoria de Cálculo

Apéndice A.1: Memoria de Cálculo Hidráulica

A.1.1 Hidráulica relave Caso 1

En la Tabla A.1 se muestra un resumen de lo correspondiente a la hidráulica del relave, para la producción de dicho caso. El ancho de la canoa se considera 1,4 metros.

Tabla A.1: Hidráulica relave Caso 1

Nivel de producción	tpd	140,000	
Concentración en Peso Cw	%	40.0%	55.0%
Toneladas Pulpa	tpd	350.000	254.545
Peso específico de la pulpa	t/m ³	1,341	1,538
Carga unitaria relave	t/m	1,286	1,056
Caudal de pulpa	m ³ /s	3,02	1,91
Profundidad normal	m	0,68	0,49
Velocidad media	-	3,15	2,79
Vm/Vl - Durand modificado	-	1,43	1,38
Energía normal	m	3,15	2,79
Bn/Bc	.	1,02	1,03

El desgaste de la canoa se muestra en la Tabla A.2

Tabla A.2: Desgaste canoa Caso 1 transcurridos 10 años

Concentración	Velocidad	Desgaste a los 10 años [cm]
40%	3,15	9,86
55%	2,79	0,56
Desgaste Promedio Aproximado		6,00

Se observa en la Tabla A.1 que se cumple con el criterio de velocidad, pero no con el de energía.

A.1.2 Hidráulica relave Caso 2

En la Tabla A.3 se muestra un resumen de la hidráulica del relave, para 240ktpd. En este caso también se considera un ancho de 1,4 metros por lo mencionado anteriormente.

Tabla A.3: Hidráulica relave Caso 2

Nivel de producción	tpd	240,000	
Concentración en Peso Cw	%	40,0%	55,0%
Toneladas Pulpa	tpd	600.000	436.364
Peso específico de la pulpa	t/m ³	1,341	1,538
Carga unitaria relave	t/m	1,945	1,570
Caudal de pulpa	m ³ /s	5,18	3,28
Profundidad normal	m	1,04	0,73
Velocidad media	m/s	3,57	3,22
Vm/VI - Durand modificado	-	1,46	1,44
Energía normal	m	1,69	1,26
Bn/Bc	-	1,01	1,02

El desgaste de la canoa se muestra en la Tabla A.4. Solo se verifica para la condición de operación, ya que, operar al 40% de concentración implica un desgaste incontrolable. Dado la erosión de la canoa, se redefine el periodo de mantención a 3 años.

Tabla A.4: Desgaste canoa Caso 1 transcurridos 3 años

Concentración	Velocidad	Desgaste a los 3 años[cm]
55%	3,22	5,00

Se observa en la Tabla A.3 que se cumple con el criterio de velocidad, pero no con el de energía.

Apéndice A.2: Memoria de Cálculo Estructural

En la presente sección se muestran las memorias de cálculo. Dada su extensión, se reservan para esta parte. Las memorias que se presentan son las siguientes:

1. Memoria canoa, Caso 1, combinación de servicio. (Figura A.1 hasta Figura A.6)
2. Memoria canoa, Caso 1, sismo horizontal. (Figura A.7 hasta Figura A.10)
3. Memoria pasillo peatonal, Caso 1, varias combinaciones (Figura A.11 hasta Figura A.15)
4. Memoria viga acartelada, Caso 2, varias combinaciones (Figura A.16 hasta Figura A.23)
5. Memoria cepas y fundaciones, Caso 1, sismo horizontal (Figura A.24 hasta Figura A.43)
6. Memoria juntas, Caso 1 y 2 (Figura A.44)
7. Memoria placas de apoyo, Caso 1 y 2, sismo horizontal (Figura A.45 hasta Figura A.47)
8. Memoria barras de anclaje, Caso 1, sismo vertical (Figura A.48)

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

Proyecto : Propuesta N°1, Guía de diseño en Hormigón Armado
 Materia : Análisis Estático Simplificado Tramo Tipo Propuesta N°1. Canaleta L=20m
 Planilla A. 1

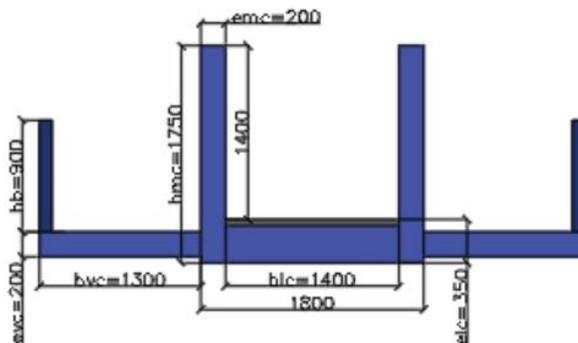
DISEÑO A FLEXIÓN CANALETA. CASO ESTÁTICO.

Densidad Materiales:

Densidad del relave: $\rho_{rel} := 1.538 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$

Densidad del concreto: $\rho_{ha} := 2.5 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$

Geometría Canaleta:



Esquema: Sección Transversal canaleta

Espesor losa canaleta + concreto de desgaste: $e_{1c} := 35\text{cm}$

Espesor muro canaleta: $e_{mc} := 20\text{cm}$

Altura muro Canaleta: $h_{mc} := 1.75\text{m}$

Ancho losa Canaleta: $b_c := 1.4\text{m}$

Espesor losa Pasillo: $e_{vc} := 0.2\text{m}$

Ancho losa Pasillo: $b_{vc} := 1.3\text{m}$

Altura relave: $h_{rel} := 0.49\text{m}$

Carga operacional: $q_{op} := h_{rel} \cdot b_c \cdot \rho_{rel} = 1.06 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

Luz libre canaleta: $Luz := 20\text{m}$

Peso sobrecarga: $pp_{sc} := 200 \cdot \text{kgf}$

Figura A.1: Memoria de cálculo Canoa S2 a) Caso 1

Peso pasillo voladizo	$pp_{plat} := b_{vc} \cdot e_{vc} \cdot \rho_{ha} = 650 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$
Peso baranda	$pp_{bar} := 30 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$
Peso plataforma, baranda	$pp_{vc} := 2 \cdot (pp_{plat} + pp_{bar}) = 1360 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$
Peso canoa	$pp_{ca} := \rho_{ha} \cdot (e_{lc} \cdot b_c + 2 \cdot e_{mc} \cdot h_{mc}) = 2975 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Combinación en estado de Servicio (S1a, carga de relave en operación):

$$M_s := \frac{pp_{sc} \cdot Luz}{4} + (q_{op} + pp_{ca} + pp_{vc}) \cdot \frac{(Luz)^2}{8} \quad M_s = 270.5 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$V_s := \frac{pp_{sc}}{2} + (q_{op} + pp_{ca} + pp_{vc}) \cdot \frac{(Luz)}{2} \quad V_s = 54 \cdot \text{tonf}$$

$$q_s := (q_{op} + pp_{ca} + pp_{vc}) \quad q_s = 5.4 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{tonf}$$

Verificación niveles tensionales en el concreto y en el acero de refuerzo

Concreto:

Resistencia especificada del concreto:

$$f_c := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensión admisible en estado de servicio, Concreto y Acero

$$\sigma_{cadmH} := 0.45 \cdot f_c \quad \sigma_{cadmH} = 135 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{tadmA} := 1600 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de refuerzo:

Tensión de fluencia

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de Elasticidad acero:

$$E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de Elasticidad concreto:

$$E_h := 4700 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{10 \text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad E_h = 257430 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Razón de módulos:

$$n := \frac{E_s}{E_h} \quad n = 8.2$$

Figura A.2: Memoria de cálculo Canoa S2 a) Caso 1

Dimensiones:		
Altura:	$alto := h_{mc}$	
Ancho:	$ancho := 2 \cdot e_{mc}$	
Recubrimiento:	$rec := 5cm$	
Armadura a Tracción:		
Diámetro de armadura:	$\phi 1 := 25mm$	En el encuentro muro-losa se dispondrán barras $\phi 25$
Espaciamiento	$n1 := 8$	$\phi 2 := 25mm$ $n2 := 20$
Área de acero:	$As := n1 \cdot \frac{\phi 1^2 \cdot \pi}{4} + n2 \cdot \frac{\phi 2^2 \cdot \pi}{4}$	$As = 137.4 \cdot cm^2$
	$d' := rec + 7.5cm$	$d' = 12.5 \cdot cm$
Distancia desde la fibra extrema en compresión al centro de gravedad de la armadura en tracción	$d := alto - d'$	
Armadura a compresión:		
Diámetro de armadura:	$\phi 1' := 25mm$	$\phi 2' := 25mm$
	$n1' := 2$	$n2' := 2$
Área de acero:	$As' := n1' \cdot \frac{\phi 1'^2 \cdot \pi}{4} + n2' \cdot \frac{\phi 2'^2 \cdot \pi}{4}$	$As' = 19.6 \cdot cm^2$
Momento en Servicio. S1a	$Ms = 271 \cdot tonf \cdot m$	
Tracción Directa en Servicio S1a	$Ts := 0 \cdot tonf$	Positivo Tracción

Figura A.3: Memoria de cálculo Canoa S2 a) Caso 1

$$x := \frac{\text{alto}}{2} \quad ft1 := 1800 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad fb1 := 80 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Ecuaciones fundamentales:

Given

$$\text{ancho} \cdot \frac{x}{2} + \frac{n}{x} \cdot [As' \cdot (x - d') - As \cdot (d - x)] = \frac{-Ts}{fb1} \quad ft1 = \frac{fb1}{x} \cdot (d - x) \cdot n$$

$$\text{ancho} \cdot \frac{x^2}{3} + \frac{n}{x} \cdot [As' \cdot (x - d')^2 + As \cdot (d - x)^2] = \frac{-Ts}{fb1} \cdot \left(x - \frac{\text{alto}}{2}\right) + \frac{Ms}{fb1}$$

$$\begin{pmatrix} ft_{\text{val}} \\ fb_{\text{val}} \\ x_{\text{val}} \end{pmatrix} := \text{Find}(ft1, fb1, x) \quad fb_{\text{val}} = 127 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad x_{\text{val}} = 69.1 \cdot \text{cm} \quad ft_{\text{val}} = 1402 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Diseño_tensiones} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } fb_{\text{val}} \leq \sigma_{\text{cadmH}} \wedge ft_{\text{val}} \leq \sigma_{\text{ta}} \\ \text{"Modificar dise\~{n}o"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Dise\~{n}o_tensiones} = \text{"Ok"}$$

VERIFICACIÓN A CORTE EN MUROS

Tensión de corte admisible: $v_{\text{adm}} := 0.091 \cdot \sqrt{fc} \cdot \frac{10\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad v_{\text{adm}} = 5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Datos sección:

Altura sección $h_{\text{mc}} = 1.75 \text{ m}$

Altura útil $d_{\text{ww}} := h_{\text{mc}} - 5 \text{ cm}$

Ancho de sección (equivalente a 2 muros) $b_t := 2 \cdot e_{\text{mc}} = 0.4 \text{ m}$

Carga de corte admisible para cargas normales: $V_{\text{adm_norm}} := d \cdot b_t \cdot v_{\text{adm}} \quad V_{\text{adm_norm}} = 33.9 \cdot \text{tonf}$

$$\text{Diseño_corte} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } V_s < V_{\text{adm_norm}} \\ \text{"Considerar armadura vertical"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Diseño_corte = "Considerar armadura vertical"

Tensión de corte de diseño $v := \frac{V_s}{b_t \cdot d} \quad v = 7.9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Figura A.4: Memoria de cálculo Canoa S2 a) Caso 1

Tensión de corte concreto

$$v_c := v_{adm} \quad v_c = 5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Sección} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } v - v_c < 0.365 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \\ \text{"FALLA"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Sección = "Ok"

Armadura mínima al corte

$$A_{v,\min} := 0.062 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot \frac{b_t \cdot \text{MPa}}{f_y} \quad A_{v,\min} = 3.3 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura Requerida

$$A_v := \frac{(v - v_c) \cdot b_t}{f_y} \quad A_v = 2.8 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Espaciamiento máximo

$$s_{\max} := 300\text{mm}$$

Considerar 2Eφ10@300

Cálculo de tamaño de fisura.

Parámetro para cálculo de tamaño de fisura

$$\beta := 1.2$$

Area de concreto a tracción

$$A_{ct} := (2\text{rec} + \phi 2) \cdot \frac{(b_c + 2e_{mc})}{\left(\frac{n 2}{2}\right)} = 225 \cdot \text{cm}^2$$

$$w := 0.076 \cdot \beta \cdot \frac{f_{t,\text{val}}}{\frac{\text{klbf}}{\text{in}^2}} \cdot \sqrt[3]{\frac{\text{rec} \cdot A_{ct}}{\text{in}^3}} \cdot \text{in} \cdot 10^{-3}$$

$$w = 0.189 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Diseño_fisura} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } w < 0.2\text{mm} \\ \text{"Modificar diseño"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Diseño_fisura = "Ok"

VERIFICACIÓN DEFORMACIONES

Centro de masa

$$c_{m_y} := \frac{\left[2 \cdot (h_{mc} \cdot e_{mc}) \cdot \frac{h_{mc}}{2} + b_c \cdot e_{lc} \cdot \frac{e_{lc}}{2} \right]}{\left[2 \cdot (h_{mc} \cdot e_{mc}) + b_c \cdot e_{lc} \right]} \quad c_{m_y} = 58.7 \cdot \text{cm}$$

Figura A.5: Memoria de cálculo Canoa S2 a) Caso 1

Inercia c/r al cm

$$I_{cm} := \frac{(b_c \cdot e_{lc}^3)}{12} + (b_c \cdot e_{lc}) \cdot \left(cm_y - \frac{e_{lc}}{2} \right)^2 + 2 \left[\frac{(e_{mc} \cdot h_{mc}^3)}{12} + (e_{mc} \cdot h_{mc}) \cdot \left(cm_y - \frac{h_{mc}}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_{cm} = 32488321.1 \cdot \text{cm}^4$$

Flecha en el centro de la canoa

$$\Delta := \frac{5 \cdot q_s \cdot Luz^4}{384 \cdot E_h \cdot I_{cm}} + \frac{pp_{sc} \cdot Luz^3}{48 E_h \cdot I_{cm}} \quad \Delta = 13.5 \cdot \text{mm}$$
$$\Delta_{adm} := \frac{Luz}{700} \quad \Delta_{adm} = 28.6 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Chequeo_deformación} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } \Delta < \Delta_{adm} \\ \text{"Rediseñar para cumplir deformación"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Chequeo_deformación} = \text{"Ok"}$$

Figura A.6: Memoria de cálculo Canoa S2 a) Caso 1

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

Proyecto : Propuesta N°1, Guía de diseño en hormigón armado.

Materia : Análisis Sísmico Horizontal Simplificado Propuesta N°1. Canaleta L=20m.

Planilla A.4

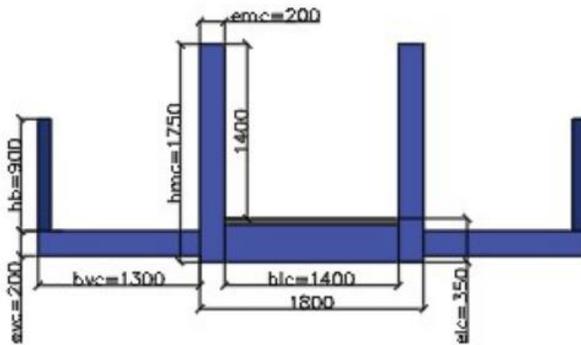
DISEÑO A FLEXIÓN CANALETA. SISMO HORIZONTAL.

Densidad Materiales:

Densidad del relave: $\rho_{rel} := 1.538 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$

Densidad del concreto: $\rho_{ha} := 2.5 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$

Geometría Canaleta:



Esquema: Sección Transversal canaleta

Espesor losa canaleta + concreto de desgaste: $e_{lc} := 35\text{cm}$

Espesor muro canaleta: $e_{mc} := 20\text{cm}$

Altura muro Canaleta: $h_{mc} := 1.75\text{m}$

Ancho losa Canaleta: $b_c := 1.4\text{m}$

Espesor losa Pasillo: $e_{vc} := 0.2\text{m}$

Ancho losa Pasillo: $b_{vc} := 1.3\text{m}$

Altura relave: $h_{rel} := 0.49\text{m}$

Carga operacional: $q_{op} := h_{rel} \cdot b_c \cdot \rho_{rel} = 1.06 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

Luz libre canaleta: $Luz := 20\text{m}$

Peso sobrecarga: $pp_{sc} := 200 \cdot \text{kgf}$

Figura A.7: Memoria de cálculo canoa sismo horizontal Caso 1

Peso pasillo voladizo	$pp_{plat} := b_{vc} \cdot e_{vc} \cdot \rho_{ha} = 650 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	
Peso baranda	$pp_{bar} := 30 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	
Peso plataforma, baranda	$pp_{vc} := 2 \cdot (pp_{plat} + pp_{bar}) = 1360 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	
Peso canoa	$pp_{ca} := \rho_{ha} \cdot (e_{lc} \cdot b_c + 2 \cdot e_{mc} \cdot h_{mc}) = 2975 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	
Coefficiente sísmico horizontal	$k_{sh} := 0.15$	
Combinación en estado de Servicio (S3h):		
	$Ms := 0.7 \cdot k_{sh} \cdot \left[\frac{pp_{sc} \cdot Luz}{4} + (q_{op} + pp_{ca} + pp_{vc}) \cdot \frac{(Luz)^2}{8} \right]$	$Ms = 28.4 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$
	$Vs := 0.7 \cdot k_{sh} \cdot \left[\frac{pp_{sc}}{2} + (q_{op} + pp_{ca} + pp_{vc}) \cdot \frac{(Luz)}{2} \right]$	$Vs = 5.7 \cdot \text{tonf}$
	$q_s := 0.7 \cdot k_{sh} \cdot (q_{op} + pp_{ca} + pp_{vc})$	$q_s = 0.6 \cdot \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{tonf}$
<u>Verificación niveles tensionales en el concreto y en el acero de refuerzo</u>		
Concreto:		
Resistencia especificada del concreto:	$f_c := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
Tensión admisible en estado de servicio, Concreto y Acero	$\sigma_{cadmH} := 0.45 \cdot f_c$	$\sigma_{cadmH} = 135 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
	$\sigma_{tadmA} := 1600 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
Acero de refuerzo:		
Tensión de fluencia	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
Módulo de Elasticidad acero:	$E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
Módulo de Elasticidad concreto:	$E_h := 4700 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{10 \text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$E_h = 257430 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Razón de módulos:	$n := \frac{E_s}{E_h}$	$n = 8.2$

Figura A.8: Memoria de cálculo canoa sismo horizontal Caso 1

Dimensiones:

Altura: $\text{alto} := 2 \cdot e_{mc} + b_c$

Ancho: $\text{ancho} := h_{mc}$

Recubrimiento: $\text{rec} := 5\text{cm}$

Armadura a Tracción:

Diámetro de armadura: $\phi 1 := 28\text{mm}$ En el $\phi 2 := 12\text{mm}$
encuentro

Espaciamiento $n1 := 6$ muro-losa se $n2 := 14$
dispondrán

Área de acero: $A_s := n1 \cdot \frac{\phi 1^2 \cdot \pi}{4} + n2 \cdot \frac{\phi 2^2 \cdot \pi}{4}$ $A_s = 52.8 \cdot \text{cm}^2$

$d' := \text{rec} + 5\text{cm}$ $d' = 10 \cdot \text{cm}$

Distancia desde la fibra extrema en compresión al centro de gravedad de la armadura en tracción $d := \text{alto} - d'$

Armadura a compresión:

Diámetro de armadura: $\phi 1' := 28\text{mm}$ $\phi 2' := 12\text{mm}$

$n1' := 3$ $n2' := 7$

Área de acero: $A_{s'} := n1' \cdot \frac{\phi 1'^2 \cdot \pi}{4} + n2' \cdot \frac{\phi 2'^2 \cdot \pi}{4}$ $A_{s'} = 26.4 \cdot \text{cm}^2$

Momento en Servicio. S3h $M_s = 28 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$

Tracción Directa en Servicio. S3h $T_s := 0 \cdot \text{tonf}$ **Positivo Tracción**

$x := \frac{\text{alto}}{2}$ $ft1 := 1800 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $fb1 := 80 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Ecuaciones fundamentales:

Given

$\text{ancho} \cdot \frac{x}{2} + \frac{n}{x} \cdot [A_{s'} \cdot (x - d') - A_s \cdot (d - x)] = \frac{-T_s}{fb1}$ $ft1 = \frac{fb1}{x} \cdot (d - x) \cdot n$

$\text{ancho} \cdot \frac{x^2}{3} + \frac{n}{x} \cdot [A_{s'} \cdot (x - d')^2 + A_s \cdot (d - x)^2] = \frac{-T_s}{fb1} \cdot \left(x - \frac{\text{alto}}{2}\right) + \frac{M_s}{fb1}$

Figura A.9: Memoria de cálculo canoa sismo horizontal Caso 1

$$\begin{pmatrix} ft_{val} \\ fb_{val} \\ x_{val} \end{pmatrix} := \text{Find}(ft1, fb1, x) \quad fb_{val} = 7 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad x_{val} = 25.9 \cdot \text{cm} \quad ft_{val} = 334 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Diseño_tensiones := $\begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } fb_{val} \leq \sigma_{cadmH} \wedge ft_{val} \leq \sigma_{ta} \\ \text{"Modificar dise\~{n}o"} & \text{otherwise} \end{cases}$ Diseño_tensiones = "Ok"

VERIFICACIÓN A CORTE EN LOSA

$$\phi := 0.75$$

Datos sección:

Altura útil

$$d := b_c - \text{rec}$$

Ancho de sección
(equivalente a espesor
de losa de fondo)

$$b_t := e_{lc}$$

Tensión nominal de corte:

$$V_c := 0.14 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b_t \cdot d \quad V_c = 36.6 \cdot \text{tonf}$$

Carga de corte admisible
para cargas normales:

$$\text{Diseño_corte} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } V_u < \phi \cdot \frac{V_c}{2} \\ \text{"Considerar armadura vertical"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Diseño_corte = "Ok"

ESQUEMAS ARMADURA CANALETA

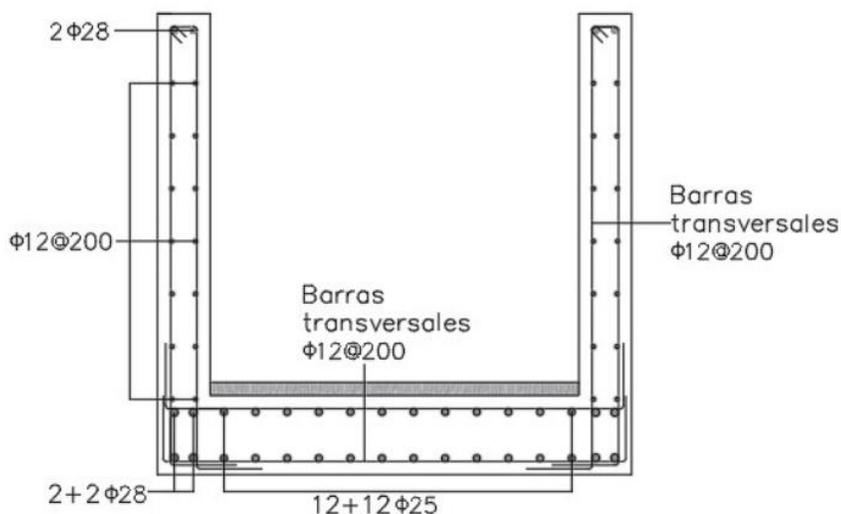


Figura A.10: Memoria de cálculo canoa sismo horizontal Caso 1

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

Proyecto : Propuesta N°1. Guía de diseño hormigón armado

Materia : Análisis Estático Tramo Tipo Propuesta N°1 Diseño de Pasillo peatonal
Planilla A.5

I. Geometría y materialidad losa

Dimensión lado más corto $l_x := 1.3\text{m}$

Dimensión lado más largo $l_y := 20\text{m}$

Tipo de losa $\epsilon := \frac{l_y}{l_x}$ $\epsilon = 15.385$

La losa trabaja en una dirección principalmente (franja), la más corta.

Hormigón G-30

Peso hormigón $\rho_h := 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Resistencia compresión: $f_c := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Módulo de ruptura: $f_r := 0.62 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{10}} \cdot \text{MPa}$

Módulo de elasticidad: $E_h := 4700 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{10}} \cdot \text{MPa}$

Acero A630-420H

Tensión fluencia: $f_s := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Tensión rotura: $f_u := 6300 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Recubrimiento $\text{rec} := 2.5\text{cm}$

Espesor de la losa

Espesor tentativo $e_1 := 15\text{cm}$

Inercia a la flexión $I_{g1} := \frac{1}{12} \cdot l_y \cdot e_1^3$ $I_{g1} = 5.625 \times 10^5 \cdot \text{cm}^4$

Distancia del centro a cara tracción $y_t := \frac{e_1}{2}$

Figura A.11: Memoria de cálculo losa peatonal Caso 1.

Momento de fisuración	$M_{cr} := \frac{f_r \cdot I_{g1}}{y_t}$	$M_{cr} = 28.628 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$
Inercia sección fisurada	$I_{cr1} := 0.25 I_{g1}$	
Peso propio	$q_{D.1} := e_1 \cdot l_m \cdot \rho_h$	
Peso baranda	$P_{D.ba} := 30 \text{kgf}$	
Distancia baranda empotramiento	$d_{ba} := 1.25 \text{m}$	
Peso sobrecarga	$P_{L.sc} := 100 \text{kgf}$	
Distancia sobrecarga empotramiento	$d_{sc} := l_x$	
Momento máximo por servicio	$M_a := q_{D.1} \cdot \frac{l_x^2}{2} + P_{D.ba} \cdot d_{ba} + P_{L.sc} \cdot d_{sc}$	$M_a = 0.534 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$
Inercia efectiva	$I_{e1} := \min \left[\left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_{g1} + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr1}, I_{g1} \right]$	
	$I_{e1} = 5.625 \times 10^5 \cdot \text{cm}^4$	
Rigidez losa:	$K_1 := 3 \cdot E_h \cdot \frac{I_{e1}}{l_x^3}$	$K_1 = 2.223 \times 10^4 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Deformación instantanea losa	$\Delta_1 := \frac{(P_{D.ba} + P_{L.sc} + q_{D.1} \cdot l_x)}{K_1}$	$\Delta_1 = 0.031 \cdot \text{mm}$
II. Cargas		
Combinación de carga U1		
Momento último	$M_{u1} := 1.4 \cdot \left(q_{D.1} \cdot \frac{l_x^2}{2} + P_{D.ba} \cdot d_{ba} \right)$	$M_{u1} = 0.547 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$
Corte último	$V_{u1} := 1.4 \cdot (q_{D.1} \cdot l_x + P_{D.ba})$	$V_{u1} = 0.799 \cdot \text{tonf}$
Combinación de carga U2		
Momento último	$M_{u2} := 1.2 \cdot \left(q_{D.1} \cdot \frac{l_x^2}{2} + P_{D.ba} \cdot d_{ba} \right) + 1.6 \cdot (P_{L.sc} \cdot d_{sc})$	
	$M_{u2} = 0.698 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$	

Figura A.12: Memoria de cálculo losa peatonal Caso 1.

Combinación de carga U3v

Coefficiente sísmico vertical $k_{sv} := 0.05$

$$\text{Momento último } Mu_{4v} := (1.2 + k_{sv}) \cdot \left(q_{D.l} \cdot \frac{l_x^2}{2} + P_{D.ba} \cdot d_{ba} \right) + 0.5 \cdot (P_{L.sc} \cdot d_{sc})$$

$$Mu_{4v} = 0.56 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Combinación de carga U3h

Coefficiente sísmico horizontal $k_{sh} := 0.15$

$$\text{Corte último } Vu_{4h} := (k_{sh}) \cdot (q_{D.l} \cdot l_x + P_{D.ba}) \quad Vu_{4h} = 0.086 \cdot \text{tonf}$$

Cargas de diseño

$$\text{Momento último que controla } Mu := \max(Mu_1, Mu_2, Mu_{4v}) \quad Mu = 0.698 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

III. Diseño

Ancho Viga $b := 1\text{m}$

Armadura de tramo (o inferior)

$$A_{v \min} := 2\% \cdot b \cdot e_1 = 3 \cdot \text{cm}^2$$

$$S_{\max} := 1.6e_1 = 24 \cdot \text{cm}$$

Considerar DMH $\phi 10@200$

Suples (o armadura superior) $\phi := 0.9$

Distancia centroide armadura $d := e_1 - \text{rec}$

$$\mu := \frac{Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2} \quad \mu = 0.01766$$

$$\mu_{\text{lim}} := 0.3047$$

$$\omega_{\text{lim}} := 0.375$$

$$\omega' := \begin{cases} \frac{\mu - \mu_{\text{lim}}}{1 - \frac{\text{rec}}{d}} & \text{if } \mu > \mu_{\text{lim}} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad \omega' = 0$$

Figura A.13: Memoria de cálculo losa peatonal Caso 1.

$$\omega := \begin{cases} (\omega' + \omega_{lim}) & \text{if } \mu > \mu_{lim} \\ (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad \omega = 0.017818$$

$$A_s := \frac{\omega \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot d}{f_s} \quad A_s = 1.352 \cdot \text{cm}^2$$

Considerar DMH $\phi 10@200$

Empalmes y ganchos

1) Empalme armadura secundaria (suple y tramo)

Factor de modificación por el recubrimiento: $\psi_e := 1$

Factor de localización de vaciado del concreto: $\psi_t := 1$

Factor de modificación concreto liviano: $\lambda := 1$

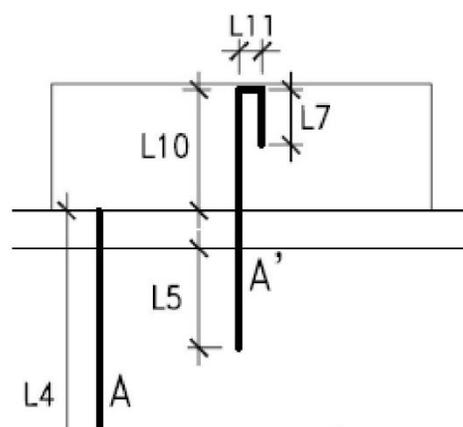
Diametro de barras $db := 10\text{mm}$

Longitud de desarrollo: $l_d := \frac{f_s}{\text{MPa}} \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot db \cdot \frac{1}{2.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}}} \quad l_d = 36.16 \cdot \text{cm}$

Longitud de empalme: $l_e := \text{ceil} \left(1.3 \cdot \frac{l_d}{\text{cm}} \right) \cdot \text{cm} \quad l_e = 48 \cdot \text{cm}$

2 Barras 120+845

2) Gancho armadura principal (suple)

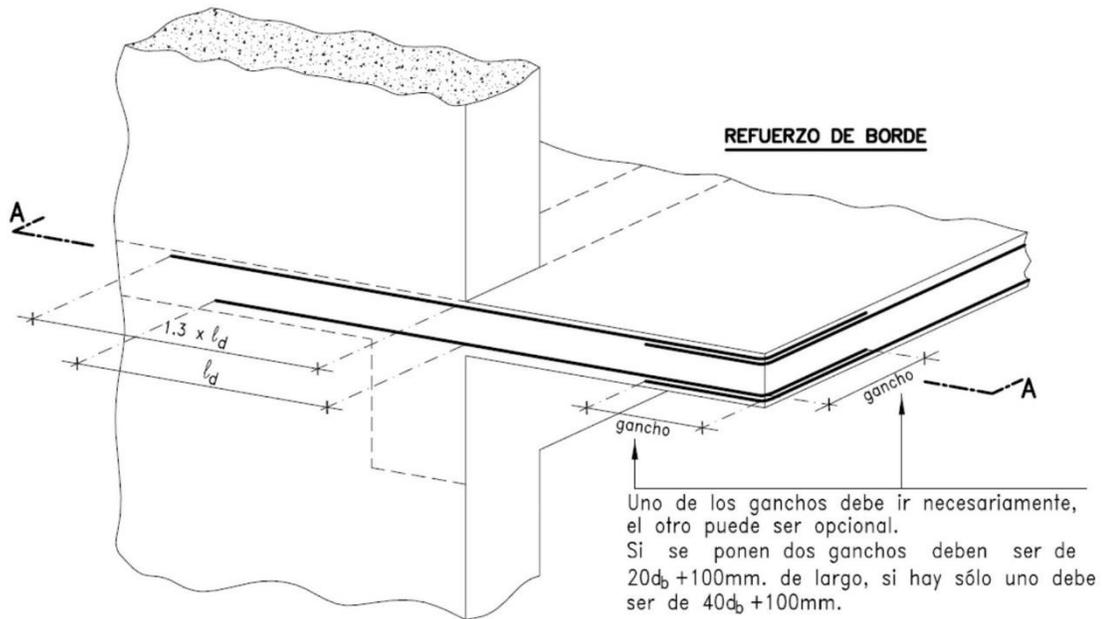


15 := 40cm
110 := 130cm
111 := 12cm
17 := 30cm

Fuente: Manual de detallamiento de armadura ICH
(Instituto Cemento y Hormigón)

Figura A.14: Memoria de cálculo losa peatonal Caso 1.

3) Detalle borde de voladizo



Fuente: Manual de detallamiento de armadura ICH (Instituto Cemento y Hormigón)

Longitud de gancho

$$l_g := 40d_b + 100\text{mm}$$

$$l_g = 50 \cdot \text{cm}$$

VERIFICACIÓN A CORTE EN LOSA

$$\phi := 0.75$$

Datos sección:

Altura útil

$$d := l_x - \text{rec}$$

Ancho de sección
(equivalente a espesor
de losa de fondo)

$$b_t := e_1$$

Tensión nominal de corte:

$$V_c := 0.14 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b_t \cdot d$$

$$V_c = 16.324 \cdot \text{tonf}$$

Carga de corte admisible
para cargas normales:

$$\text{Diseño_corte} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } V_{u_{4h}} < \phi \cdot \frac{V_c}{2} \\ \text{"Considerar armadura vertical"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Diseño_corte} = \text{"Ok"}$$

Figura A.15: Memoria de cálculo losa peatonal Caso 1.

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

Proyecto : Propuesta 2, Guía de diseño en Hormigón Armado

Materia : Análisis Estático Simplificado Tramo Tipo Puente N°2. Ac artelamiento

El diseño de las vigas se divide en tres:

- 1) Losa superior a flexión (tres zonas (peso propio; canoa; paso vehicular)
- 2) Muros intermedios a compresión y corte
- 3) Losa

I. Dimensiones y materialidad viga

Luz $Luz := 9.4\text{m}$

Altura menor muro $h_{mu.1} := 1\text{m}$

Altura mayor muro $h_{mu.2} := 2\text{m}$

Espesor muro $e_{mu} := 20\text{cm}$

Largo inferior muro transversal
 $i := 1..7$
 $l_{mu} := \begin{pmatrix} 2.3 \\ 2.3 \\ 2.4 \\ 3.1 \\ 3.2 \\ 3.4 \\ 3.8 \end{pmatrix} \text{m}$

Largo inferior muro longitudinal
 $b_{mu} := \begin{pmatrix} 2.3 \\ 2.3 \\ 2.3 \\ 2.6 \\ 2.7 \\ 3.0 \\ 3.5 \end{pmatrix} \cdot \text{m}$

Espesor mínimo losa
 $h_{min_i} := \frac{b_{mu_i}}{28}$
 $h_{min} = \begin{pmatrix} 8.214 \\ 8.214 \\ 8.214 \\ 9.286 \\ 9.643 \\ 10.714 \\ 12.5 \end{pmatrix} \cdot \text{cm}$

Espesor losa
 $h_{sl} := \begin{pmatrix} 42 \\ 42 \\ 42 \\ 43 \\ 43 \\ 43 \\ 44 \end{pmatrix} \text{cm}$

Figura A.16: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.

Hormigón G-30

Resistencia compresión: $f_c := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Módulo de elasticidad $E_h := 4700 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{10}}$

Acero A630-420H

Tensión fluencia: $f_s := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Tensión rotura: $f_u := 6300 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Peso específico hormigón $\gamma_{ho} := 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

II. Condiciones de carga

Losa

Peso propio $q_{D_i} := \gamma_{ho} \cdot h_{sl_i} \cdot 1\text{m}$

Paso vehicular $P_{D.sl_i} := \frac{q_{D_i}}{1\text{m}} \cdot L_{uz} \cdot b_{mu_i}$

Carga muerta paso vehicular $P_{D.pv} := 10.2\text{tonf}$

Carga viva paso vehicular $P_{L.pv} := 3\text{tonf}$

Largo paso vehicular $L_{pv} := 3.2\text{m}$

Carga distribuida muerta $q_{D.pv} := \frac{P_{D.pv}}{L_{pv}} \cdot \frac{1\text{m}}{b_{mu}}$

Carga distribuida viva $q_{L.pv} := \frac{P_{L.pv}}{L_{pv}} \cdot \frac{1\text{m}}{b_{mu}}$

Canoas

Carga muerta canoa $P_{D.ca} := 82.5\text{tonf}$

Carga viva canoa $P_{L.ca} := 35.3\text{tonf}$

Largo canoa $L_{ca} := 3.1\text{m}$

Carga distribuida muerta $q_{D.ca} := \frac{P_{D.ca}}{L_{ca}} \cdot \frac{1\text{m}}{b_{mu}}$

Carga distribuida viva $q_{L.ca} := \frac{P_{L.ca}}{L_{ca}} \cdot \frac{1\text{m}}{b_{mu}}$

$$q_D = \begin{pmatrix} 1.05 \\ 1.05 \\ 1.05 \\ 1.075 \\ 1.075 \\ 1.075 \\ 1.1 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Figura A.17: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.

Muros

Peso propio muro transversal

$$P_{D.mt_i} := \left[Luz \cdot h_{mu.1} + (h_{mu.2} - h_{mu.1}) \cdot \frac{(Luz + b_{mu_i})}{2} \right] \cdot e_{mu} \cdot \gamma_{ho}$$

Peso propio muro longitudinal

$$P_{D.ml_i} := b_{mu_i} \left[h_{mu.1} + \sqrt{(h_{mu.2} - h_{mu.1})^2 + \left[\frac{(Luz - l_{mu_i})}{2} \right]^2} \right] \cdot e_{mu} \cdot \gamma_{ho}$$

III. Solicitaciones $i := 1..7$

LOSA

Momento último

$$Mu_{p.1_i} := 1.4 \cdot \frac{q_{D_i} \cdot b_{mu_i}^2}{16}$$

$$Mu_{p.2_i} := 1.2 \cdot \frac{(q_D + q_{D.ca_i}) \cdot (b_{mu_i})^2}{16} + 1.6 \cdot \frac{(q_{L.ca_i}) \cdot (b_{mu_i})^2}{16}$$

$$Mu_{p.3_i} := 1.2 \cdot \frac{(q_D + q_{D.pv_i}) \cdot (b_{mu_i})^2}{16} + 1.6 \cdot \frac{(q_{L.pv_i}) \cdot (b_{mu_i})^2}{16}$$

$$Mu_{p_i} := \max(Mu_{p.1_i}, Mu_{p.2_i}, Mu_{p.3_i})$$

$$Mu_{n.1_i} := 1.4 \cdot \frac{q_{D_i} \cdot b_{mu_i}^2}{16}$$

$$Mu_{n.2_i} := 1.2 \cdot \frac{(q_D + q_{D.ca_i}) \cdot (b_{mu_i})^2}{24} + 1.6 \cdot \frac{(q_{L.ca_i}) \cdot (b_{mu_i})^2}{24}$$

$$Mu_{n.3_i} := 1.2 \cdot \frac{(q_D + q_{D.pv_i}) \cdot (b_{mu_i})^2}{24} + 1.6 \cdot \frac{(q_{L.pv_i}) \cdot (b_{mu_i})^2}{24}$$

$$Mu_{n_i} := \max(Mu_{n.1_i}, Mu_{n.2_i}, Mu_{n.3_i})$$

$$Mu_i := \max(Mu_{p_i}, Mu_{n_i})$$

Corte último

$$Vu_{1_i} := 1.4 \cdot \frac{q_{D_i} \cdot b_{mu_i}}{2}$$

$$Vu_{2_i} := 1.2 \cdot \frac{(q_{D_i} + q_{D.ca_i}) \cdot (b_{mu_i})}{2} + 1.6 \cdot \frac{(q_{L.ca_i}) \cdot (b_{mu_i})}{2}$$

$$Vu_{3_i} := 1.2 \cdot \frac{(q_{D_i} + q_{D.pv_i}) \cdot (b_{mu_i})}{2} + 1.6 \cdot \frac{(q_{L.pv_i}) \cdot (b_{mu_i})}{2}$$

$$Vu_i := \max(Vu_{1_i}, Vu_{2_i}, Vu_{3_i})$$

Figura A.18: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.

MUROS

Carga Axial muros

Carga axial total

$$Nu_i := 1.2 \left(\frac{q_{D_i}}{1m} \cdot b_{mu_i} \cdot Luz + P_{D,pv} + 2P_{D,ca} \right) + 1.0 \cdot (P_{L,pv} + P_{L,ca})$$

Muros Longitudinales (ambos muros)

$$Nu_{l_i} := Nu_i \cdot \left[\frac{(b_{mu_i})^2}{2 \cdot b_{mu_i} \cdot Luz} \right] + 1.2 \cdot 2 P_{D,mt_i}$$

Muros Transversales (ambos muros)

$$Nu_{t_i} := Nu_i \cdot \frac{b_{mu_i} \cdot Luz - \frac{(b_{mu_i})^2}{2}}{b_{mu_i} \cdot Luz} + 1.2 \cdot 2 P_{D,ml_i}$$

Corte muros

Coefficiente sísmico

$$k_h := 0.15$$

Peso sísmico transversal

$$PS_t := P_{D,sl} + P_{D,pv} + 2P_{D,ca} + P_{L,ca} + 2P_{D,mt} + 0.5 \cdot P_{L,pv}$$

Peso sísmico longitudinal

$$PS_l := P_{D,sl} + P_{D,pv} + 2P_{D,ca} + 2P_{D,ml} + 0.5 \cdot P_{L,pv}$$

Corte transversal

$$Vu_t := k_h \cdot PS_t$$

Corte longitudinal

$$Vu_l := k_h \cdot PS_l$$

Momento en muro longitudinal

$$Mu_{l_i} := Vu_{l_i} \cdot h_{mu,2}$$

Momento en muro transversal

$$Mu_{t_i} := Vu_{t_i} \cdot h_{mu,2}$$

IV. Diseño

1.- Diseño losa a flexión

$$\phi := 0.9$$

Cuantía de balance

$$\rho_b := 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_s} \cdot \frac{0.003}{0.003 + 0.002}$$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} := 0.75 \cdot \rho_b$$

Cuantía mínima

$$\rho_{min} := 0.0018$$

Modo de trabajo losa

$$\varepsilon := \frac{Luz}{b_{mu}} \quad \varepsilon = \begin{pmatrix} 4.087 \\ 4.087 \\ 4.087 \\ 3.615 \\ 3.481 \\ 3.133 \\ 2.686 \end{pmatrix}$$

Losas en una dirección.

Espesor minimo requerido

$$d_{min_i} := \sqrt{\frac{Mu_i}{\phi \cdot \rho_{max} \cdot f_s \cdot 1m \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho_{max} \cdot \frac{f_s}{f_c} \right)}}$$

Distancia zona compresión a armadura

$$d_i := 0.9 \cdot h_{sl_i}$$

Figura A.19: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.

Iteración brazo palanca		
Área requerida Momento positivo	$A_{s_{pr_i}} := \frac{Mu_{p_i}}{f_s \cdot (d_i - a_i)}$	$A_{s_{pr}} = \begin{pmatrix} 4.92 \\ 4.92 \\ 4.92 \\ 5.49 \\ 5.72 \\ 6.42 \\ 7.43 \end{pmatrix} \cdot \text{cm}^2$
Díámetro de barra tentativo	$d_b := 12\text{mm}$	
Espaciamiento	$s_{\min} := \max(25\text{mm}, d_b) = 2.5 \cdot \text{cm}$ $s_{\max} := \min(3 \cdot h_{s1}, 450\text{mm}) = 45 \cdot \text{cm}$	
Armadura elegida:	$d_b := \begin{pmatrix} 18 \\ 18 \\ 18 \\ 22 \\ 22 \\ 22 \\ 12 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$ $s_i := \begin{pmatrix} 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 5 \end{pmatrix} \cdot \text{cm}$	
Verifica	$Verifica_1 := \begin{cases} \text{"Revisar!"} & \text{if } A_{s_{p_i}} < A_{s_{pr_i}} \\ \text{"Ok!"} & \text{otherwise} \end{cases}$	$A_{s_p} = \begin{pmatrix} 12.723 \\ 12.723 \\ 12.723 \\ 19.007 \\ 19.007 \\ 19.007 \\ 22.619 \end{pmatrix} \cdot \text{cm}^2$
Cuantía	$\rho_{p_i} := \frac{A_{s_{p_i}}}{1\text{m} \cdot d_i}$	
Verificación cuantía	$Verifica_1 := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \rho_{\min} < \rho_{p_i} \wedge \rho_{\max} > \rho_{p_i} \\ \text{"Revisar!"} & \text{otherwise} \end{cases}$	
Área requerida Momento negativo	$A_{s_{nr_i}} := \frac{Mu_{n_i}}{f_s \cdot (d_i - a_i)}$	$A_{s_{nr}} = \begin{pmatrix} 3.26 \\ 3.26 \\ 3.26 \\ 3.63 \\ 3.78 \\ 4.24 \\ 4.9 \end{pmatrix} \cdot \text{cm}^2$
Díámetro de barra tentativo	$d_b := 12\text{mm}$	
Espaciamiento	$s_{\min} := \max(25\text{mm}, d_b) = 2.5 \cdot \text{cm}$ $s_{\max} := \min(3 \cdot h_{s1}, 450\text{mm}) = 45 \cdot \text{cm}$	

Figura A.20: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.

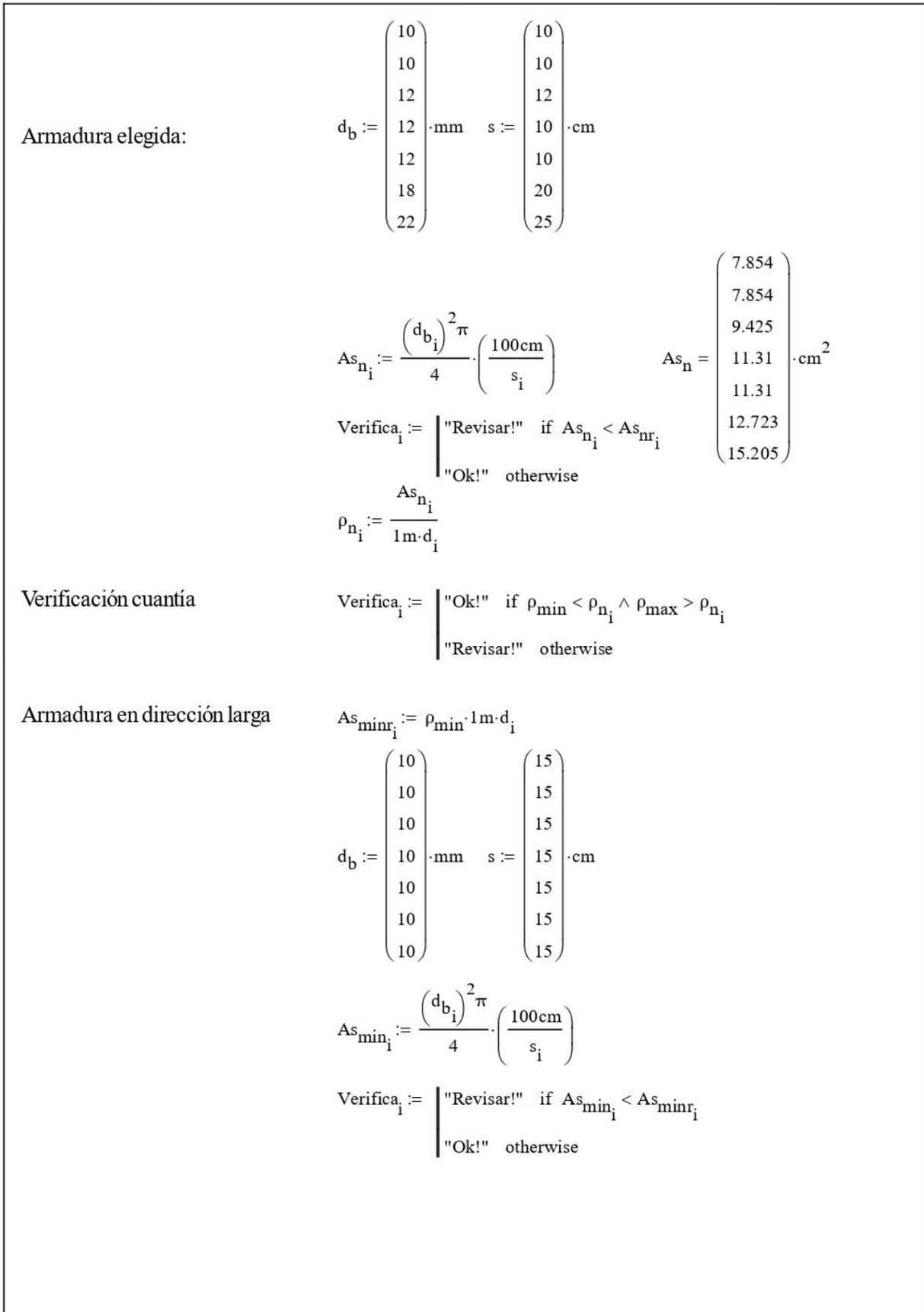


Figura A.21: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.

2.- Diseño losa a corte	$\phi := 0.75$	
Verificación en zona I		
	$b_c := 100\text{cm}$	
Corte por hormigón	$V_c := 0.17 \sqrt{\frac{f_c}{10}} \cdot \text{MPa} \cdot b_c \cdot d$	
Solicitación minorada Ancho corte	$\text{Verifica}_1 := \begin{cases} \text{"No requiere Av"} & \text{if } \frac{V_{u_1}}{\phi} < V_{c_1} \\ \text{"Requiere Av"} & \text{otherwise} \end{cases}$	
3.- Diseño muros a compresión		
<u>Muro transversal</u>		
Compresión	$\phi := 0.65$	
Área gruesa muro	$A_{g_t} := 2l_{mu} \cdot e_{mu}$	
Resistencia axial nominal (e=0) de diseño	$P_{o_1} := \frac{N_{u_t_1}}{\phi \cdot 0.8}$	
Espaciamiento armadura	$s := 20\text{cm}$	
Área de acero requerida	$A_{st} := \frac{P_o - 0.85f_c \cdot A_{g_t}}{f_s - 0.85f_c}$	
Cuantía mínima longitudinal	$\rho_{l,min} := 0.002$	
Área mínima acero longitudinal	$A_{s,min} := \rho_{l,min} \cdot e_{mu} \cdot s$	$A_{s,min} = 0.8 \cdot \text{cm}^2$
DMV $\phi 8@20$		
Corte en el plano	$\phi := 0.75$	
Límite de resistencia corte	$V_n := 0.83 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{10}} \cdot \text{MPa} \cdot e_{mu} \cdot (0.8l_{mu})$	
Aporte concreto al corte	$V_c := 0.17 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{10}} \cdot \text{MPa} \cdot e_{mu} \cdot (0.8 \cdot l_{mu})$	
Aporte de Acero al corte	$V_s := \frac{V_{u_t}}{\phi} - V_c$	

Figura A.22: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.

Espaciamiento supuesto	$s := 20\text{cm}$	
Área de acero requerida	$A_{sv} := \frac{V_s \cdot s}{f_s \cdot (0.8 \cdot l_{mu})}$	
Cuantía mínima transversal	$\rho_{t,min} := 0.0025$	
Área mínima acero transversal	$A_{v,min} := \rho_{t,min} \cdot e_{mu} \cdot s$	$A_{v,min} = 1 \cdot \text{cm}^2$
Espaciamiento	$e_{max_i} := \min\left(450\text{mm}, 3 \cdot e_{mu}, \frac{l_{mu_i}}{5}\right)$	DMH $\phi 8 @ 20$
<u>Muro longitudinal</u>		
Compresión	$\phi := 0.65$	
Área gruesa muro	$A_{g_l} := 2b_{mu} \cdot e_{mu}$	
Resistencia axial nominal (e=0) de diseño	$P_{o_i} := \frac{N_{u_l}}{\phi \cdot 0.8}$	
Espaciamiento armadura	$s := 20\text{cm}$	
Área de acero requerida	$A_{st} := \frac{P_o - 0.85f_c \cdot A_{g_l}}{f_s - 0.85f_c}$	
Cuantía mínima longitudinal	$\rho_{l,min} := 0.002$	
Área mínima acero longitudinal	$A_{s,min} := \rho_{l,min} \cdot e_{mu} \cdot s$	$A_{s,min} = 0.8 \cdot \text{cm}^2$ DMV $\phi 8 @ 20$
Corte en el plano	$\phi := 0.75$	
Límite de resistencia corte	$V_n := 0.83 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{10}} \cdot \text{MPa} \cdot e_{mu} \cdot (0.8b_{mu})$	
Aporte concreto al corte	$V_c := 0.17 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{10}} \cdot \text{MPa} \cdot e_{mu} \cdot (0.8 \cdot b_{mu})$	
Aporte de Acero al corte	$V_s := \frac{V_{u_t}}{\phi} - V_c$	
Espaciamiento supuesto	$s := 20\text{cm}$	
Área de acero requerida	$A_{sv} := \frac{V_s \cdot s}{f_s \cdot (0.8 \cdot l_{mu})}$	
Cuantía mínima transversal	$\rho_{t,min} := 0.0025$	
Área mínima acero transversal	$A_{v,min} := \rho_{t,min} \cdot e_{mu} \cdot s$	$A_{v,min} = 1 \cdot \text{cm}^2$
Espaciamiento	$e_{max_i} := \min\left(450\text{mm}, 3 \cdot e_{mu}, \frac{l_{mu_i}}{5}\right)$	DMH $\phi 8 @ 20$

Figura A.23: Memoria de cálculo viga acartelada Caso 2.

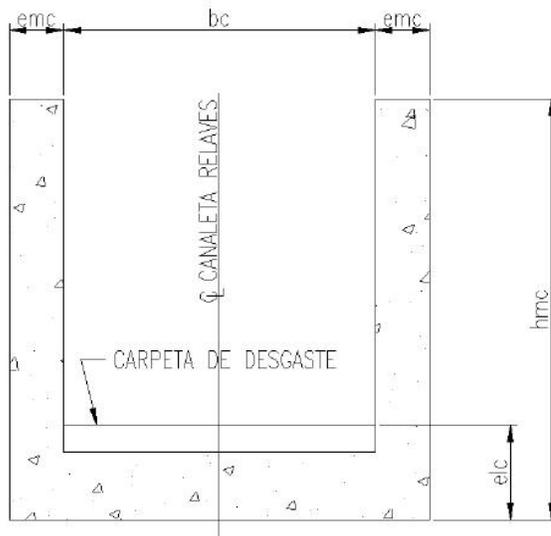
MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

Proyecto : Puente N°1. Guía de diseño hormigón armado

Materia : Diseño de Cepas Puente N°1. Planilla B.1

1.- Geometría Canaleta y Cepa

1.1 Geometría Canaleta:

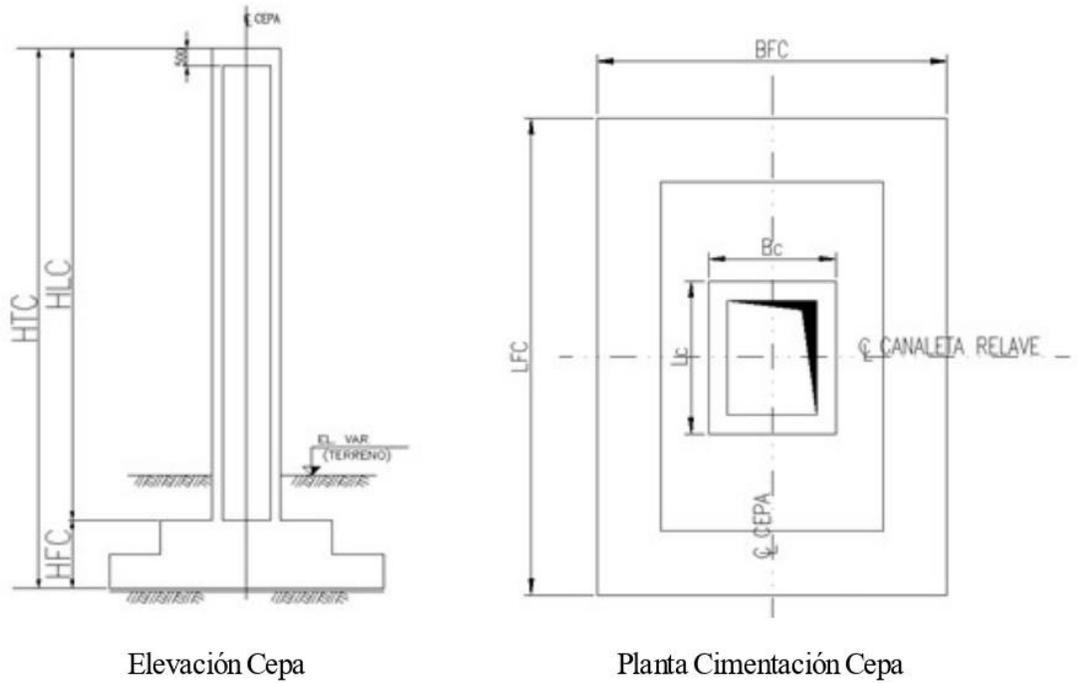


Esquema:
Sección Transversal
canaleta

Espesor losa canaleta + concreto de desgaste:	$e_{lc} := 350\text{mm}$
Espesor muro canaleta:	$e_{mc} := 250\text{mm}$
Altura muro Canaleta:	$h_{mc} := 1750\text{mm}$
Ancho losa Canaleta:	$b_c := 1400\text{mm}$
Altura relave:	$h_{rel} := 490\text{mm}$
Espesor losa Pasillo	$e_{vc} := 0.2\text{m}$
Ancho losa Pasillo	$b_{vc} := 1.3\text{m}$
Peso sobrecarga:	$pp_{sc} := 400 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$
Peso baranda	$pp_{bar} := 30 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Figura A.24: Memoria de cálculo cepa Caso 1

1.2 Geometría Cepas:



Cantidad de Cepas:

$$N_C := 8 \quad i := 1..N_C$$

Tributación sobre cepas:

$$Luz := \begin{pmatrix} 20000 \\ 20000 \\ 20000 \\ 20000 \\ 20000 \\ 20000 \\ 20000 \\ 20000 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Largo cepa:

$$L_C := \begin{pmatrix} 2300 \\ 2300 \\ 2300 \\ 2500 \\ 2700 \\ 3100 \\ 3600 \\ 3600 \end{pmatrix} \cdot \text{mm} \quad \begin{pmatrix} P1_1 \\ P1_2 \\ P1_3 \\ P1_4 \\ P1_5 \\ P1_6 \\ P1_7 \\ P1_8 \end{pmatrix}$$

Figura A.25: Memoria de cálculo cepa Caso 1

Ancho cepa:	$B_C :=$	$\begin{pmatrix} 2300 \\ 2300 \\ 2300 \\ 2400 \\ 2600 \\ 3000 \\ 3300 \\ 3300 \end{pmatrix}$	$\cdot \text{mm}$	$\begin{pmatrix} P1_1 \\ P1_2 \\ P1_3 \\ P1_4 \\ P1_5 \\ P1_6 \\ P1_7 \\ P1_8 \end{pmatrix}$			
Espeor muro cepa:	$e_C :=$	$\begin{pmatrix} 25 \\ 25 \\ 25 \\ 25 \\ 25 \\ 25 \\ 25 \\ 25 \end{pmatrix}$	$\cdot \text{cm}$				
Área cepa:	$\text{Area}_{C_i} :=$	$L_{C_i} \cdot B_{C_i} - (L_{C_i} - 2e_{C_i}) \cdot (B_{C_i} - 2e_{C_i})$					
Área interna cepa (suelo):	$\text{Area}_{S_i} :=$	$(L_{C_i} - 2e_{C_i}) \cdot (B_{C_i} - 2e_{C_i})$					
Suelo sobre Fundación	$h_s :=$	3.5m					
Altura libre cepa:	$H_{LC} :=$	$\begin{pmatrix} 5700 \\ 11400 \\ 17100 \\ 22900 \\ 28600 \\ 34300 \\ 40000 \\ 40000 \end{pmatrix}$	$\cdot \text{mm}$	$\begin{pmatrix} P1_1 \\ P1_2 \\ P1_3 \\ P1_4 \\ P1_5 \\ P1_6 \\ P1_7 \\ P1_8 \end{pmatrix}$	$H_{LC} := H_{LC} + h_s =$	$\begin{pmatrix} 9.2 \\ 14.9 \\ 20.6 \\ 26.4 \\ 32.1 \\ 37.8 \\ 43.5 \\ 43.5 \end{pmatrix}$	m

Figura A.26: Memoria de cálculo cepa Caso 1

Altura Cimentación:	$H_{FC} :=$	$\begin{pmatrix} 1500 \\ 1500 \\ 1500 \\ 1500 \\ 1500 \\ 1500 \\ 1500 \\ 1500 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$	$\begin{pmatrix} P1_1 \\ P1_2 \\ P1_3 \\ P1_4 \\ P1_5 \\ P1_6 \\ P1_7 \\ P1_8 \end{pmatrix}$
Altura total cepa:	$H_{TC} := H_{LC} + H_{FC}$	$H_{TC} =$	$\begin{pmatrix} 10700 \\ 16400 \\ 22100 \\ 27900 \\ 33600 \\ 39300 \\ 45000 \\ 45000 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$
1.3 Geometría Cimentación Cepas:			
Largo cimentación:	$L_{FC} :=$	$\begin{pmatrix} 3600 \\ 4800 \\ 5500 \\ 6000 \\ 6400 \\ 7100 \\ 7500 \\ 7500 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$	$\begin{pmatrix} P1_1 \\ P1_2 \\ P1_3 \\ P1_4 \\ P1_5 \\ P1_6 \\ P1_7 \\ P1_8 \end{pmatrix}$
Ancho cimentación:	$B_{FC} :=$	$\begin{pmatrix} 3600 \\ 4000 \\ 4700 \\ 5300 \\ 5800 \\ 6300 \\ 7500 \\ 7500 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$	

Figura A.27: Memoria de cálculo cepa Caso 1

2.- Parámetros considerados en el diseño

Densidad Materiales:

Densidad del relave: $\rho_{rel} := 1.538 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$

Densidad del concreto: $\rho_{ha} := 2.5 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$

Densidad del suelo relleno:
(referencial) $\rho_s := 2 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$

Concreto con Acero de Refuerzo ASTMA 615 G60

Resistencia
Compresión Concreto $f_c := 300 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Fluencia
Acero Refuerzo $f_y := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Densidad
Concreto Armado $\gamma_h := 2.5 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$

Módulo de elasticidad Concreto: $E_h := 4700 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{10\text{kgf}}{\text{cm}^2}; E_h = 254929 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Módulo de Elasticidad
Acero: $E_a := 2039 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$

3.- Datos Sello de Cimentación y Relleno Estructural

Capacidad
de Soporte Estática $\sigma_{c_adm} := 3.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Capacidad
de Soporte Eventual $\sigma_{c_adm_eve} := 5.3 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Peso en Terreno
Relleno Estructural $\gamma_r := 2 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$

Modulo de deformación
Terreno de Cimentación $E_s := 160000 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$

Razón de Poisson $\nu := 0.38$

Los siguientes parámetros corresponden a los indicados en documento Geotécnico

Figura A.28: Memoria de cálculo cepa Caso 1

4.- Cargas de Diseño

Peso canoa $PP_{can} := \rho_{ha} \cdot [e_{lc} \cdot b_c + 2 \cdot (e_{mc} \cdot h_{mc} + e_{vc} \cdot b_{vc})]$

Peso relave $PP_{rel} := \rho_{rel} \cdot h_{rel} \cdot b_c$

Pesos sísmicos:

Peso Sísmico Transversal:

$$P_{sT} := (PP_{rel} + PP_{can} + PP_{sc} + PP_{bar}) \cdot (Luz)$$

$$P_{sT} = \begin{pmatrix} 124 \\ 124 \\ 124 \\ 124 \\ 124 \\ 124 \\ 124 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$$

Peso Sísmico Longitudinal:

$$P_{sL} := (PP_{can} + PP_{sc} + PP_{bar}) \cdot (Luz)$$

$$P_{sL} = \begin{pmatrix} 102.9 \\ 102.9 \\ 102.9 \\ 102.9 \\ 102.9 \\ 102.9 \\ 102.9 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$$

Coefficiente sísmico horizontal :

$$k_{sh} := 0.15$$

$$R := 2.2$$

Coefficiente sísmico vertical

$$k_{sv} := 0.05$$

Carga sísmica Transversal canaleta:

$$V_{sT_i} := k_{sh} \cdot P_{sT_i}$$

$$V_{sT} = \begin{pmatrix} 18.6 \\ 18.6 \\ 18.6 \\ 18.6 \\ 18.6 \\ 18.6 \\ 18.6 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$$

Carga sísmica Longitudinal canaleta:

$$V_{sL_i} := k_{sv} \cdot P_{sL_i}$$

Cepa 7 y Cepa 8 con apoyos fijos consecutivos Cargas conforme a su rigidez

$$V_{sL_7} := f_{L_7} \cdot V_{sL_7}$$

$$V_{sL_8} := f_{L_8} \cdot V_{sL_8}$$

Figura A.29: Memoria de cálculo cepa Caso 1

5.- Dimensionamiento Cepa y Cimentación

5.1.- Estabilidad Cimentaciones (Combinación S13)

Altura promedio relleno sobre cimentación $h_{\text{suelo}} := 3.5\text{m}$

Peso propio cepa a nivel de sello de cimentación (se considera Sismo Vertical):

$$P_{S3C_i} := (\text{Area}_C)_i \cdot H_{LC_i} \cdot \rho_{\text{ha}}$$

Se corrigen los pesos de la cepas rellenas con suelo

$j := 5 \dots 8$

$$P_{S3C_j} := P_{S3C_j} + \left[(\text{Area}_S)_j \cdot H_{LC_j} \right] \cdot \rho_s$$

Brazo peso propio cepa NF

$$B_{S3C_i} := H_{FC_i} + \frac{H_{LC_i}}{2}$$

Peso propio Fundación

$$P_{S3F_i} := L_{FC_i} \cdot B_{FC_i} \cdot H_{FC_i} \cdot \rho_{\text{ha}}$$

Brazo peso propio Fundación NF

$$B_{S3F_i} := \frac{H_{FC_i}}{2}$$

Peso propio suelo sobre Fundación

$$P_{S3S_i} := \left[(L_{FC_i} \cdot B_{FC_i} - L_{C_i} \cdot B_{C_i}) \cdot h_{\text{suelo}} \right] \cdot \rho_s$$

Brazo peso propio Suelo sobre Fundación NF

$$B_{S3S_i} := H_{FC_i} + \frac{h_s}{2}$$

Carga sísmica lateral:

$$\begin{pmatrix} V_{S3C_i} \\ V_{S3F_i} \\ V_{S3S_i} \end{pmatrix} := 0.9k_{\text{sv}} \cdot \begin{pmatrix} P_{S3C_i} \\ P_{S3F_i} \\ P_{S3S_i} \end{pmatrix}$$

Figura A.30: Memoria de cálculo cepa Caso 1

Carga sísmica lateral:

$$F_{S3x_i} := 0.7 \cdot (V_{sT_i} + V_{S3C_i} + V_{S3F_i} + V_{S3S_i})$$

$$F_{S3x_7} := F_{S3x_7} + F_{S3x_8} \quad F_{S3x_8} := F_{S3x_7}$$

Carga sísmica longitudinal

$$F_{S3y_i} := 0.7 \cdot (V_{sL_i} + V_{S3C_i} + V_{S3F_i} + V_{S3S_i})$$

$$F_{S3y_7} := F_{S3y_7} + F_{S3y_8} \quad F_{S3y_8} := F_{S3y_7}$$

$$F_{S3x_i} = \begin{pmatrix} 17.7 \\ 20.8 \\ 23.9 \\ 27 \\ 39.4 \\ 49.9 \\ 128.4 \\ 128.4 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf} \quad F_{S3y_i} = \begin{pmatrix} 15.5 \\ 18.5 \\ 21.7 \\ 24.8 \\ 37.2 \\ 47.7 \\ 113.2 \\ 113.2 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$$

Momento sísmico a nivel de Sello de cimentación

$$M_{S3y_i} := 0.7 \cdot (V_{sL_i} \quad V_{S3C_i} \quad V_{S3F_i} \quad V_{S3S_i}) \cdot \begin{pmatrix} H_{LC_i} + H_{FC_i} \\ B_{S3C_i} \\ B_{S3F_i} \\ B_{S3S_i} \end{pmatrix}$$

$$M_{S3y_7} := f_{L_7} \cdot M_{S3y_7} \quad M_{S3y_8} := f_{L_8} \cdot M_{S3y_8}$$

$$M_{S3x_i} := 0.7 \cdot (V_{sT_i} \quad V_{S3C_i} \quad V_{S3F_i} \quad V_{S3S_i}) \cdot \begin{pmatrix} H_{LC_i} + H_{FC_i} \\ B_{S3C_i} \\ B_{S3F_i} \\ B_{S3S_i} \end{pmatrix}$$

$$M_{S3x_7} := f_{T_7} \cdot M_{S3x_7} \quad M_{S3x_8} := f_{T_8} \cdot M_{S3x_8}$$

Figura A.31: Memoria de cálculo cepa Caso 1

Peso propio y carga muerta a nivel de sello de cimentación

$$P_{S3_i} := 0.9 \cdot (P_{sT_i} + P_{S3C_i} + P_{S3F_i} + P_{S3S_i})$$

$$M_{S3x} = \begin{pmatrix} 155 \\ 247 \\ 344 \\ 452 \\ 733 \\ 1027 \\ 715 \\ 715 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \quad M_{S3y} = \begin{pmatrix} 131 \\ 210 \\ 295 \\ 390 \\ 658 \\ 940 \\ 544 \\ 544 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \quad P_{S3} = \begin{pmatrix} 246 \\ 333 \\ 423 \\ 512 \\ 867 \\ 1166 \\ 1574 \\ 1574 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$$

Excentricidades Transversal y Longitudinal

$$e_x := \frac{M_{S3x}}{P_{S3}} \quad e_x = \begin{pmatrix} 0.6 \\ 0.7 \\ 0.8 \\ 0.9 \\ 0.8 \\ 0.9 \\ 0.5 \\ 0.5 \end{pmatrix} \cdot \text{m} \quad e_y := \frac{M_{S3y}}{P_{S3}} \quad e_y = \begin{pmatrix} 0.5 \\ 0.6 \\ 0.7 \\ 0.8 \\ 0.8 \\ 0.8 \\ 0.3 \\ 0.3 \end{pmatrix} \cdot \text{m}$$

Parámetros geométricos de cimentación

$$Az_i := L_{FC_i} \cdot B_{FC_i} \quad Az = \begin{pmatrix} 13 \\ 19.2 \\ 25.9 \\ 31.8 \\ 37.1 \\ 44.7 \\ 56.3 \\ 56.3 \end{pmatrix} \text{m}^2$$

Figura A.32: Memoria de cálculo cepa Caso 1

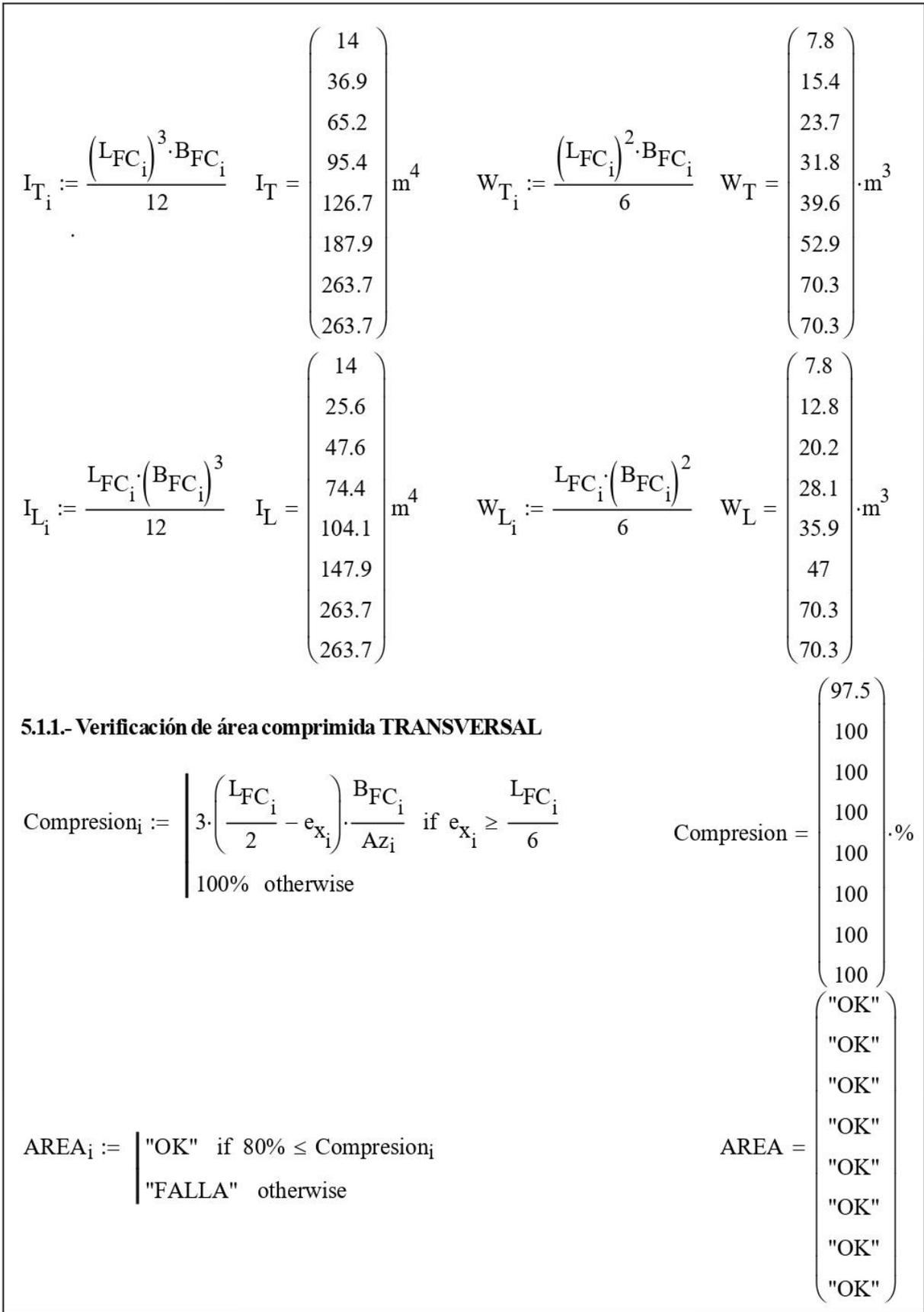


Figura A.33: Memoria de cálculo cepa Caso 1

Tensiones sobre el suelo		
$\sigma_{\max T_i} := \begin{cases} \frac{4 \cdot P_{S3_i}}{3 \cdot (L_{FC_i} - 2 \cdot e_{x_i}) \cdot B_{FC_i}} & \text{if } e_{x_i} \geq \frac{L_{FC_i}}{6} \\ \frac{P_{S3_i}}{A_{z_i}} + \frac{M_{S3x_i}}{W_{T_i}} & \text{otherwise} \end{cases}$	$\sigma_{\max T} = \begin{pmatrix} 3.9 \\ 3.3 \\ 3.1 \\ 3 \\ 4.2 \\ 4.5 \\ 3.8 \\ 3.8 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
$\sigma_{\min T_i} := \begin{cases} 0 & \text{if } e_{x_i} \geq \frac{L_{FC_i}}{6} \\ \frac{P_{S3_i}}{A_{z_i}} + \frac{M_{S3x_i}}{W_{T_i}} & \text{otherwise} \end{cases}$	$\sigma_{\min T} = \begin{pmatrix} 0 \\ 3.3 \\ 3.1 \\ 3 \\ 4.2 \\ 4.5 \\ 3.8 \\ 3.8 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
$T_{MAX_i} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{\max T_i} \leq \sigma_{c_adm_eve} \\ \text{"FALLA"} & \text{otherwise} \end{cases}$	$T_{MAX} = \begin{pmatrix} \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \end{pmatrix}$	
Factor de seguridad al volteo		
$FSV_{T_i} := \frac{P_{S3_i} \cdot L_{FC_i}}{M_{S3x_i} \cdot 2}$	$FSV_T = \begin{pmatrix} 2.9 \\ 3.2 \\ 3.4 \\ 3.4 \\ 3.8 \\ 4 \\ 8.3 \\ 8.3 \end{pmatrix}$	

Figura A.34: Memoria de cálculo cepa Caso 1

Factor de seguridad al Deslizamiento	$\mu := 0.4$ $FSD_{T_i} := \frac{\mu \cdot P_{S3_i}}{F_{S3X_i}}$	$FSD_T = \begin{pmatrix} 5.6 \\ 6.4 \\ 7.1 \\ 7.6 \\ 8.8 \\ 9.3 \\ 4.9 \\ 4.9 \end{pmatrix}$
5.1.2.- Verificación de área comprimida LONGITUDINAL	$Compresion_i := \begin{cases} 3 \cdot \left(\frac{B_{FC_i}}{2} - e_{y_i} \right) \cdot \frac{L_{FC_i}}{Az_i} & \text{if } e_{y_i} \geq \frac{B_{FC_i}}{6} \\ 100\% & \text{otherwise} \end{cases}$	$Compresion = \begin{pmatrix} 97.5 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{pmatrix} \cdot \%$
$AREA_i := \begin{cases} "OK" & \text{if } 80\% \leq Compresion_i \\ "FALLA" & \text{otherwise} \end{cases}$	$AREA = \begin{pmatrix} "OK" \\ "OK" \end{pmatrix}$	
Tensiones sobre el suelo	$\sigma_{max_{L_i}} := \begin{cases} \frac{4 \cdot P_{S3_i}}{3 \cdot (B_{FC_i} - 2 \cdot e_{y_i}) \cdot L_{FC_i}} & \text{if } e_{y_i} \geq \frac{B_{FC_i}}{6} \\ \frac{P_{S3_i}}{Az_i} + \frac{M_{S3y_i}}{W_{L_i}} & \text{otherwise} \end{cases}$	$\sigma_{max_L} = \begin{pmatrix} 3.6 \\ 3.4 \\ 3.1 \\ 3 \\ 4.2 \\ 4.6 \\ 3.6 \\ 3.6 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Figura A.35: Memoria de cálculo cepa Caso 1

$\sigma_{\min_{L_1}} := \begin{cases} 0 & \text{if } e_{y_i} \geq \frac{B_{FC_i}}{6} \\ \frac{P_{S3_i}}{A_{z_i}} + \frac{M_{S3y_i}}{W_{L_1}} & \text{otherwise} \end{cases}$	$\sigma_{\min_L} = \begin{pmatrix} 3.6 \\ 3.4 \\ 3.1 \\ 3 \\ 4.2 \\ 4.6 \\ 3.6 \\ 3.6 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
$TMAX_i := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{\max_{L_1}} \leq \sigma_{c_adm_eve} \\ \text{"FALLA"} & \text{otherwise} \end{cases}$	$TMAX = \begin{pmatrix} \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \end{pmatrix}$
<p>Factor de seguridad al volteo</p>	
$FSV_{T_i} := \frac{P_{S3_i}}{M_{S3y_i}} \cdot \frac{B_{FC_i}}{2}$	$FSV_T = \begin{pmatrix} 3.4 \\ 3.2 \\ 3.4 \\ 3.5 \\ 3.8 \\ 3.9 \\ 10.9 \\ 10.9 \end{pmatrix}$
<p>Factor de seguridad al Deslizamiento</p>	
$\mu := 0.4$ $FSD_{T_i} := \frac{\mu \cdot P_{S3_i}}{F_{S3y_i}}$	$FSD_T = \begin{pmatrix} 6.3 \\ 7.2 \\ 7.8 \\ 8.3 \\ 9.3 \\ 9.8 \\ 5.6 \\ 5.6 \end{pmatrix}$

Figura A.36: Memoria de cálculo cepa Caso 1

5.2 Chequeo Deformaciones

$$\text{Inercia_L}_i := \frac{L_{C_i} \cdot (B_{C_i})^3}{12} - \frac{(L_{C_i} - 2e_{C_i}) \cdot (B_{C_i} - 2e_{C_i})^3}{12}$$

$$\text{Inercia_L}_j := \frac{L_{C_j} \cdot (B_{C_j})^3}{12}$$

$$\text{Inercia_L} = \begin{pmatrix} 1.5 \\ 1.5 \\ 1.5 \\ 1.7 \\ 4 \\ 7 \\ 10.8 \\ 10.8 \end{pmatrix} \text{ m}^4$$

$$\text{Inercia_T}_i := \frac{(L_{C_i})^3 \cdot B_{C_i}}{12} - \frac{(L_{C_i} - 2e_{C_i})^3 \cdot (B_{C_i} - 2e_{C_i})}{12}$$

$$\text{Inercia_T}_j := \frac{(L_{C_j})^3 \cdot B_{C_j}}{12}$$

$$\text{Inercia_T} = \begin{pmatrix} 1.5 \\ 1.5 \\ 1.5 \\ 1.9 \\ 2.4 \\ 3.8 \\ 5.9 \\ 5.9 \end{pmatrix} \text{ m}^4$$

5.2.1.- Rigidez por flexión en cepa

$$k_{L_i} := \left[\frac{(H_{L_{C_i}})^3}{3 \cdot \text{Inercia_L}_i \cdot E_h} \right]^{-1}$$

$$k_L = \begin{pmatrix} 14311.9 \\ 3369 \\ 1274.9 \\ 721.9 \\ 914.4 \\ 987.7 \\ 1001.7 \\ 1001.7 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$k_{T_i} := \left[\frac{(H_{L_{C_i}})^3}{3 \cdot \text{Inercia_T}_i \cdot E_h} \right]^{-1}$$

$$k_T = \begin{pmatrix} 14311.9 \\ 3369 \\ 1274.9 \\ 772.4 \\ 986.1 \\ 1054.6 \\ 1192.1 \\ 1192.1 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Figura A.37: Memoria de cálculo cepa Caso 1

5.2.2.- Rigidez por giro en cimentación

Según informe geotécnico se tiene la siguiente expresión:

$$\tan(\theta) := \frac{C_e \cdot M \cdot I_{L\theta}}{B^2 \cdot L} \quad C_e = 9.807 \times 10^3 \text{ Pa} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}}$$

Donde:

$$C_e := \frac{1 - \nu}{E_s} \begin{pmatrix} 1 \\ 1.2 \\ 1.2 \\ 1.1 \\ 1.1 \\ 1.1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix}$$

$$I_{L\theta} := 3.43$$

$$\frac{B_{FC}}{L_{FC}} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0.8 \\ 0.9 \\ 0.9 \\ 0.9 \\ 0.9 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix}$$

$$I_{T\theta} := 3.15$$

por lo tanto la rigidez al giro es:

$$K_{L\theta} := \left(\frac{C_e \cdot I_{L\theta} \cdot H_{TC}^2}{B_{FC} \cdot L_{FC}^2} \right)^{-1} \quad K_{L\theta} = \begin{pmatrix} 1229331.2 \\ 523297.6 \\ 288172.1 \\ 180812.3 \\ 124668.8 \\ 91127.9 \\ 69504.3 \\ 69504.3 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$K_{T\theta} := \left(\frac{C_e \cdot I_{L\theta} \cdot H_{TC}^2}{B_{FC}^2 \cdot L_{FC}} \right)^{-1} \quad K_{T\theta} = \begin{pmatrix} 1152867.5 \\ 490748.8 \\ 270247.9 \\ 169565.9 \\ 116914.5 \\ 85459.8 \\ 65181.1 \\ 65181.1 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Figura A.38: Memoria de cálculo cepa Caso 1

Se obtiene entonces la rigidez para cada una de las cepas en forma independiente.

$$K_{L_i} := \frac{K_{L\theta_i} \cdot k_{L_i}}{K_{L\theta_i} + k_{L_i}} \quad K_{T_i} := \frac{K_{T\theta_i} \cdot k_{T_i}}{K_{T\theta_i} + k_{T_i}} \quad f_{L_7} = 0.5 \quad f_{L_8} = 0.5 \quad f_{T_7} = 0.5 \quad f_{T_8} = 0$$

$$f_{L_7} := \frac{K_{L_7}}{K_{L_7} + K_{L_8}} \quad f_{L_8} := \frac{K_{L_8}}{K_{L_7} + K_{L_8}} \quad f_{T_7} := \frac{K_{T_7}}{K_{T_7} + K_{T_8}} \quad f_{T_8} := \frac{K_{T_8}}{K_{T_7} + K_{T_8}}$$

Considerando que las cepas 7 y 8 están unidas por la canaleta, por lo tanto las rigidez equivalente es:

$$K_{Le} := K_{L_7} + K_{L_8} \quad K_{L_7} := K_{Le} \quad K_{L_8} := K_{Le}$$

$$K_{Te} := K_{T_7} + K_{T_8} \quad K_{T_7} := K_{Te} \quad K_{T_8} := K_{Te}$$

$$K_L = \begin{pmatrix} 14147.2 \\ 3347.5 \\ 1269.2 \\ 719 \\ 907.7 \\ 977.1 \\ 1974.9 \\ 1974.9 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad K_T = \begin{pmatrix} 14136.4 \\ 3346 \\ 1268.9 \\ 768.9 \\ 977.8 \\ 1041.7 \\ 2341.4 \\ 2341.4 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Por lo tanto la deformación total es:

$$\Delta c_{L_i} := \frac{F_{S3y_i}}{K_{L_i}} \quad \Delta c_L = \begin{pmatrix} 1.1 \\ 5.5 \\ 17.1 \\ 34.5 \\ 41 \\ 48.8 \\ 57.3 \\ 57.3 \end{pmatrix} \cdot \text{mm} \quad \Delta c_{T_i} := \frac{F_{S3x_i}}{K_{T_i}} \quad \Delta c_T = \begin{pmatrix} 1.3 \\ 6.2 \\ 18.9 \\ 35.2 \\ 40.3 \\ 47.9 \\ 54.8 \\ 54.8 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Deformación total:

$$\Delta_{L_i} := 0.7 \cdot (\Delta c_{L_i} \cdot R) \quad \Delta L_{adm} := \frac{H_{TC}}{500} \quad \Delta_L = \begin{pmatrix} 0.2 \\ 0.9 \\ 2.6 \\ 5.3 \\ 6.3 \\ 7.5 \\ 8.8 \\ 8.8 \end{pmatrix} \cdot \text{cm} \quad \Delta L_{adm} = \begin{pmatrix} 2.1 \\ 3.3 \\ 4.4 \\ 5.6 \\ 6.7 \\ 7.9 \\ 9 \\ 9 \end{pmatrix} \cdot \text{cm}$$

Figura A.39: Memoria de cálculo cepa Caso 1

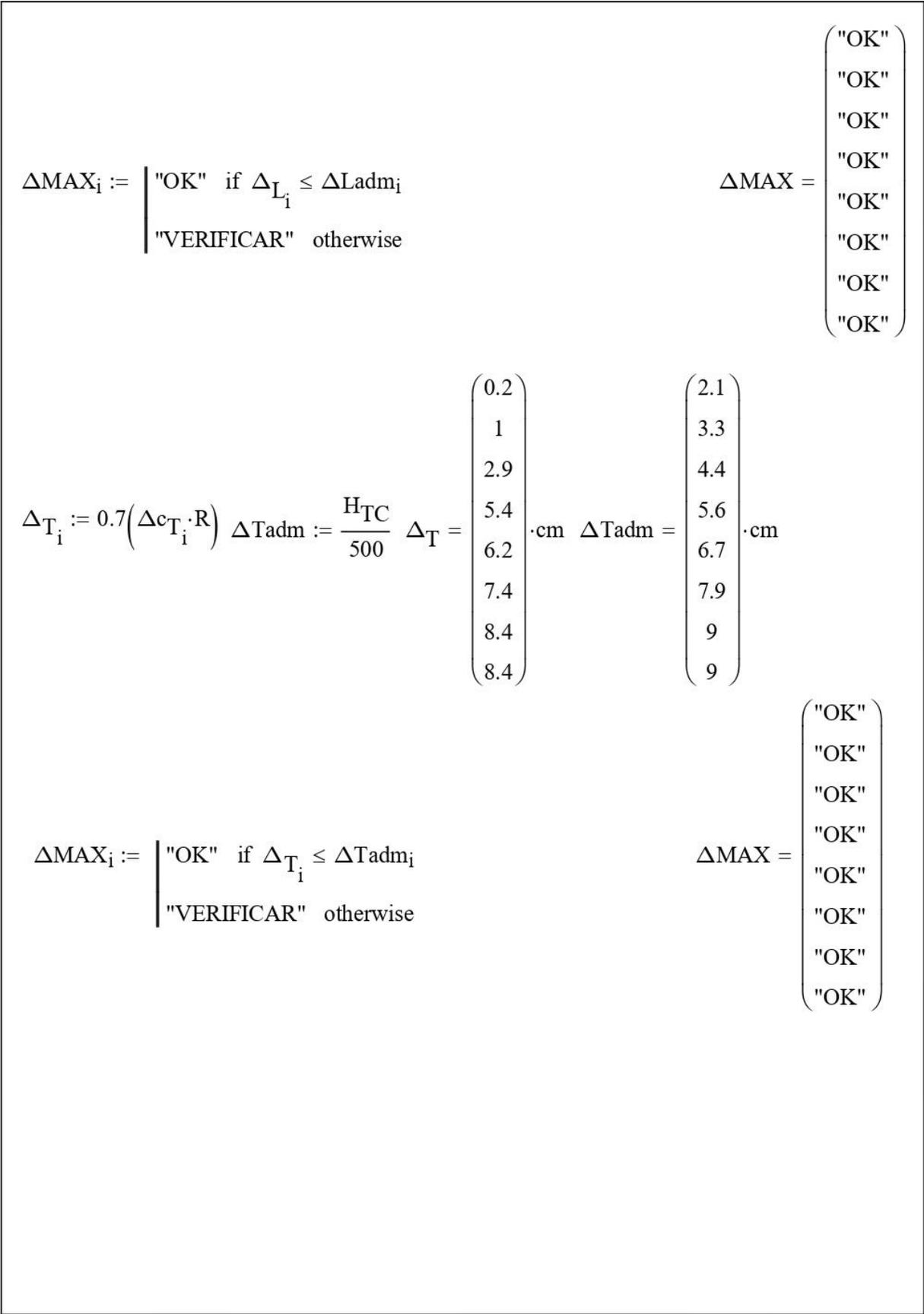


Figura A.40: Memoria de cálculo cepa Caso 1

6.0.- Determinación de Acero de Refuerzo

6.1.- Cepa

6.1.1.- Acero de Refuerzo Longitudinal, Flexo compresión

Momento sísmico a nivel superior de cimentación

$$M_{S3x_i} := 0.7 \cdot \left(H_{LC_i} \cdot V_{sT_i} + \frac{H_{LC_i}}{2} \cdot V_{S3C_i} \right)$$

$$M_{S3y_i} := 0.7 \cdot \left(H_{LC_i} \cdot V_{sL_i} + \frac{H_{LC_i}}{2} \cdot V_{S3C_i} \right)$$

$$M_{S3x_7} := f_{T_7} \cdot M_{S3x_7}$$

$$M_{S3y_7} := f_{L_7} \cdot M_{S3y_7}$$

$$M_{S3x_8} := f_{L_8} \cdot M_{S3x_8}$$

$$M_{S3y_8} := f_{L_8} \cdot M_{S3y_8}$$

Carga Axial Cepa

$$P_{S3c_i} := 0.90 \cdot (P_{sT_i} + P_{S3C_i})$$

Longitudinal

Axial	Momento	Corte
$P_{S3c} = \begin{pmatrix} 154 \\ 180 \\ 207 \\ 242 \\ 552 \\ 792 \\ 1104 \\ 1104 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$	$M_{S3y} = \begin{pmatrix} 106 \\ 179 \\ 257 \\ 345 \\ 594 \\ 858 \\ 495 \\ 495 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$	$F_{S3y_i} = \begin{pmatrix} 16 \\ 19 \\ 22 \\ 25 \\ 37 \\ 48 \\ 113 \\ 113 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$

Transversal

$P_{S3c} = \begin{pmatrix} 154 \\ 180 \\ 207 \\ 242 \\ 552 \\ 792 \\ 1104 \\ 1104 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$	$M_{S3x} = \begin{pmatrix} 127 \\ 212 \\ 302 \\ 404 \\ 665 \\ 942 \\ 661 \\ 661 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$	$F_{S3x_i} = \begin{pmatrix} 18 \\ 21 \\ 24 \\ 27 \\ 39 \\ 50 \\ 128 \\ 128 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$
--	---	--

Figura A.41: Memoria de cálculo cepa Caso 1

Se determina diagramas de interacción ϕP_u v/s ϕM_u donde se chequean armaduras longitudinales utilizando un modelo simplificado considerando la siguiente distribución de armadura.

Considerar DMV $\phi 12a100$ Considerar 4 $\phi 14$ en encuentros de muros

6.1.2.- Determinación de Acero de Refuerzo Transversal - Corte en Cepas

$$\begin{aligned}
 V_{u_i, r} &:= 1.45 \cdot \frac{V_{sL_i} + V_{\xi}}{2} & V_{u_i, \tau} &:= 1.45 \cdot \frac{V_{sT_i} + V_{S3C}}{2} & l_{w_i, L} &:= B_{C_i} & l_{w_i, T} &:= L_{C_i} \\
 N_{u_i, L} &:= 1.45 \cdot \frac{P_{S3c_i}}{2} & N_{u_i, T} &:= 1.45 \cdot \frac{P_{S3c_i}}{2} \\
 M_{u_i, L} &:= 1.45 \cdot \frac{M_{S3y_i}}{2} & M_{u_i, T} &:= 1.45 \cdot \frac{M_{S3x_i}}{2} & \phi &:= 0.75 \\
 d_{i, L} &:= 0.8 \cdot B_{C_i} & d_{i, T} &:= 0.8 \cdot B_{C_i}
 \end{aligned}$$

$$V_{nmax_{i, k}} := 0.83 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot e_{C_i} \cdot d_{i, k} \cdot \text{MPa} \quad V_{nmax_{i, L}} = \begin{pmatrix} 211.2 \\ 211.2 \\ 211.2 \\ 220.4 \\ 238.7 \\ 275.4 \\ 303 \\ 303 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf} \quad V_{nmax_{i, T}} = \begin{pmatrix} 211.2 \\ 211.2 \\ 211.2 \\ 220.4 \\ 238.7 \\ 275.4 \\ 303 \\ 303 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$$

$$V_{c1_{i, k}} := 0.27 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot e_{C_i} \cdot d_{i, k} \cdot \text{MPa} + \frac{N_{u_{i, k}} \cdot d_{i, k}}{4 \cdot l_{w_{i, k}}}$$

$$V_{c2_{i, k}} := \left[0.05 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} + \frac{\left(0.1 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} + 0.2 \cdot \frac{N_{u_{i, k}}}{l_{w_{i, k}} \cdot e_{C_i}} \right) \cdot l_{w_{i, k}}}{\frac{M_{u_{i, k}}}{V_{u_{i, k}}} - \frac{l_{w_{i, k}}}{2}} \right] \cdot e_{C_i} \cdot d_{i, k}$$

Figura A.42: Memoria de cálculo cepa Caso 1

$$V_{c_i,k} := \begin{cases} V_{c1_i,k} & \text{if } \frac{M_{u_i,k}}{V_{u_i,k}} - \frac{l_{w_i,k}}{2} < 0 \\ \min(V_{c1_i,k}, V_{c2_i,k}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad V_{c_i,L} = \begin{pmatrix} 33 \\ 25.5 \\ 22.5 \\ 22.3 \\ 30.9 \\ 40.3 \\ 96 \\ 96 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf} \quad V_{c_i,T} = \begin{pmatrix} 32.8 \\ 25.3 \\ 22.3 \\ 22.3 \\ 30.6 \\ 39.7 \\ 88.5 \\ 88.5 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$$

$$\text{Valor_Vs}_{i,k} := \begin{cases} "11.10.9" & \text{if } V_{u_i,k} < 0.5 \cdot \phi \cdot V_{c1_i,k} \\ "Capitulo 14" & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Valor_Vs} = \begin{pmatrix} "11.10.9" & "11.10.9" \\ "11.10.9" & "11.10.9" \\ "11.10.9" & "11.10.9" \\ "11.10.9" & "11.10.9" \\ "11.10.9" & "11.10.9" \\ "11.10.9" & "11.10.9" \\ "11.10.9" & "11.10.9" \\ "11.10.9" & "11.10.9" \end{pmatrix}$$

Se determina la armadura al corte en muros considerando Punto 11.10.9 ACT3 18 2005

$$V_{s_i,k} := \frac{V_{u_i,k}}{\phi} - V_{c_i,k}$$

**Muro
Longitudinal**

**Muro
Transversal**

$$A_{v_i,k} := \begin{cases} \frac{V_{s_i,k}}{f_y \cdot d_{i,k}} & \text{if } \frac{V_{s_i,k}}{f_y \cdot d_{i,k}} > 0 \wedge \frac{V_{s_i,k}}{f_y \cdot d_{i,k}} > 0.1 \\ 0.0025 \cdot e_{C_i} & \text{otherwise} \end{cases} \quad A_{v_i,L} = \begin{pmatrix} 6.3 \\ 6.3 \\ 6.3 \\ 6.3 \\ 6.3 \\ 6.3 \\ 6.3 \\ 6.3 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad A_{v_i,T} = \begin{pmatrix} 6.3 \\ 6.3 \\ 6.3 \\ 6.3 \\ 6.3 \\ 6.3 \\ 6.3 \\ 6.3 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Considerar DMH $\phi 12 @ 200$

Figura A.43: Memoria de cálculo cepa Caso 1

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

Proyecto : Puente N°1 y 2. Guía de diseño hormigón armado

Materia : Diseño de juntas de dilatación. Puente N°1 y 2. Planilla D1

Fecha : Marzo de 2020.

1.- Dimensiones

Coefficiente dilatación hormigón $\alpha := 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{1}{^{\circ}\text{C}}$

Largo canoa $L := 20\text{m}$

Máximo gradiente de T° $\Delta T := 30 \cdot ^{\circ}\text{C}$

Dilatación por humedad $E_f := 0.2 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$

Sellante (Sikaflex 1A) $\Delta L_s := 25\%$

2.- Cálculo junta de dilatación

Cambio de longitud $\Delta l := (\alpha \cdot \Delta T + E_f) \cdot L$ $\Delta l = 11.2 \cdot \text{mm}$

Ancho mínimo $b_{\text{min}} := \frac{\Delta l}{\Delta L_s}$ $b_{\text{min}} = 44.8 \cdot \text{mm}$

Profundidad mínima $a_{\text{min}} := 7\text{mm}$

Figura A.44: Memoria de cálculo junta de dilatación Caso 1 y 2.

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

Proyecto : Puente N° 1 y 2. Guía de diseño hormigón armado

Materia : Diseño placas de apoyo. Puente N° 1 y 2. Planilla D2

Fecha : Marzo de 2020.

1.- Dimensiones y características placa de apoyo Puente 1 y 2

$i := 1 .. 2$

Módulo de corte	$G := 9.7 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
Factor de corrección	$\beta := 1$	
Largo placa	$L_1 := 60\text{cm}$	$L_2 := 50\text{cm}$
Ancho placa	$W_1 := 70\text{cm}$	$W_2 := 50\text{cm}$
Espesor capa intermedia placa	$t_1 := 1.5\text{cm}$	$t_2 := 1.5\text{cm}$
Espesor placa	$T_i := t_i + 1\text{cm}$	
Factor de forma	$S_i := \frac{(L_i) \cdot W_i}{2 \cdot t_i \cdot (L_i + W_i)}$	$S^T = (10.8 \quad 8.3)$
Área placa	$A_i := L_i \cdot W_i$	$A^T = (0.4 \quad 0.3) \text{m}^2$
Inercia longitudinal	$I_{L_i} := \frac{L_i \cdot (W_i)^3}{12}$	
Inercia transversal	$I_{t_i} := \frac{W_i \cdot (L_i)^3}{12}$	
Módulo de elasticidad	$E := 24.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
Coefficiente de corte eje σ (curva tensión-deformación)	$n := -24.15 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	

Figura A.45: Memoria de cálculo Placas de apoyo

2.1-Solicitaciones Puente 1 y 2	$k_h := 0.15$	
Descarga de superestructura, carga muerta	$R_{D_1} := 95\text{tonf}$	$R_{D_2} := \frac{225\text{tonf}}{2}$
Descarga de superestructura carga muerta y viva	$R_{DyL_1} := 124\text{tonf}$	$R_{DyL_2} := \frac{275\text{tonf}}{2}$
Descarga de superestructura sin relave	$R_{DsR_1} := 103\text{tonf}$	$R_{DsR_2} := \frac{241\text{tonf}}{2}$
Sismo longitudinal	$V_{l_1} := R_{DsR_1} \cdot k_h$	$V_{l_2} := \frac{R_{DsR_2} \cdot k_h}{2}$
Simo transversal	$V_{t_1} := R_{DyL_1} \cdot k_h$	$V_{t_2} := \frac{R_{DsR_2} \cdot k_h}{2}$
3.- Verificaciones		
i) Tensión admisible a compresión		
Tensión de compresión	$\sigma_{c_i} := \frac{R_{DyL_1}}{L_i \cdot W_i}$	$\sigma_c = \left(\frac{29.5}{55} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Verificación	$v_{i_1} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } \sigma_{c_i} \leq \frac{G \cdot S_i}{\beta} \\ \text{"Verificar"} & \text{otherwise} \end{cases}$	$v_i = \begin{pmatrix} \text{"Ok"} \\ \text{"Ok"} \end{pmatrix}$
ii) Deformación a compresión.		
La deformación por compresión se obtiene de datos entregados por el proveedor de placas.		
Deformación por compresión	$\epsilon_{c_i} := \frac{(\sigma_{c_i} - n)}{E \cdot 100}$	$\epsilon_c = \begin{pmatrix} 0.02 \\ 0.03 \end{pmatrix}$
Verificación	$v_{ii_1} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } \epsilon_{c_i} \leq 0.07 \\ \text{"Verificar"} & \text{otherwise} \end{cases}$	$v_{ii} = \begin{pmatrix} \text{"Ok"} \\ \text{"Ok"} \end{pmatrix}$

Figura A.46: Memoria de cálculo Placas de apoyo

iii) Deformación por corte		
Deformación por corte longitudinal	$\Delta_{vl_i} := \frac{V_{l_i} \cdot T_i}{G \cdot A_i}$	$\Delta_{vl} = \begin{pmatrix} 9.5 \\ 9.3 \end{pmatrix} \text{mm}$
Verificación	$v_{iii_i} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } \Delta_{vl_i} \leq 0.5 \cdot T_i \\ \text{"Verificar"} & \text{otherwise} \end{cases}$	$v_{iii} = \begin{pmatrix} \text{"Ok"} \\ \text{"Ok"} \end{pmatrix}$
Deformación por corte transversal		
Deformación por corte transversal	$\Delta_{vt_i} := \frac{V_{t_i} \cdot T_i}{G \cdot A_i}$	$\Delta_{vt} = \begin{pmatrix} 11.4 \\ 9.3 \end{pmatrix} \text{mm}$
Verificación	$v_{iii_i} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } \Delta_{vt_i} \leq 0.5 \cdot T_i \\ \text{"Verificar"} & \text{otherwise} \end{cases}$	$v_{iii} = \begin{pmatrix} \text{"Ok"} \\ \text{"Ok"} \end{pmatrix}$
iv) Estabilidad de la placa		
Verificación	$v_{iv_i} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } \min\left(\frac{L}{5}, \frac{W}{5}\right) \\ \text{"Verificar"} & \text{otherwise} \end{cases}$	$v_{iv} = \begin{pmatrix} \text{"Ok"} \\ \text{"Ok"} \end{pmatrix}$

Figura A.47: Memoria de cálculo Placas de apoyo

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

Proyecto : Puente N°1 . Guía de diseño hormigón armado

Materia : Diseño de barras de anclaje antisísmico. Puente N°1 . Planilla D3

Fecha : Marzo de 2020.

1.- Cargas

Peso superestructura Puente 1 $R_{DyL} := 107.9\text{tonf}$

Coefficiente sísmico vertical $k_v := 0.05$

Carga sísmica vertical $V_{sv} := R_{DyL} \cdot k_v$ $V_{sv} = 5.4\text{tonf}$

2.- Cálculo

Tensión última barra de anclaje $f_u := 2800 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Tensión admisible $f_a := 0.55 \cdot f_u \cdot 1.33$ $f_a = 2048.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Diámetro $d := 22\text{mm}$

Área barras $A := \frac{\pi \cdot d^2}{4}$ $A = 3.8\text{cm}^2$

Cantidad de barras $n := \frac{V_{sv}}{A \cdot f_a}$ $n = 0.7$

Usar 1 ϕ 22

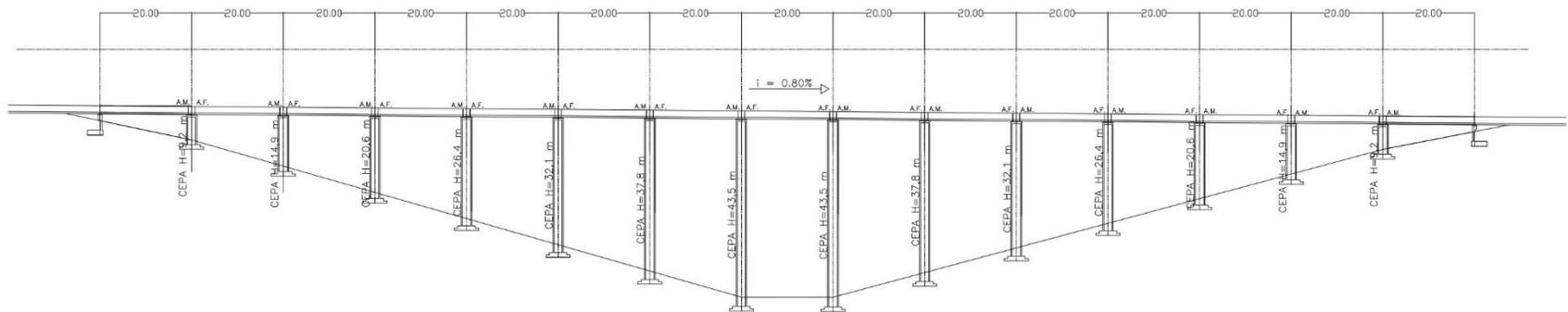
Figura A.48: Memoria de cálculo barras de anclaje antisísmico

Apéndice B

Planos

Los planos de estructuras que se presentan son los siguientes:

1. Figura A.49: Plano de elevación Puente
2. Figura A.50: Plano Forma Canoa Caso 1 y 2
3. Figura A.51: Plano Armadura Canoa Caso 1
4. Figura A.52: Armadura Losa pasillo peatonal Caso 1.
5. Figura A.53: Plano armadura canoa Caso 2
6. Figura A.54: Plano de forma Viga Acartelada Caso 2
7. Figura A.55: Plano detalle acceso Puente 2.
8. Figura A.56: Plano corte cepa Caso 1 y 2.



ELEVACIÓN PUENTE
ESCALA 1:1500



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

PLA-M00100-DD20-0001

CAMILA ZAMORANO VALENZUELA

ELEVACIÓN PUENTE

REVISIÓN 1 15/01/2020

REVISIÓN 0 15/01/2020

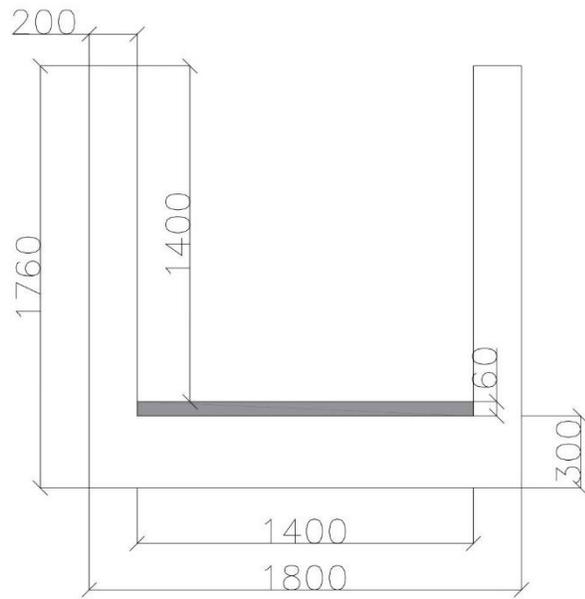
REVISÓ FERNANDO MOYAND

REVISÓ FERNANDO MOYAND

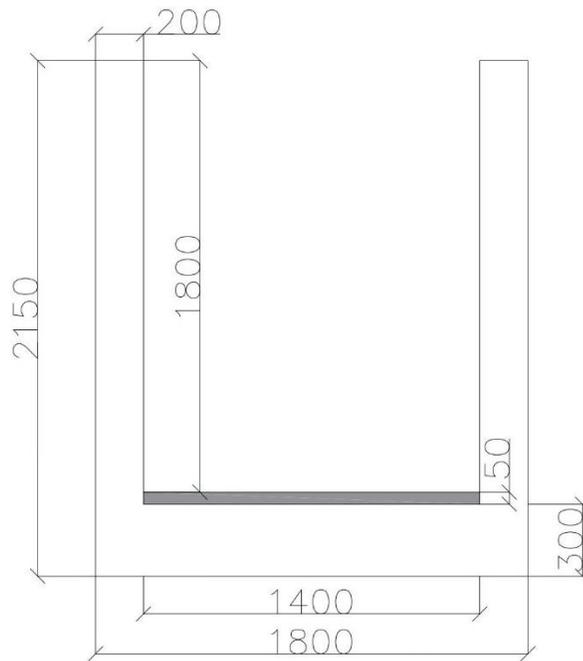


ESCALA 1:1500

Figura A.49: Plano de elevación Puente



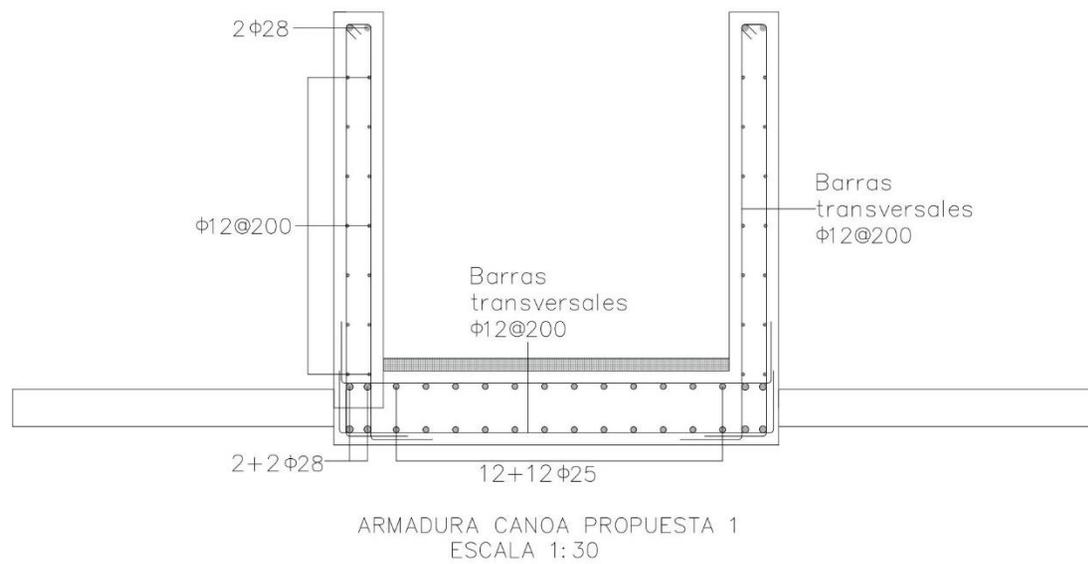
FORMA CANOA PROPUESTA 1
ESCALA 1:30



FORMA CANOA PROPUESTA 2
ESCALA 1:30

 UNIVERSIDAD DE CHILE FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS MATEMÁTICAS DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL	PLA-M00100-DD20-0002	FORMA CANOA 1 Y 2		
	CAMILA ZAMORANO VALENZUELA	REVISIÓN A 15/01/2020 REVISÓ FERNANDO MOYANO REVISIÓN D 15/01/2020 REVISÓ FERNANDO MOYANO	REVISÓ FERNANDO MOYANO REVISÓ FERNANDO MOYANO	

Figura A.50: Plano Forma Canoa Caso 1 y 2



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

PLA-M00100-DD20-0003

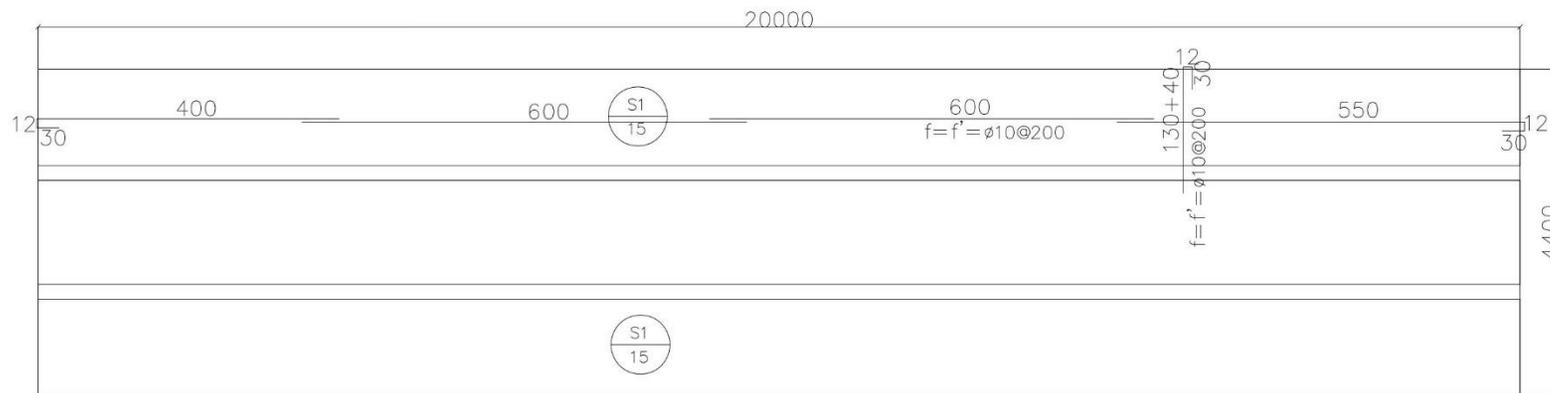
CAMILA ZAMORANO VALENZUELA

ARMADURA CANOA P1

REVISIÓN A	15/01/2020	REVISÓ FERNANDO MOYANO
REVISIÓN 0	15/01/2020	REVISÓ FERNANDO MOYANO



Figura A.51: Plano Armadura Canoa Caso 1



UNIVERSIDAD DE CHILE
 FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS MATEMÁTICAS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

PLA-M00100-DD20-0004

CAMILA ZAMORANO VALENZUELA

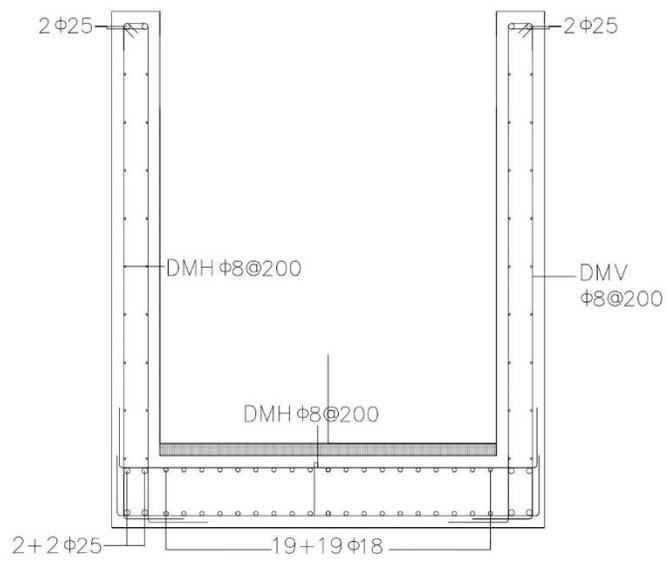
LOSA PASILLO PEATONAL P1

REVISIÓN A	15/01/2020	REVISÓ FERNANDO MOYANO
REVISIÓN 0	15/01/2020	REVISÓ FERNANDO MOYANO



ESCALA 1:100

Figura A.52: Armadura Losa pasillo peatonal Caso 1.



ARMADURA CANOA PUENTE 2
ESCALA 1:30

 UNIVERSIDAD DE CHILE FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS MATEMÁTICAS DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL	PLA-M00100-DD20-0005	ARMADURA CANOA PUENTE 2	
	CAMILA ZAMORANO VALENZUELA	REVISIÓN A 15/01/2020 REVISÓ FERNANDO MOYANO REVISIÓN 0 15/01/2020 REVISÓ FERNANDO MOYANO	

Figura A.53: Plano armadura canoa Caso 2

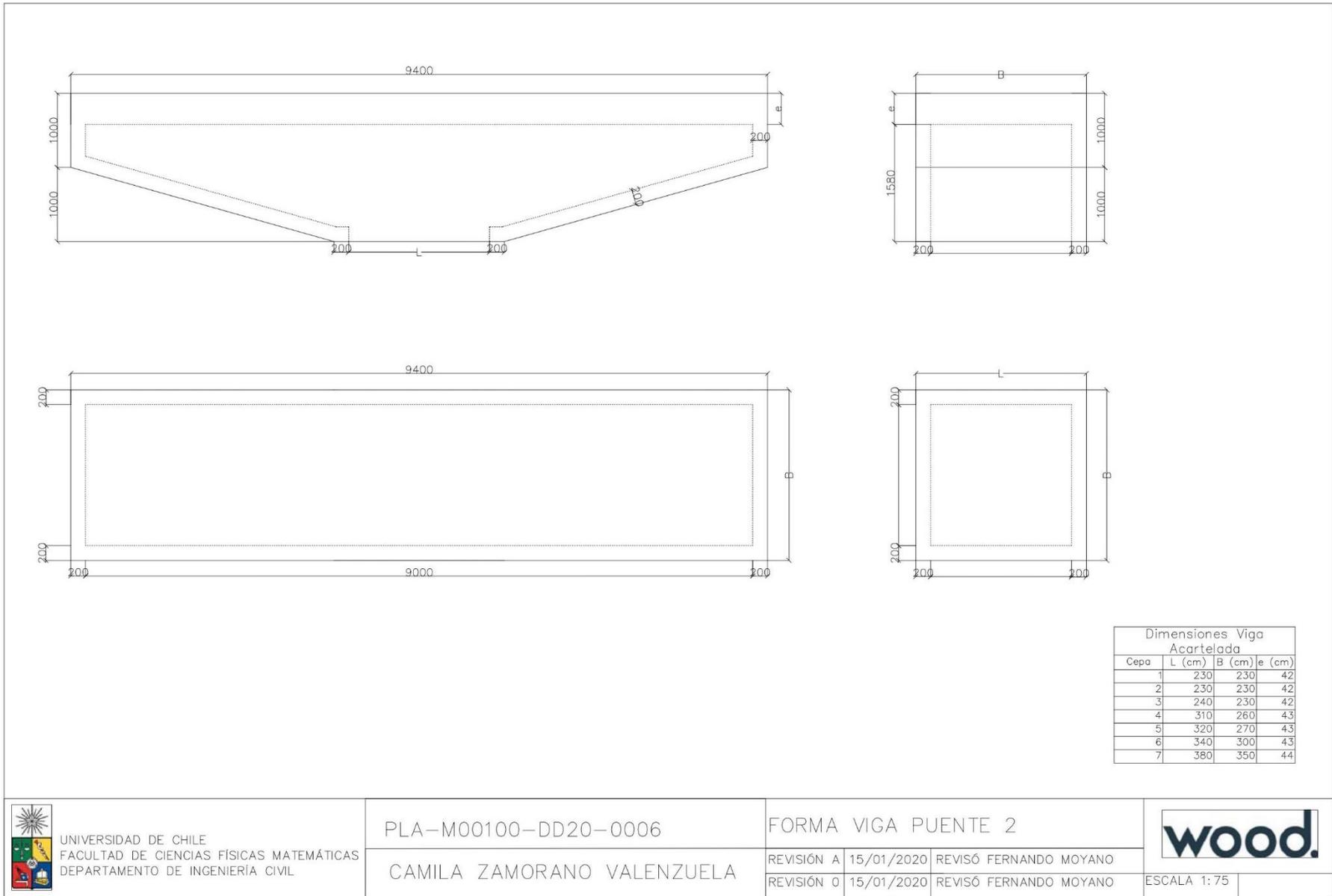


Figura A.54: Plano de forma Viga Acartelada Caso 2

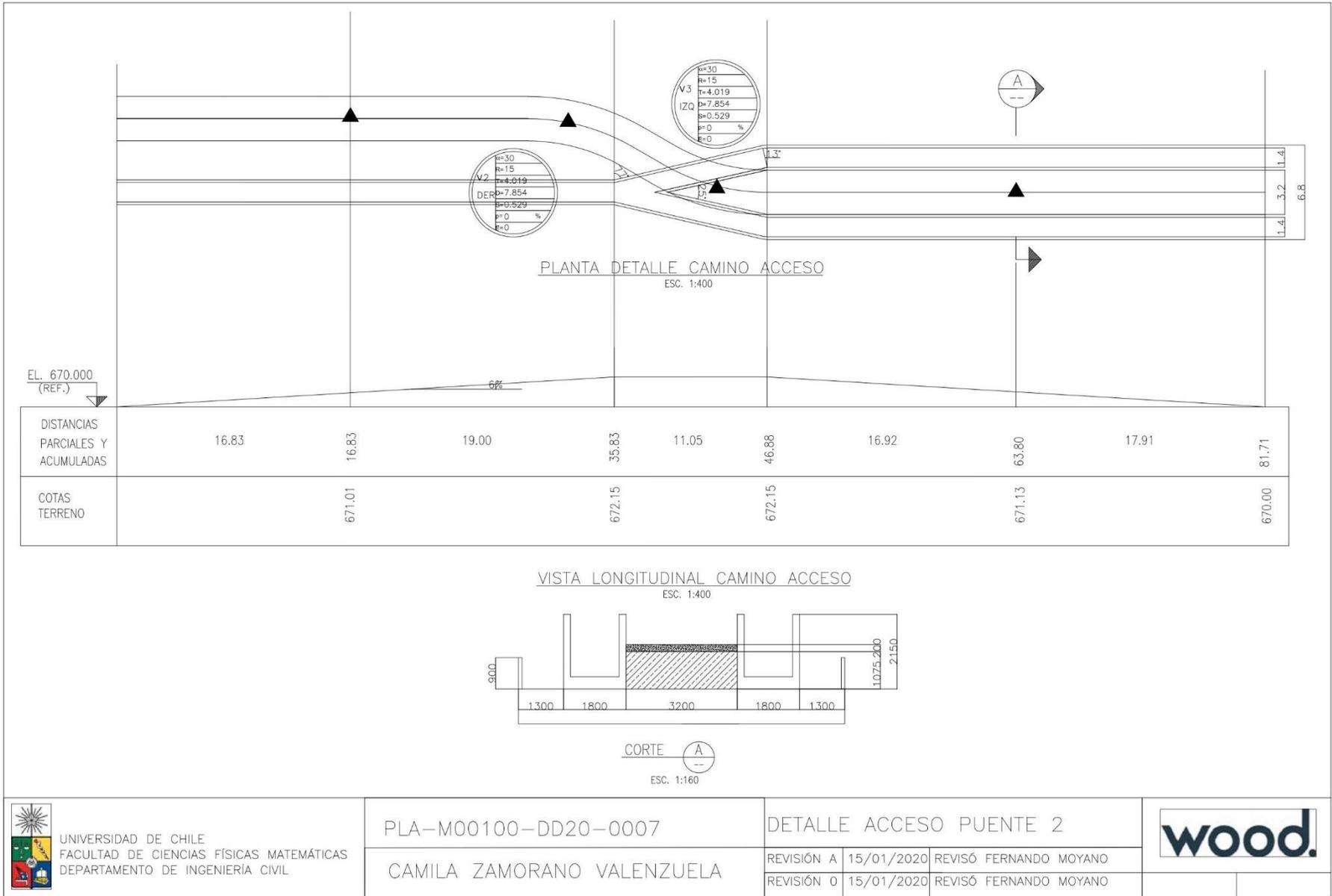


Figura A.55: Plano detalle acceso Puente 2.

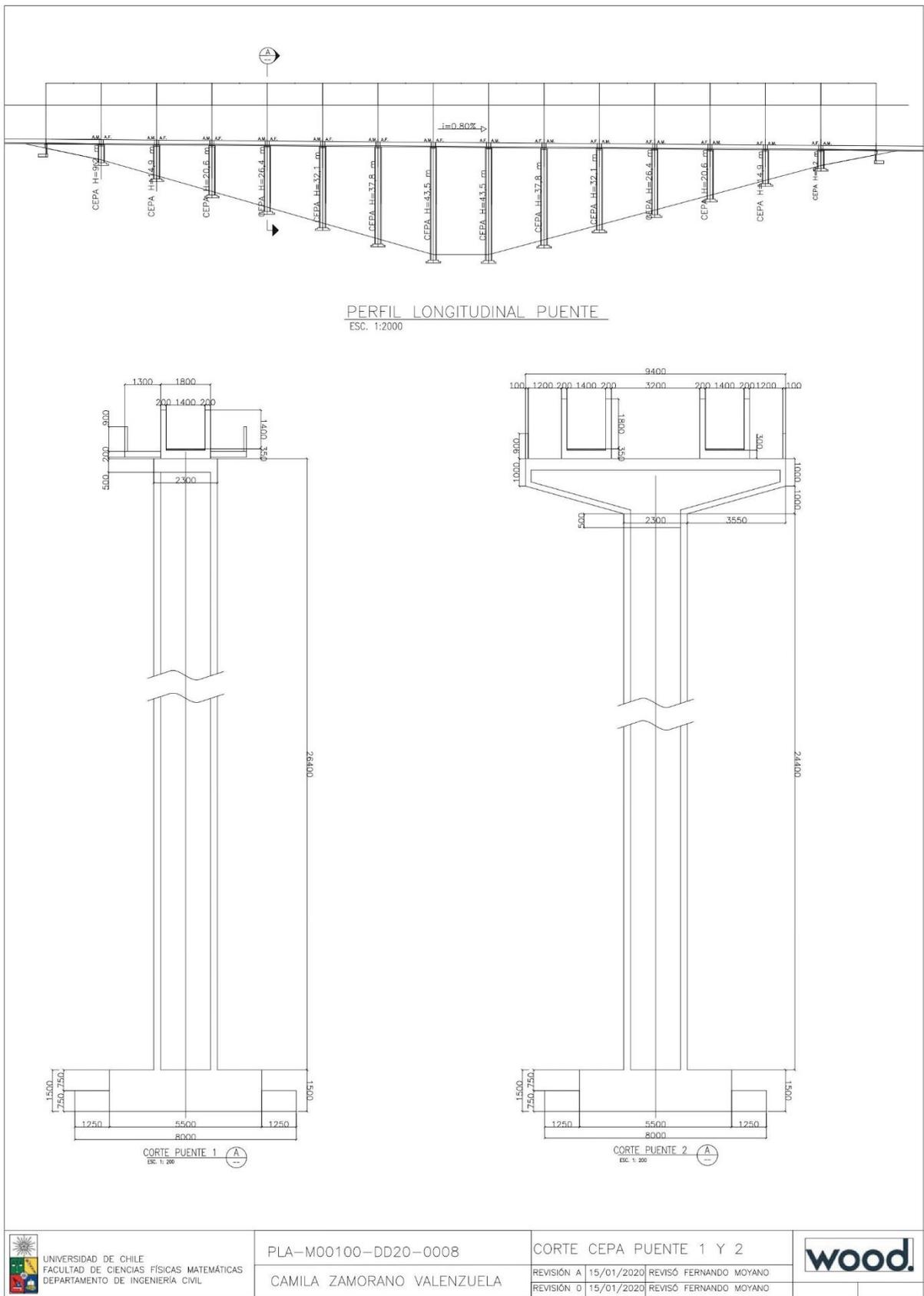


Figura A.56: Plano corte cepa Caso 1 y 2.

Anexo 1

Zonificación sísmica

Esta sección muestra la clasificación sísmica de nuestro país. La información se muestra de la Tabla A. a la Tabla A.8. La información se complementa con la información de la Figura A. hasta la Figura A..

Tabla A.5: Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta y Quinta

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
4a.	Andacollo Combarbalá Coquimbo Illapel La Higuera La Serena Los Vilos Mincha Monte Patria Ovalle Paiguano Río Hurtado Salamanca Vicuña		
5a.	Algarrobo Cabildo Calera Cartagena Casablanca Catemu Concón El Quisco El Tabo Hijuelas La Cruz La Ligua Limache Llayllay Nogales Olmué Panquehue Papudo Puchuncavi Putaendo Quillota Quilpué Quintero Rinconada San Antonio San Felipe Santa María Santo Domingo Valparaiso Villa Alemana Viña del Mar Zapallar	Calle Larga Los Andes San Esteban	

Tabla A.6: Zonificación sísmica por comunas para Región Metropolitana

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
Metropolitana	Alhué Curacavi El Monte Lampa María Pinto Melipilla San Pedro Tiltil	Buin Calera de Tango Cerrillos Cerro Navia Colina Conchalí El Bosque Estación Central Huechuraba Independencia Isla de Maipo La Cisterna La Florida La Granja La Pintana La Reina Las Condes Lo Barnechea Lo Espejo Lo Prado Macul Maipú Ñuñoa Paine Pedro Aguirre Cerda Peñaflor Pirque Providencia Pudahuel Puente Alto Quilicura Quinta Normal Recoleta Renca San Bernardo San Joaquín San José de Maipo Santiago Talagante Vitacura	

Tabla A.7: Zonificación sísmica por comunas para Región Sexta y Séptima

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
6a.	La Estrella Las Cabras Litueche Lolol Marchigue Navidad Palmilla Peralillo Paredones Peumo Pichidegua Pichilemu Pumanque Santa Cruz	Chépica Chimbarongo Codegua Coinco Coltauco Doñihue Graneros Machalí Malloa Mostazal Nancagua Olivar Placilla Quinta de Tilcoco Rancagua Requínoa San Fernando San Vicente de Tagua Tagua	
7a.	Cauquenes Chanco Constitución Curepto Empedrado Hualcañé Licantén Maule Pelluhue Pencahue San Javier Talca Vichuquén	Colbún Curicó Linares Longaví Molina Parral Pelarco Rauco Retiro Río Claro Romerol Sagrada Familia San Clemente Teno Villa Alegre Yerbas Buenas	

Tabla A.8: Zonificación sísmica por comunas para Región Octava

Región	Zona 1	Zona 2	Zona 3
8a.	Arauco Bulnes Cabrero Cañete Chillán Cobquecura Coelemu Concepción Contulmo Coronel Curanilahue Florida Hualqui Laja Lebu Los Alamos Lota Nacimiento Negrete Ninhue Penco Portezuelo Quillón Quirihue San Carlos San Nicolás San Rosendo Santa Juana Talcahuano Tirúa Tomé Traguaco Yumbel	Antuco Coihueco El Carmen Los Ángeles Mulchén Ñiquén Pemuco Pinto Quilaco Quileco San Fabian San Ignacio Santa Bárbara Tucapel Yungay	
9a.	Angol Carahue Galvarino Los Sauces Lumaco Nueva Imperial Purén Renaico Saavedra Teodoro Schmidt Toltén Traiguén	Collipulli Cunco Curacautin Ercilla Freire Gorbea Lautaro Loncoche Perquenco Pitrufuquén Temuco Victoria Vilcún Villarica	Curarrehue Lonquimay Melipeuco Pucón

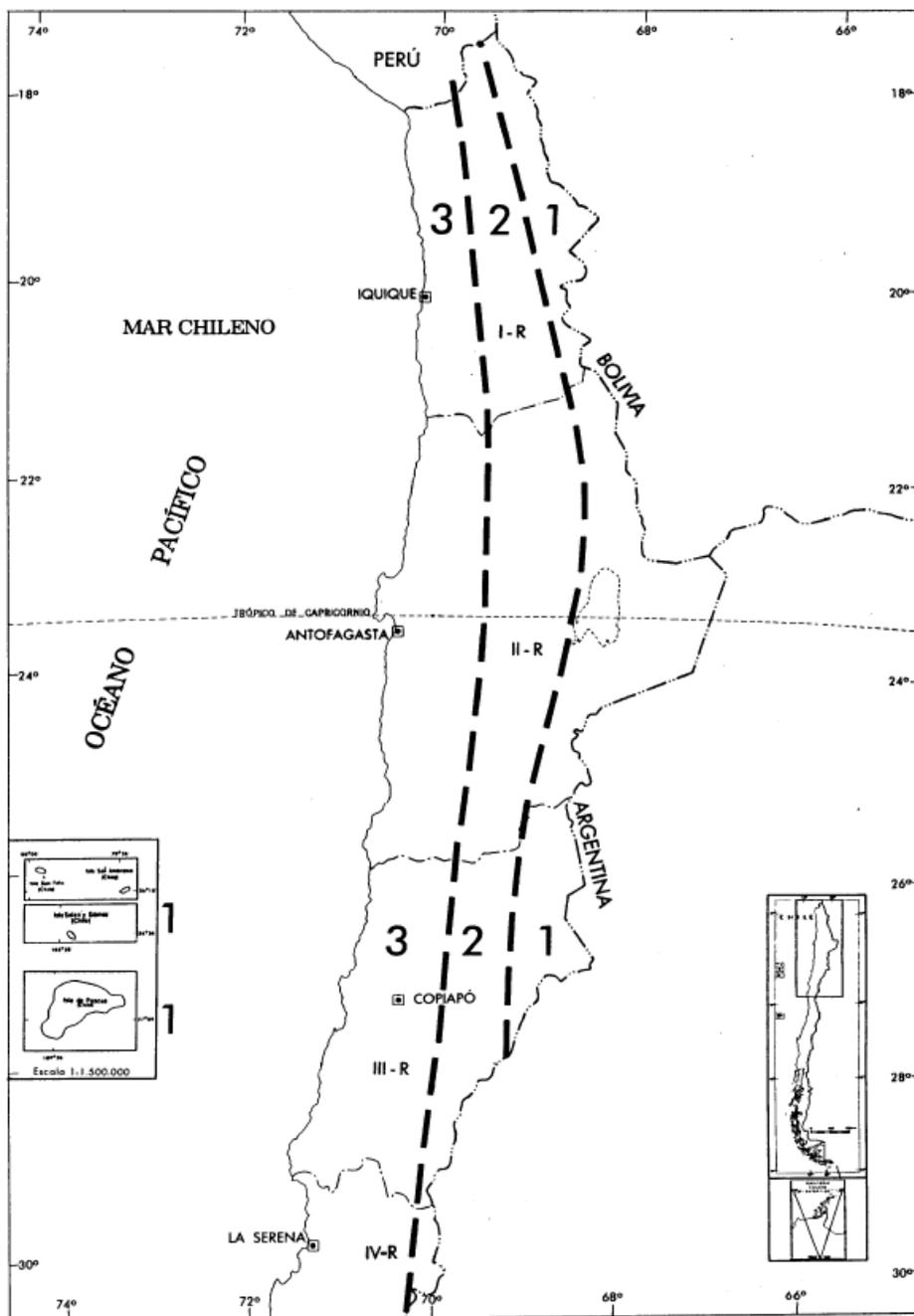


Figura A.57: Zonificación sísmica de las Regiones I, II y III

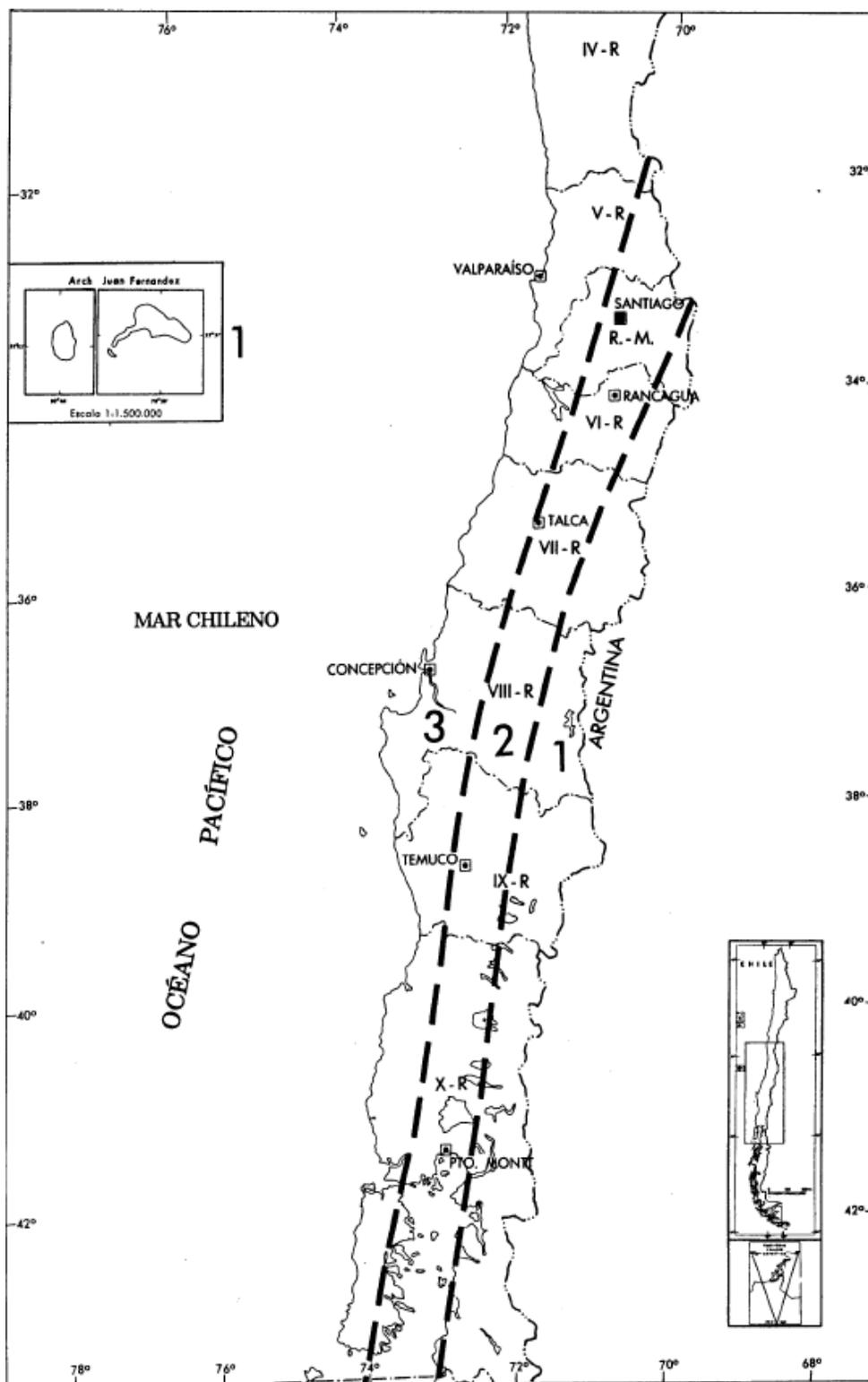


Figura A.58: Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X y RM

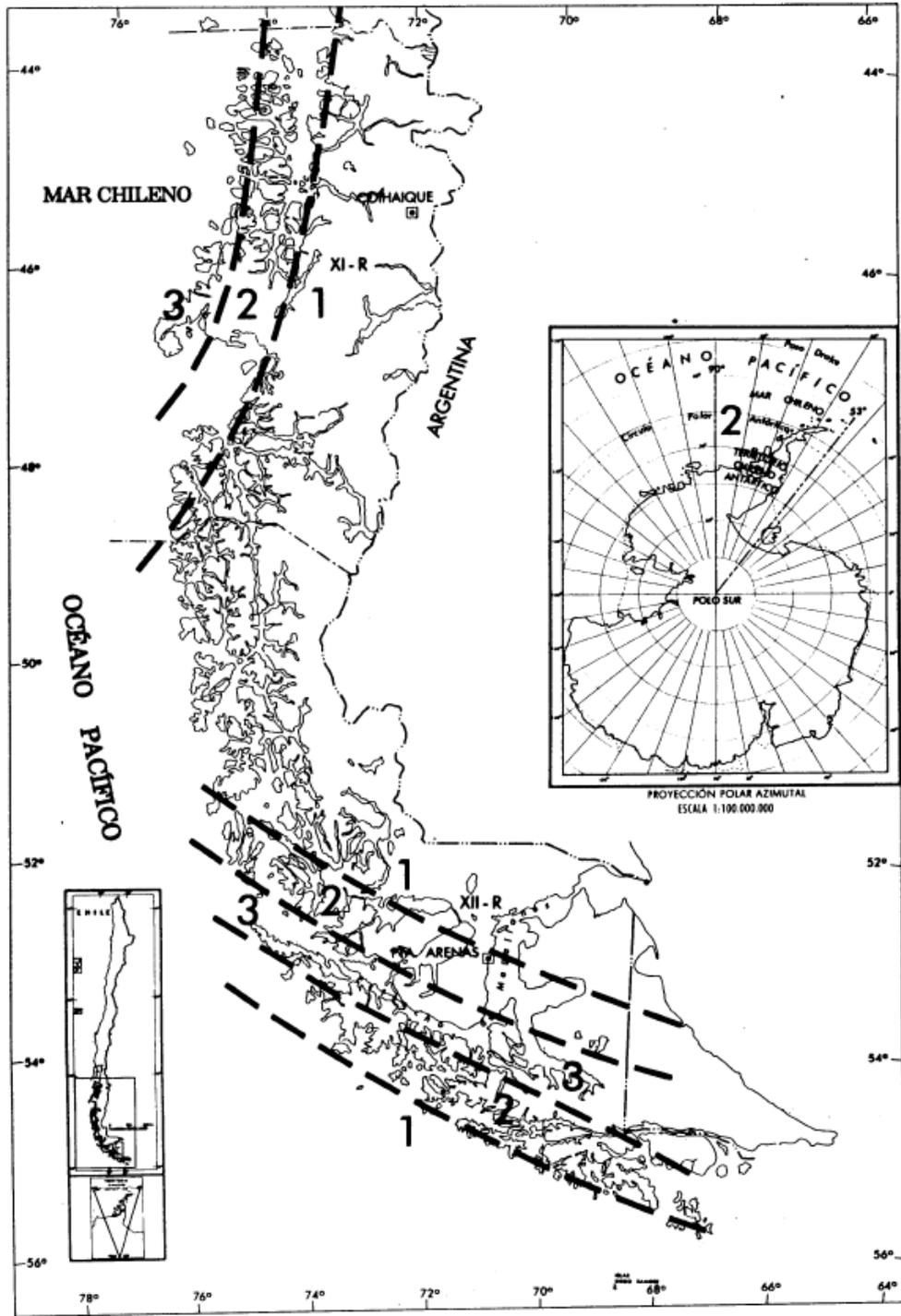


Figura A.59: Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII

Anexo 2

Movimiento líquidos en estanque

La norma ACI350.3-06 se cita a continuación en virtud de lograr un diseño menos conservador cuando se trata de analizar el sismo transversal. En la práctica, se considera que toda la masa de fluido se mueve solidaria a la estructura, por lo que su aporte en el sismo es un 100%. La norma mencionada, determina que porcentaje de la masa se mueve con la estructura y cual no.

Además, esta norma determina la altura de la ola, que puede servir como criterio adicional para determinar la revancha de la canoa.

El estanque tipo y sus dimensiones se muestra en la Figura A.60.

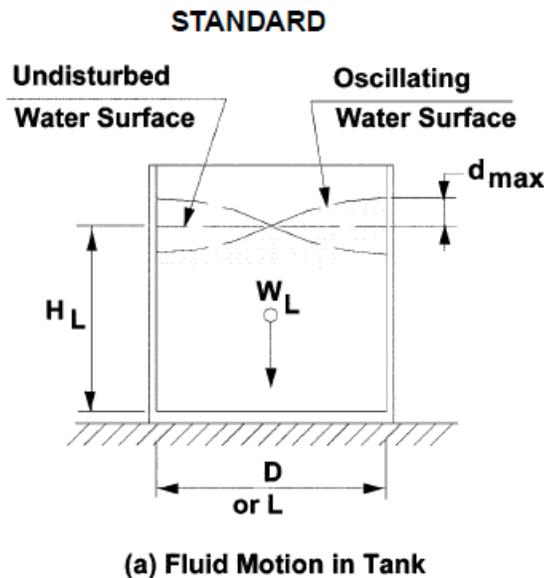


Figura A.60: Estanque rectangular y dimensiones

La masa impulsiva corresponde a la masa que se mueve con la estructura y la masa convectiva a la que lo hace en dirección contraria. Estas dependen de las dimensiones transversales del estanque. El grafico de la Figura A.61 muestra cómo se relacionan.

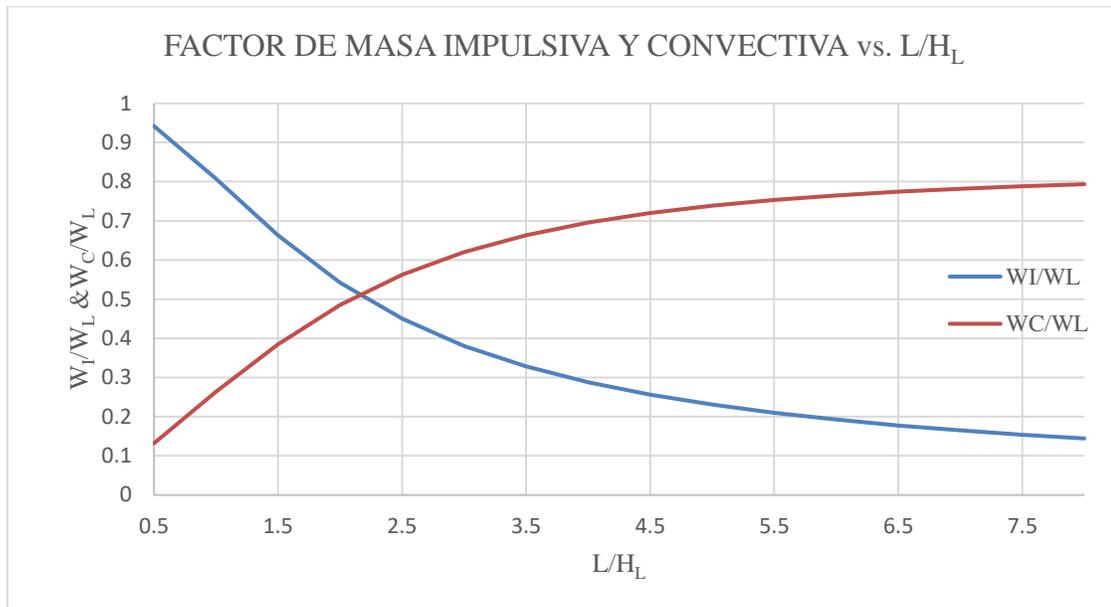


Figura A.61: Gráfico Factor de masa impulsiva y convectiva en función de dimensiones del estanque

Para precisar mejor los factores se tienen las siguientes relaciones.

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh \left[0,866 \left(\frac{L}{H_L} \right) \right]}{0,866 \left(\frac{L}{H_L} \right)}$$

Ecuación A.1: Factor masa impulsiva

$$\frac{W_c}{W_L} = 0,264 \left(\frac{L}{H_L} \right) \tanh \left[3,16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]$$

Ecuación A.2: Factor masa convectiva

Donde:

- W_i : masa impulsiva
- W_c : masa convectiva
- W_L : masa total líquido
- L : ancho estanque
- H_L : altura líquido en reposo

Por otro lado, la elevación máxima de la onda en el estanque para estanques rectangulares queda determinada por la siguiente expresión:

$$d_{max} = \frac{L}{2} C_c I$$

Ecuación A.3: Elevación máxima de onda en estanque rectangular

Donde:

- C_c : coeficiente de respuesta sísmica

I : factor de importancia, Tabla A.9.

Tabla A.9: Factor de importancia I para estanques

		Factor I
III	Estanques que contienen materiales peligrosos	1,5
II	Estanques que deben permanecer en servicio después de un terremoto	1,25
I	Estanques no mencionados en la categoría III y II	1,0

Si $T_c \leq 1,6/T_s$ segundos

$$C_c = \frac{1,5S_{D1}}{T_c} \leq 1,5S_{DS}$$

Ecuación A.4: Coeficiente de respuesta sísmica

Si $T_c > 1,6T_s$ segundos

$$C_c = \frac{2,4S_{DS}}{T_c^2}$$

Ecuación A.5: Coeficiente de respuesta sísmica

Donde:

T_c : periodo natural de primer modo

T_s : S_{D1}/S_{DS}

S_{D1} : Aceleración espectral de respuesta, con un 5% de amortiguamiento, en un periodo de 1 segundo expresada como una fracción de g (aceleración de la gravedad)

S_{DS} : Aceleración espectral de respuesta, con un 5% de amortiguamiento, para periodos cortos, expresada como una fracción de g (aceleración de la gravedad)

Anexo 3

Carga de viento

A continuación, se cita el procedimiento descrito en la norma NCh432-2010 Diseño estructural - Cargas de viento.

En la norma se muestran 3 métodos.

- 1) Procedimiento simplificado
- 2) Procedimiento analítico
- 3) Túnel de viento

La carga de viento en los puentes de hormigón se obtiene con el Procedimiento analítico, específicamente con la sección 7.15 Diseño de cargas de viento para otras estructuras. La ecuación se muestra a continuación

$$F = q_z \cdot G \cdot C_f \cdot A_f$$

Ecuación A.6: Fuerza de viento de diseño para otras estructuras [N]

Donde:

- q_z : distribución de velocidades evaluada a una altura z del área A_f
- G : factor de efecto de ráfaga
- C_f : coeficiente de fuerza neta.
- A_f : área proyectada normal al viento, excepto cuando C_f sea especificada para el área de superficie efectiva.

Para proceder, se deben obtener los siguientes factores:

- a) Velocidad básica de viento (V)
- b) Factor de direccionalidad (k_d)
- c) Factor de importancia (I)
- d) Categorías de rugosidad de la superficie y de exposición (k_z y k_h)
- e) Factor topográfico (k_{zt})
- f) Distribución de velocidades (q_z o q_h)
- g) Factor de efecto ráfaga (G)
- h) Coeficiente de fuerzas (C_f)

Antes de comenzar algunas generalidades de la norma.

Carga mínima de viento

Para el sistema principal resistente a las fuerzas de viento (SPRFV)

480N/m² para edificios cerrados, parcialmente cerrados u otras estructuras multiplicada por la proyección del área en un plano vertical y normal a la supuesta dirección del viento.

480N/m², para edificios abiertos u otras estructuras, multiplicado por el área A_f

Para elementos secundarios y de revestimiento

480N/m² actuando en dirección normal a la superficie

Una vez conocidas las generalidades, se procede con lo necesario para el cálculo.

a) Velocidad básica de viento (V)

Se obtiene de la Tabla 5 de la norma (Tabla A.10)

Tabla A.10: Velocidad básica de viento. Tabla 5, Nch432of2010. (NCh432 of. 2010)

N°	Latitud S	Longitud O	Estación	V m/s
1	18°20′	70°20′	Arica	23,0
2	20°32′	70°11′	Iquique	25,6
3	22°27′	68°55′	Calama	36,8
4	23°26′	70°26′	Antofagasta	24,3
5	29°54′	71°12′	La Serena	32,1
6	30°14′	71°38′	DGF-Lengua de Vaca	34,6
7	32°08′	71°31′	CENMA- Pichidanguí	29,2
8	33°23′	70°47′	Pudahuel	30,3
9	33°26′	70°39′	Torre Entel	24,1
10	33°34′	70°31′	La Reina	22,4
11	33°34′	70°37′	La Platina	16,7
12	35°13′	72°17′	Putú	29,0
13	36°46′	73°03′	Concepción	40,0
14	36°47′	73°07′	ENAP- Bio Bio	43,5
15	38°45′	72°36′	Temuco	35,2
16	41°28′	73°07′	Puerto Montt	33,9
17	42°55′	72°48′	Chaitén	49,2
18	43°10′	73°43′	Quellón	49,7
19	43°38′	71°47′	Palena	38,2
20	45°35′	71°07′	Coyhaique	44,8
21	45°54′	71°72′	Balmaceda	47,5
22	46°32′	71°41′	Chile Chico	41,5
23	47°14′	72°55′	Cochrane	38,1
24	53°00′	70°51′	Punta Arenas	53,5
Estas velocidades han sido registradas principalmente en aeródromos y aeropuertos.				

Se puede usar la información de la Tabla 5 de la norma, siempre que el emplazamiento sea cercano a la zona de medición y no se encuentre en terrenos montañosos, desfiladeros o zonas especiales de viento. En caso contrario, usar la zonificación por paralelos de la Tabla 6 de la norma (Tabla A.11) y las Figuras 3 y 4 de la norma (Figura A.62 y Figura A.63)

Tabla A.11: Velocidad básica de viento para distintas zonas del país. Tabla 6, NCh432of2010.

Latitud S°	Velocidad básica m/s
17°29' - 27°	30
27° - 35°	35
35° - 42°	40
42° - 50°	50
50° - 56°32'	55

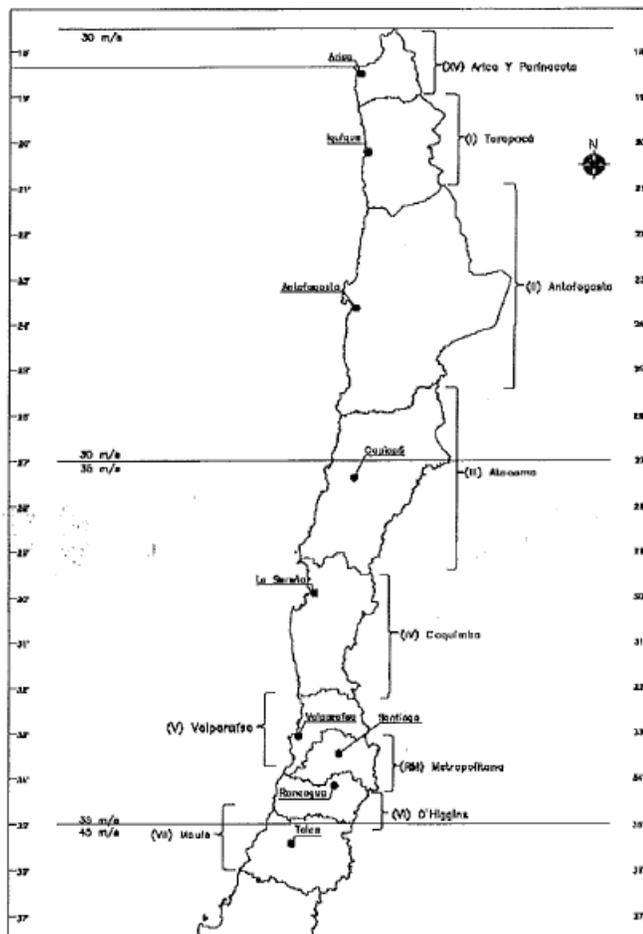


Figura A.62: Zonificación por velocidades de viento zona centro-norte

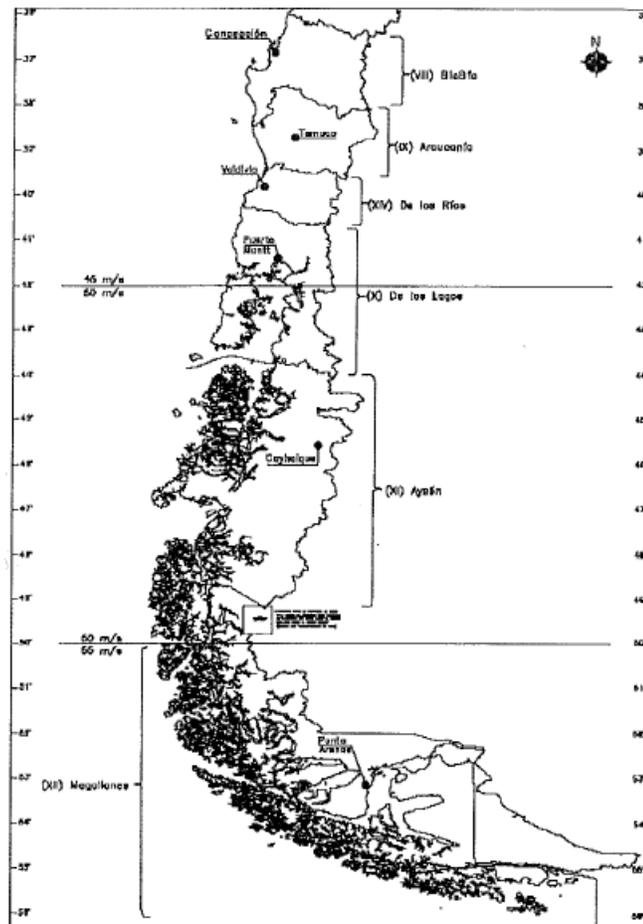


Figura A.63: Zonificación por velocidades de viento zona centro-sur

Si la experiencia y registros indican que la velocidad básica supera lo señalado anteriormente, se ajustarán los valores a unos mayores. El ajuste se basa en información meteorológica.

b) Factor de direccionalidad (k_d)

Se utiliza solo cuando se usan las combinaciones de carga de la NCh3171. Se determina de acuerdo con la Tabla 7 de la norma (Tabla A.12)

Tabla A.12: Factor de direccionalidad del viento.
Tabla 7 (NCh432 of. 2010)

Tipo de estructura	K_d
Edificios: SPRFV	0,85
Elementos secundarios	0,85
Techos abovedados en arco	0,85
Chimeneas, estanques y estructuras similares:	
Cuadrados	0,90
Hexagonales	0,95
Circulares	0,95
Señalética sólida	0,85
Señalética sólida y marcos de estructuras enrejadas	0,85
Torres enrejadas sujetas con cables:	
Triangulares, cuadradas y rectangulares	0,85
Todas las demás secciones transversales	0,95
1) El factor de direccionalidad K_d ha sido calibrado con la combinación de cargas especificadas en Nch3171. Este factor debe ser aplicado únicamente cuando su uso en conjunto con la combinación de cargas en Nch3171.	

c) Factor de importancia

Se determina según la Tabla 8 de la Norma (Tabla A.13). Las categorías de ocupación son las de la NCh3171.

Tabla A.13: Factor de importancia de la estructura.
Tabla 8, NCh432of2010

Categoría	Factor de importancia
I	0,87
II	1,00
III	1,15
IV	1,15

d) Coeficiente de exposición y rugosidad de la superficie

Para cada dirección de carga de viento por considerar para la estructura, se establece la exposición de la estructura. Para ello, se estudia la exposición del barlovento (de donde viene el viento) en las dos secciones extendidas 45° a la derecha y a la izquierda de la dirección en estudio.

Conforme la topografía del barlovento, se define su exposición

Categorías de **Rugosidad** superficial:

Rugosidad tipo B: área con numerosos obstáculos

Rugosidad tipo C: terreno con obstrucciones dispersas, alturas menores a 9,1 m

Rugosidad tipo D: áreas planas y despejadas y superficies de agua.

Categorías de **Exposición** de la estructura:

Exposición B: se aplica cuando prevalezca la condición de Rugosidad tipo B, en la dirección de barlovento al menos por 792 m o 20 veces la altura del edificio (la mayor)

Exposición C: se aplica cuando no se cumpla con la categoría de exposición B ni C

Exposición D: se aplica cuando prevalezca rugosidad tipo D en la dirección de barlovento por, al menos, 1524 m o 20 veces la altura del edificio (la mayor). En la dirección del sotavento la rugosidad debe ser categoría B o C y se debe extender por una distancia de 200 m o 20 veces la altura del edificio (la mayor)

El coeficiente de exposición de la distribución de velocidades se determina de la Tabla 9 de la norma (Tabla A.14)

Tabla A.14: Coeficiente de exposición de la distribución de velocidades K_n y K_z .

Tabla 9, Nch432of2010

Altura sobre el nivel del suelo, z [m]	Exposición			
	B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Caso 1 y 2	Caso 1 y 2
0-4,6	0,70	0,57	0,85	1,03
5,1	0,70	0,62	0,90	1,08
7,6	0,70	0,66	0,94	1,12
9,1	0,70	0,70	0,98	1,16
12,2	0,76	0,76	1,04	1,22
15,2	0,81	0,81	1,09	1,27
18,0	0,86	0,85	1,13	1,31
21,3	0,89	0,89	1,17	1,34
24,4	0,93	0,93	1,21	1,36
27,4	0,96	0,96	1,24	1,40
30,5	0,99	0,99	1,26	1,43
35,6	1,04	1,04	1,31	1,48
42,7	1,09	1,09	1,36	1,52
48,8	1,13	1,13	1,39	1,55
54,9	1,17	1,17	1,43	1,58
61,0	1,20	1,20	1,46	1,61
76,2	1,28	1,28	1,53	1,68
91,4	1,35	1,35	1,59	1,73
106,7	1,41	1,41	1,64	1,78
121,9	1,47	1,47	1,69	1,82
137,2	1,52	1,52	1,73	1,86
152,4	1,56	1,56	1,77	1,89
<p>Caso 1</p> <p>a) Todos los elementos secundarios y de revestimiento</p> <p>b) SPRFV en construcciones de baja altura diseñada usando Figura 8 (Baja altura no aplica en este caso)</p> <p>Caso 2</p> <p>a) Todos los SPRFV, excepto en construcciones de baja altura diseñado usando la Figura 8 (Baja altura no aplica en este caso)</p> <p>b) SPRFV en otras estructuras</p> <p>El coeficiente de exposición de la distribución de velocidades se puede determinar también con las ecuaciones siguientes:</p> $K_z = 2,01 \cdot (z/z_g)^{2/\alpha} \quad , \text{ para } 4,6 \text{ m} \leq z \leq z_g \quad \{3\}$ $K_z = 2,01 \cdot (4,6/z_g)^{2/\alpha} \quad , \text{ para } z \leq 4,6 \text{ m} \quad \{4\}$ <p>NOTA: z no debe considerar menos que 18,3 m para caso 1 y exposición B. en que: z_g = altura nominal de la capa límite atmosférica, según Tabla 12 de la norma ; α = exponente de la ley de potencia de la velocidad de ráfaga 3 s, según Tabla 12 de la norma (Tabla A.17).</p>				

e) Factor Topográfico

Se debe considerar el efecto topográfico cuando se cumpla con las siguientes condiciones:

- 1) La colina, cima o escarpe debe estar aislada
- 2) La colina, cima o escarpe tiene una altura mayor 2 veces la altura de singularidades topográficas dentro de un radio de 3,22 km.
- 3) Estructura en la mitad superior de una colina o escarpe, como se muestra en la Figura 5 de la norma (Figura A.64)
- 4) $H/L_h \geq 0,2$

Donde:

H : altura de una colina o escarpe. [m]

L_h : distancia horizontal a barlovento medido desde la cima de la colina o escarpe hasta la mitad de la altura de la colina o escarpe. [m]

- 5) H es mayor o igual que 4,5 m para exposiciones C y D y a 18,3 m para exposiciones B.

El Factor topográfico se obtiene con la siguiente expresión:

$$K_{zt} = (1 + K_1 \cdot K_2 \cdot K_3)^2 \quad \text{Ecuación A.7: Factor topográfico}$$

Donde:

K_1, K_2 y K_3 : se determinan con la Tablas 10 y 11 de la norma (Tabla A.16)

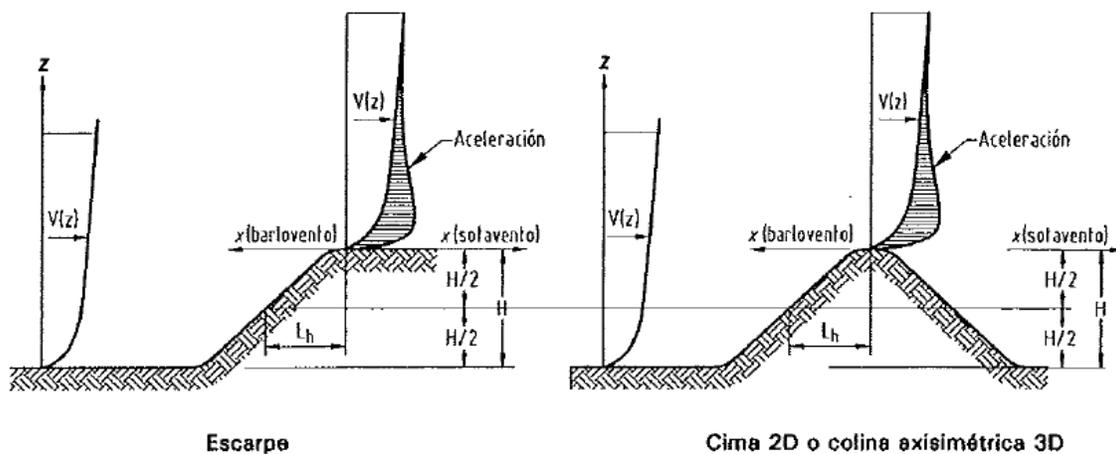


Figura A.64: Efectos topográficos en escarpes, cimas o colinas.
Figura 5, Nch432of2010.

Tabla A.15: Factores topográficos para exposición C, K_{zt} .
 Tabla 10, Nch432of2010.

$\frac{H}{L_h}$	Factor K_1			$\frac{x}{L_h}$	Factor K_2		$\frac{z}{L_h}$	Factor K_3		
	Cima 2D	Escarpe 2D	Colina axisi m. 3D		Cima 2D	Demás casos		Cima 2D	Escarpe 2D	Colina axisi m. 3D
0,20	0,29	0,17	0,21	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
0,25	0,36	0,21	0,26	0,50	0,88	0,67	0,10	0,74	0,78	0,67
0,30	0,43	0,26	0,32	1,00	0,75	0,33	0,20	0,55	0,61	0,45
0,35	0,51	0,30	0,37	1,50	0,63	0,00	0,30	0,41	0,47	0,30
0,40	0,58	0,34	0,42	2,00	0,50	0,00	0,40	0,30	0,37	0,20
0,45	0,65	0,38	0,47	2,50	0,38	0,00	0,50	0,22	0,29	0,14
0,50	0,72	0,43	0,53	3,00	0,25	0,00	0,60	0,17	0,22	0,09
				3,50	0,13	0,00	0,70	0,12	0,17	0,06
				4,00	0,00	0,00	0,80	0,09	0,14	0,04
							0,90	0,07	0,11	0,03
							1,00	0,05	0,08	0,02
							1,50	0,01	0,02	0,00
							2,00	0,00	0,00	0,00

- 1) Para valores de H/L_h , x/L_h y z/L_h que no sean los mostrados en la tabla, se permite la interpolación lineal.
- 2) Para $H/L_h > 0,5$, se debe asumir $H/L_h = 0,5$ para la evaluación de K_1 y sustituir $2H$ por L_h para evaluar K_2 y K_3
- 3) Los factores se basan en el supuesto de que el viento se aproxima a la colina o escarpe a lo largo de la dirección de máxima pendiente.
- 4) Notación:

H = altura de una colina o escarpe relativa al terreno desde donde viene el viento expresada en metros [m]

L_h = distancia de barlovento de la cima de la colina o escarpe, donde la diferencia en la elevación del suelo es la mitad de la altura de la colina o escarpe en metros [m]

K_1 = factor que representa la forma del rasgo topográfico y el efecto de cambio de velocidad

K_2 = factor que representa la reducción del incremento de velocidad con la distancia a la cima, para barlovento o sotavento

K_3 = factor que representa la reducción del incremento de velocidad con la altura sobre el terreno local;

x = distancia hacia barlovento o sotavento de la cima del edificio, expresada en metros [m];

z = altura sobre el nivel del suelo, expresada en metros [m];

μ = factor de atenuación horizontal

γ = factor de atenuación de la altura

Tabla A.16: Parámetros para el aumento de velocidad sobre colinas y escarpes.

Tabla 11, Nch432of2010.

Forma de la colina	$K_1/(H/L_h)$			γ	μ	
	Exposición				Cima de barlovento	Cima de sotavento
	B	C	D			
Colina 2D (o valles con H negativo) en K_1/HL_h	1,30	1,45	1,55	3,00	1,50	1,50
Escarpes 2D	0,75	0,85	0,95	2,50	1,50	4,00
Colinas axisim. 3D	0,95	1,05	1,15	4,00	1,50	1,50
- $K_{zt} = (1 + K_1 \cdot K_2 \cdot K_3)$ - K_1 determinado de tabla - $K_2 = \left(1 - \frac{ x }{\mu L_h}\right)$ - $K_3 = e^{-\gamma z/L_h}$						

f) Factor del efecto ráfaga

Estructuras rígidas (Frecuencia fundamental mayor o igual a 1Hz)

El factor de efecto de ráfaga en estructuras rígidas se considera 0,85 o se calcula con las siguientes formulas:

$$G = 0,925 \cdot \left(\frac{1 + 1,7 \cdot g_Q \cdot I_{\bar{z}} \cdot Q}{1 + 1,7 \cdot g_v \cdot I_{\bar{z}}} \right)$$

Ecuación A.8: Factor de ráfaga para estructuras rígidas

$$I_{\bar{z}} = c \cdot \left(\frac{10}{\bar{z}} \right)^{1/6}$$

Ecuación A.9: Intensidad de turbulencia a una altura \bar{z}

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0,63 \cdot \left(\frac{B+h}{L_{\bar{z}}} \right)}}$$

Ecuación A.10: Factor de respuesta de fondo

$$L_{\bar{z}} = I \cdot \left(\frac{\bar{z}}{10} \right)^{\bar{e}}$$

Ecuación A.11: Escala de longitud integral de turbulencia

Donde:

\bar{z} : Altura equivalente de la estructura, definida como $0,6 \cdot h$, pero no menor que z_{min} , para todas las alturas h de las construcciones

z_{min}, c : Constantes del terreno de exposición, según Tabla 12 (Tabla A.17)

g_Q y g_v : 3,4

B : Dimensión horizontal de un edificio medido normal a la dirección del viento.

h : Altura media del techo

$I, \bar{\epsilon}$: Constantes del terreno de exposición, según Tabla 12 (Tabla A.17)

Tabla A.17: Constantes de terreno de exposición.
Tabla 12, Nch432of2010

Exposición	α	z_g	\hat{a}	\hat{b}	$\bar{\alpha}$	\bar{b}	c	l	$\bar{\epsilon}$	$z_{mín}$
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	152,4	1/5,0	4,57
D	11,5	213,36	1/11,5	1,07	1/9,0	0,08	0,15	198,12	1/8,0	2,13
$z_{mín}$ =mínima usada para asegurar que la altura equivalente \bar{z} es mayor que 0,6 h $z_{mín}$ Para edificios con $h \leq z_{mín}$ \bar{z} se debe tomar $z_{mín}$										

g) Distribución de velocidades

La distribución de velocidades q_z a una altura z se calcula con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0,613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \cdot I \quad \text{Ecuación A.12: Distribución de velocidades [N/m}^2\text{]}$$

Donde:

K_z : Coeficiente de exposición de distribución de velocidades

K_{zt} : Factor topográfico evaluado a la altura media del techo

K_d : Coeficiente de direccionalidad del viento

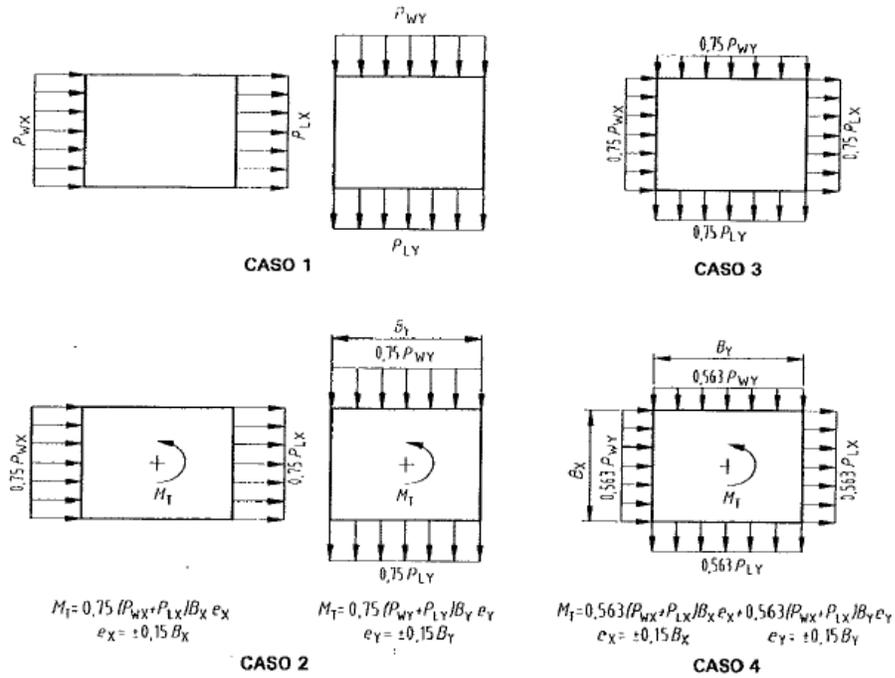
I : Factor de importancia

V : Velocidad básica de viento [m/s]

La distribución de velocidades a la altura media de techo h , se denomina q_h

h) Coeficiente de Fuerza neta

Se definen 4 casos de cargas de viento (ver Figura A.65)



- Caso 1** Diseño con la presión del viento completa actuando sobre el área proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura, considerada por separado a lo largo de cada eje principal.
- Caso 2** Diseño con 3/4 de la presión del viento actuando sobre el área proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura en conjunto como un momento torsional como el mostrado, considerada por separado en cada eje principal.
- Caso 3** Carga de viento como la definida en el Caso 1, pero considerando que actúa simultáneamente el 75% del valor especificado.
- Caso 4** Carga de viento como la definida en el Caso 2, pero considerando que actúa simultáneamente el 75% del valor especificado.

NOTAS

1) La presión del viento de diseño en las caras de barlovento y sotavento deben ser determinadas de acuerdo con lo previsto en 7.12.2.1 y 7.12.3, aplicable para edificios de grandes alturas.

2) Los diagramas muestran la vista en planta del edificio.

3) Notación:

P_{WX} , P_{WY} : presión de diseño en la cara a barlovento actuando en los ejes principales X e Y, respectivamente;

P_{LX} , P_{LY} : presión de diseño en la cara de sotavento en los ejes principales X e Y, respectivamente;

$e (e_X, e_Y)$: excentricidad de los ejes principales X e Y de la estructura, respectivamente;

M_T : momento torsional por unidad de altura actuando sobre un eje vertical del edificio.

Figura A.65: Casos de cargas de viento de diseño sistema SPRFV-Todas las alturas.

Figura 21 Nch432of2010